



Comune di Messina

IMPRESA APPALTATRICE



30015 Chioggia (VE)
Banchina F - Val da Rio
www.coedmar.it

Tel. +39 041 4967 925
Fax +39 041 4967 914
contratti@coedmar.it

COOPTATA



40132 Bologna
Via M. E. Lepido, 182/2
www.consorziointegra.it

Tel. +39 051 3161 300
integra@consorziointegra.it

PROGETTAZIONE



30035 Mirano (VE)
Viale Belvedere, 8/10
www.fm-ingegneria-com

Tel. +39 041 5785 711
Fax +39 041 4355 933
tremestieri@fm-ingegneria.com



20148 Milano
Via Caccialepori, 27

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 Dolfìn

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 ESECUTIVO

TITOLO

A - PARTE GENERALE

Relazione Idraulica - Parte A

REV.	DATA	FILE	OGGETTO	DIS.	APPR.
1					
2					
3					
4					
5					

ELABORATO N.

A006

DATA: Ottobre 2017	SCALA: -	FILE: 1044_A006_0.doc	J.N. 1044
PROGETTO G. Carretta	DISEGNO G. Carretta	VERIFICA L. Masiero	APPROVAZIONE T. Tassi

INDICE

1	PREMESSA E SINTESI DEI CONTENUTI DELLA RELAZIONE IDRAULICA – PARTE A	5
2	LE OPERE DI REGIMAZIONE DEI TORRENTI.....	8
2.1	DESCRIZIONE DEI TORRENTI INTERFERENTI CON LA NUOVA PIATTAFORMA LOGISTICA E DEI LORO BACINI IMBRIFERI	8
2.2	ANALISI QUALITATIVA DELLO STATO DI FATTO	8
2.2.1	TORRENTI CANNETO E FAROTA	8
2.2.1.1	TORRENTE CANNETO	8
2.2.1.2	TORRENTE FAROTA	11
2.2.2	TORRENTE GUIDARI	15
2.2.3	TORRENTE PALUMARA.....	21
2.2.4	SCOLI MINORI.....	23
2.3	DESCRIZIONE DELLE OPERE DI PROGETTO.....	26
2.3.1	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO	26
2.3.2	TORRENTI CANNETO E FAROTA	26
2.3.3	TORRENTE GUIDARI	31
2.3.4	TORRENTE PALUMARA.....	34
2.4	DIMENSIONAMENTO IDRAULICO DELLE OPERE DI PROGETTO.....	35
2.4.1	TORRENTI CANNETO E FAROTA	35
2.4.1.1	SISTEMAZIONI BACINO DI MONTE TORRENTE FAROTA	35
2.4.1.2	FUNZIONAMENTO IDRAULICO DEL SISTEMA CANNETO-FAROTA.....	35
2.4.1.2.1	<i>Schematizzazione di calcolo</i>	35
2.4.1.2.2	<i>Le condizioni al contorno</i>	38
2.4.1.2.3	<i>Risultati delle simulazioni</i>	39
2.4.1.3	DIMENSIONAMENTO DEL MANUFATTO DI CONNESSIONE CANNETO-FAROTA	46
2.4.2	TORRENTE GUIDARI	49
2.4.2.1	FUNZIONAMENTO IDRAULICO DEL TORRENTE GUIDARI.....	49
2.4.2.1.1	<i>Schematizzazione di calcolo</i>	49
2.4.2.1.2	<i>Le condizioni al contorno</i>	50
2.4.2.1.3	<i>Risultati delle simulazioni</i>	50
2.4.2.2	SISTEMAZIONI BACINO DI MONTE TORRENTE GUIDARI	53
2.4.3	IL TORRENTE PALUMARA	54
3	LE OPERE DI SMALTIMENTO E TRATTAMENTO DELLE ACQUE METEORICHE DI PIATTAFORMA	55
3.1	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI SMALTIMENTO	55
3.2	LE SIMULAZIONI IDRAULICHE PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE	55
3.2.1	IETOGRAMMA DI PROGETTO.....	55
3.2.2	IL MODELLO DI CALCOLO	55
3.2.3	SCHEMATIZZAZIONI DI CALCOLO	55
3.2.4	RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO	57
3.3	DIMENSIONAMENTO DEI SISTEMI DI TRATTAMENTO DI PRIMA PIOGGIA.....	72
3.4	DIMENSIONAMENTO DELLE CANALETTE DI RACCOLTA	76
4	LA VERIFICA STATICA DELLE TUBAZIONI IN POLIPROPILENE.....	81
5	L'IMPIANTO IDRICO.....	86

5.1	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO	86
5.2	DEFINIZIONE DELLE UTENZE	86
5.3	LE SIMULAZIONI IDRAULICHE PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE	87
5.3.1	IL PROGRAMMA DI CALCOLO	87
5.3.2	SCHEMATIZZAZIONI DI CALCOLO	87
5.3.3	RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO	88
5.4	DIMENSIONAMENTO E SPECIFICHE DELLA RETE	90
6	L'IMPIANTO ANTINCENDIO.....	90
6.1	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO	91
6.2	DEFINIZIONE DELLE UTENZE	91
6.3	LE SIMULAZIONI IDRAULICHE PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE	92
6.3.1	SCHEMATIZZAZIONI DI CALCOLO	92
6.3.2	RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO	93
6.4	DIMENSIONAMENTO E SPECIFICHE DELLA RETE	95
7	APPENDICE 1 – IL MODELLO DI SIMULAZIONE IDRAULICA HEC-RAS	97
7.1	GENERALITÀ.....	97
7.2	COMPONENTI IDRAULICI DI ANALISI.....	97
7.3	SIMULAZIONE A MOTO VARIO.....	97
7.4	DESCRIZIONE MATEMATICA DEL MODELLO UTILIZZATO.....	97
7.5	LE EQUAZIONI DEL MOTO VARIO MONODIMENSIONALE	97
7.6	METODOLOGIA E DISCRETIZZAZIONE SPAZIO-TEMPORALE.....	100
7.7	CRITERI PER LA VERIFICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI.....	101
7.8	PERDITE ALL'IMBOCCO	103
7.9	PERDITE ALLO SBOCCO	104
8	APPENDICE 2 – IL MODELLO DI SIMULAZIONE IDRAULICA EPA SWMM	105
8.1	GENERALITA'	105
8.2	DESCRIZIONE MATEMATICA DEL MODELLO DI CALCOLO	106
8.3	DESCRIZIONE DEL PROCESSO FISICO DI FORMAZIONE DEI DEFLUSSI	109
9	APPENDICE 3 – IL MODELLO DI CALCOLO EPANET	112

1 PREMESSA E SINTESI DEI CONTENUTI DELLA RELAZIONE IDRAULICA – PARTE A

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 delle opere comprese tra il rilevato ferroviario e la linea di costa:

- 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 Guidatri
 - Tombinamento 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
 - Smaltimento delle acque di ruscellamento del rilevato ferroviario
 - Smaltimento delle acque di passaggio del rilevato ferroviario con recapito a mare mediante tre attraversamento minori
 - Impianto antincendio
 - Impianto di alimentazione idrica
 - Impianti per lo smaltimento delle acque nere
 - Impianto di raccolta liquidi inquinanti.

Chiaramente i dimensionamenti idraulici dei manufatti a valle della linea ferroviaria Messina-Catania, dipendono dalle sistemazioni previste a monte; si riporta pertanto l'intera modellazione di dimensionamento.

Le verifiche ed i dimensionamenti tengono conto delle osservazioni e richieste del Genio Civile di Messina espresse con Prot. N. 117319/DRT del 16.12.2015.

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 300 anni. Tutte le opere idrauliche avranno un funzionamento a pelo libero nelle condizioni di massima piena trecentennale 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,
 - Realizzazione di un nuovo attraversamento della ferrovia e della statale 114
 - 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 1 briglia 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
- Tombinamento degli attraversamenti minori che sottopassando il rilevato ferroviario attualmente recapitano a mare
- 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
 - 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
- 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.
 - Alimentazione della casa di guardia
- Impianto di smaltimento delle acque nere
 - Fossa Imhoff e condensa grassi 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 fondovalle 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 6: tombinamento al di sotto della ferrovia

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



Figura 7: 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 12.58 mc/s afferenti con piene trecentennali)
- 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 porovocare 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 8: 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 9: 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 inghiainato.



Figura 10: 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 11: 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 12: attraversamento strada statale



Figura 13: attraversamento ferroviario

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



Figura 14: 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 10.5 mc/s afferenti con piene trecentennali)
- 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:

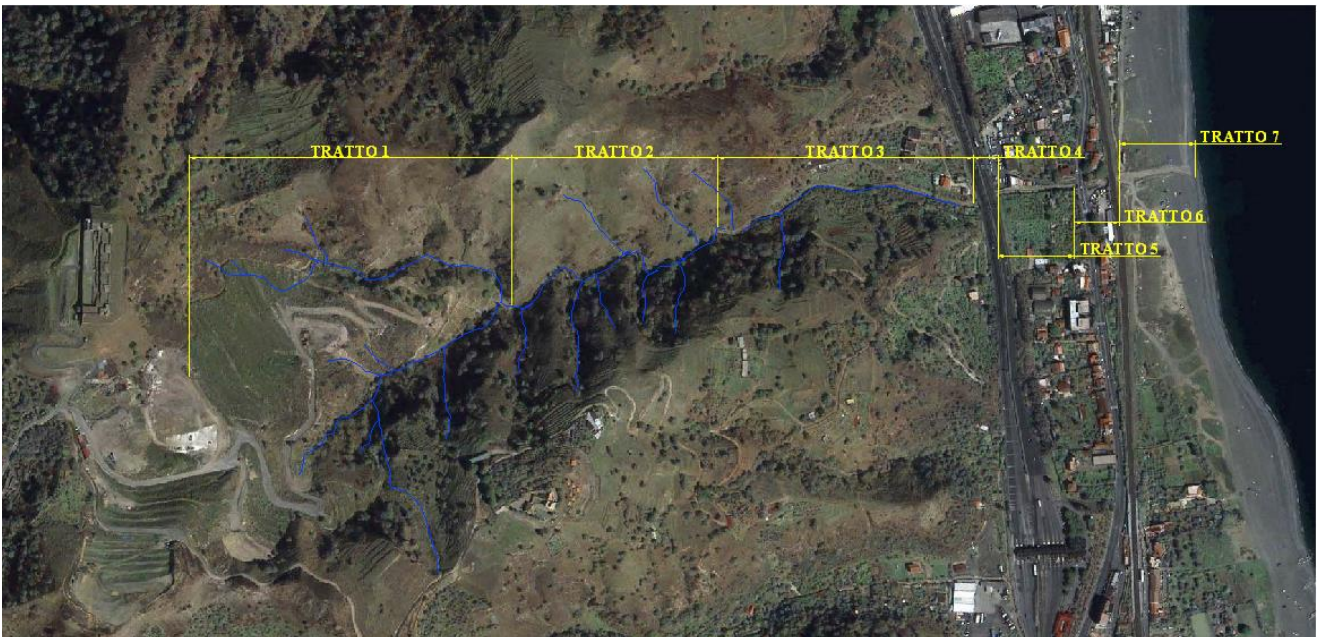


Figura 15: identificazione delle tratte omogenee del torrente Guidari

- 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 circa 10 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 ormai saturi.



Figura 16: la parte superiore del bacino del Guidare con i fenomeni di dissesto in atto



Figura 17: 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 18: 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 19: immagine caratteristica del tratto 3 del torrente

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



Figura 20: 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 21: 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 22: passaggio della S.S. con salto di fondo in primo piano



Figura 23: 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 24: 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.

2.2.3 TORRENTE PALUMARA

Il torrente Palumara raccoglie le acque di un piccolo bacino ad Ovest dell'autostrada nei pressi della chiocciola di accesso al porto di Tremestiere, scorre quindi tombinato attraverso la fascia urbana per poi sbucare a cielo aperto subito a valle del rilevato ferroviario con un manufatto in calcestruzzo.

Al termine dello stesso manufatto, il torrente ritorna tombinato al di sotto della spiaggia, con uno scatolare da 200x120 cm, lungo 50 m con sbocco a mare.



Figura 25: planimetria torrente Palumara



Figura 26: il passaggio del rilevato ferroviario



Figura 27: lo sbocco a mare

2.2.4 SCOLI MINORI

Oltre ai tre torrenti sopra descritti, nella zona della futura piattaforma logistica, si rilevano altri tre scoli minori che traggono origine nella fascia costiera e, attraversando il rilevato ferroviario sfociano direttamente in spiaggia.



Figura 28: planimetria con indicazione dei punti di sbocco dei tre scoli minori



Figura 29: scolo minore a Nord – attraversamento FS e sbocco a mare



Figura 30: scolo minore intermedio – attraversamento FS e sbocco a mare



Figura 31: scolo minore a Sud – attraversamento FS e sbocco a mare

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 300 anni. Tutte le opere idrauliche avranno un funzionamento a pelo libero nelle condizioni di massima piena tre 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.

Il dimensionamento dell'opera è stato condotto con un tempo di ritorno della portata idrica di progetto di 300 anni per adeguarsi ai criteri riportati nella relazione generale del *Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.)* della Regione Siciliana.

2.3.2 TORRENTI CANNETO E FAROTA

Si prevedono pertanto le seguenti opere:

- Adeguamento del manufatto di sfioro esistente modificato inserendo una vasca di decantazione ed accumulo del materiale detritico.
Le acque provenienti dal Canneto verranno introdotte nella suddetta vasca e quindi (per una portata di 4, 58 mc/s) sfioreranno verso il nuovo scatolare di collegamento con il torrente Farota. Nel caso in cui le portate aumentassero ulteriormente pare di queste (calcolate per garantire lo smaltimento in sicurezza mediante le attuali infrastrutture), attraverso uno sfioro di troppo pieno, verrebbero convogliate alla tubazione di attraversamento del piazzale autostradale verso l'originale alveo del Canneto.
- Realizzazione del collegamento tra Canneto e Farota con un canale rettangolare a cielo aperto, in calcestruzzo armato, di dimensioni 2.50x2.30 m, posato nel tratto più a monte a mezza costa nella scarpata, mentre nel tratto più a valle incassato tra la sede autostradale e la strada bianca esistente a margine.
Nel tratto di valle verso il Farota il nuovo canale sostituirà la canalina di raccolta delle acque della piattaforma stradale.
- Realizzazione alla confluenza tra il collegamento con il Canneto, subito a monte dell'attraversamento autostradale, di una vasca di decantazione con sponde in scogliera e fondo in gabbioni.
Anche il canale a cielo aperto di collegamento Canneto-Farota, potrà essere sfruttato quale bacino di decantazione prevedendo al termine del manufatto un dente sfiorante.
- 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 2.0 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.
- Utilizzo dei pali di fondazione della vasca di pompaggio "AMAM" quale sostegno della sponda destra del canale di progetto nel tratto prospiciente alla SS 114
- Realizzazione di un muro di sottofondazione degli edifici prospicienti l'uno all'altro a monte della stazione di pompaggio, provvedendo alla realizzazione di scavi controllati per piccole tratte con immediata realizzazione del muro sottostante le pareti perimetrali;
- Demolizione del muro di sponda sinistra a monte degli edifici con ricollocamento dello stesso in posizione adeguata.

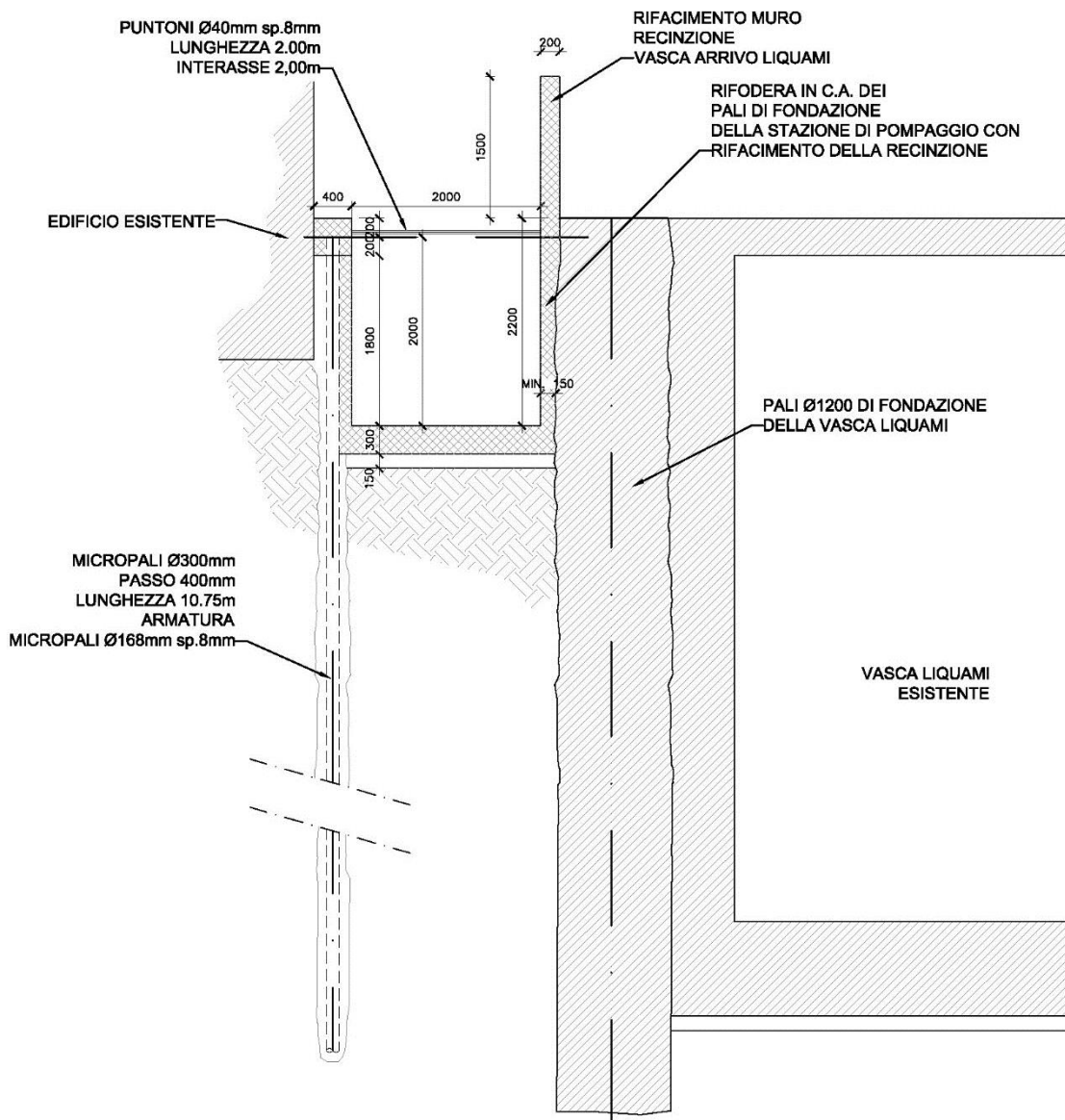


Figura 32: sezione tipo nuovo canale a monte della S.S.

L'attraversamento della SS 114 e del rilevato ferroviario è stato dimensionato in modo da massimizzare le sezioni utili rispettando comunque tutti i vincoli presenti nella zona dalla analisi della documentazione acquisita, dell'aggiornata situazione dei luoghi e delle indicazioni ricevute da RFI.

Gli approfondimenti svolti hanno portato alle seguenti considerazioni che si ripercuotono sulla scelta progettuale della soluzione da perseguire:

- La presenza dell'importante sottoservizio fognario rende impossibile la realizzazione di uno scatolare sotto la SS 114 continuo delle dimensioni di 3.50x4.00 m.
- L'eventuale tubazione spinta dovrebbe sotto passare lo scatolare fognario in arrivo al sollevamento, con necessità di approfondire notevolmente il pozzo di arrivo del tubo spinto.
- Gli spazi per la realizzazione del pozzo di arrivo sono notevolmente ridotti in virtù della presenza dell'edificio in sinistra orografica e della vasca di arrivo e pompaggio dei liquami.
- L'attraversamento perpendicolare del rilevato ferroviario interferisce con il passaggio preesistente (idraulicamente sottodimensionato e pertanto non riutilizzabile) che non consente la posa di una tubazione con tecniche *no-dig* al di sotto delle linee.

Alla luce delle considerazioni sopra riportate, dalle indicazioni ricevute da RFI e dai vincoli imposti dalla presenza di manufatti e sottoservizi, è stata sviluppata la soluzione progettuale in seguito descritta.

- Realizzazione dell'attraversamento della SS 114 con una sezione scatolare gettata in opera da 350x270 cm (tranne che nel tratto di interesezione con il condotto fognario in cui la sezione si riduce a 350x150 cm, con quota di scorrimento impostata a quota superiore al tombotto fognario), con scavo a cielo aperto e gestione del traffico a senso unico alternato. Tale dimensione è la massima consentita dagli spazi delimitati dai vincoli presenti nella zona (edificio, vasca liquami e condotta fognaria di arrivo).
- I sottoservizi acquedottistici, del gas, di telefonia ed elettrici, potranno essere gestiti mediante la realizzazione di cavallotti con passaggio delle condotte sotto il nuovo scatolare di tombinamento del torrente Farota
- Realizzazione dell'attraversamento della SS 114 con tubazione spinta DN 2400, infissa da valle verso monte, con realizzazione di un pozzo di arrivo con scavi protetti da una paratia di micropali. Il pozzo di arrivo fungerà anche da manufatto di raccordo tra condotta scatolare e tubazione spinta. Durante l'infissione della condotta le linee ferroviarie verranno rinforzate mediante fasciatura dei binari.
- Un angolo di 12° rispetto alla perpendicolare alla linea ferroviaria in accordo con le prescrizioni di RFI

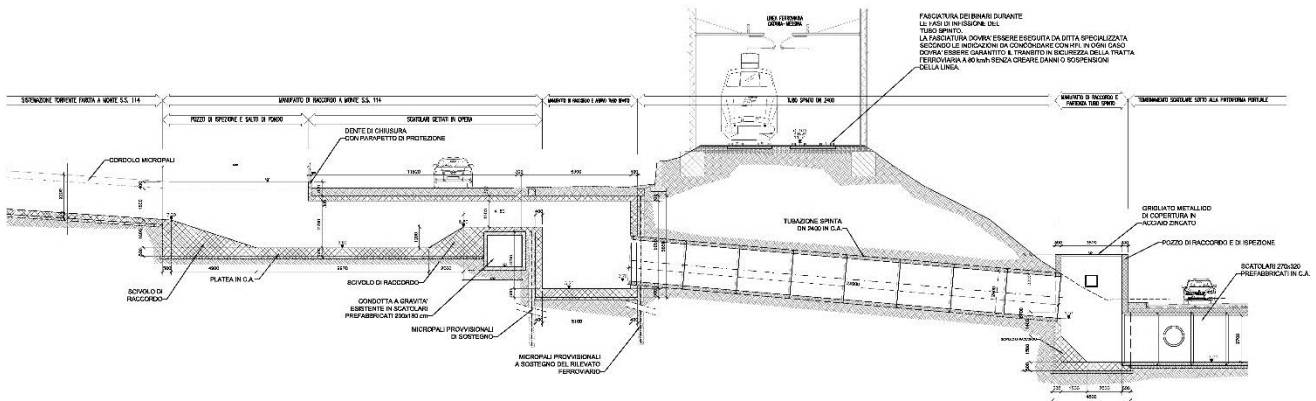


Figura 33: profilo dell'attraversamento nella nuova soluzione proposta

- A valle dell'attraversamento ferroviario verrà realizzato un pozzettone 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. 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 1500 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.

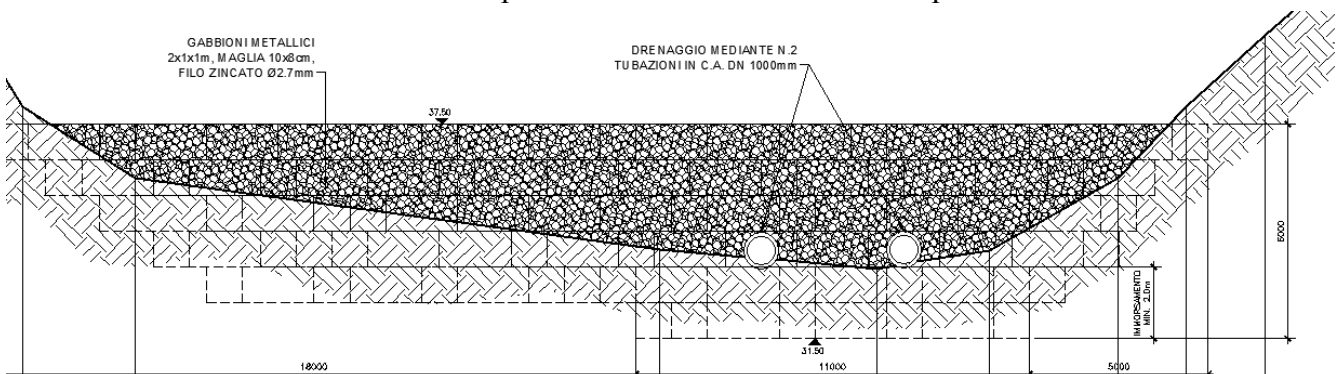


Figura 34: briglia in gabbioni sul torrente Farota

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

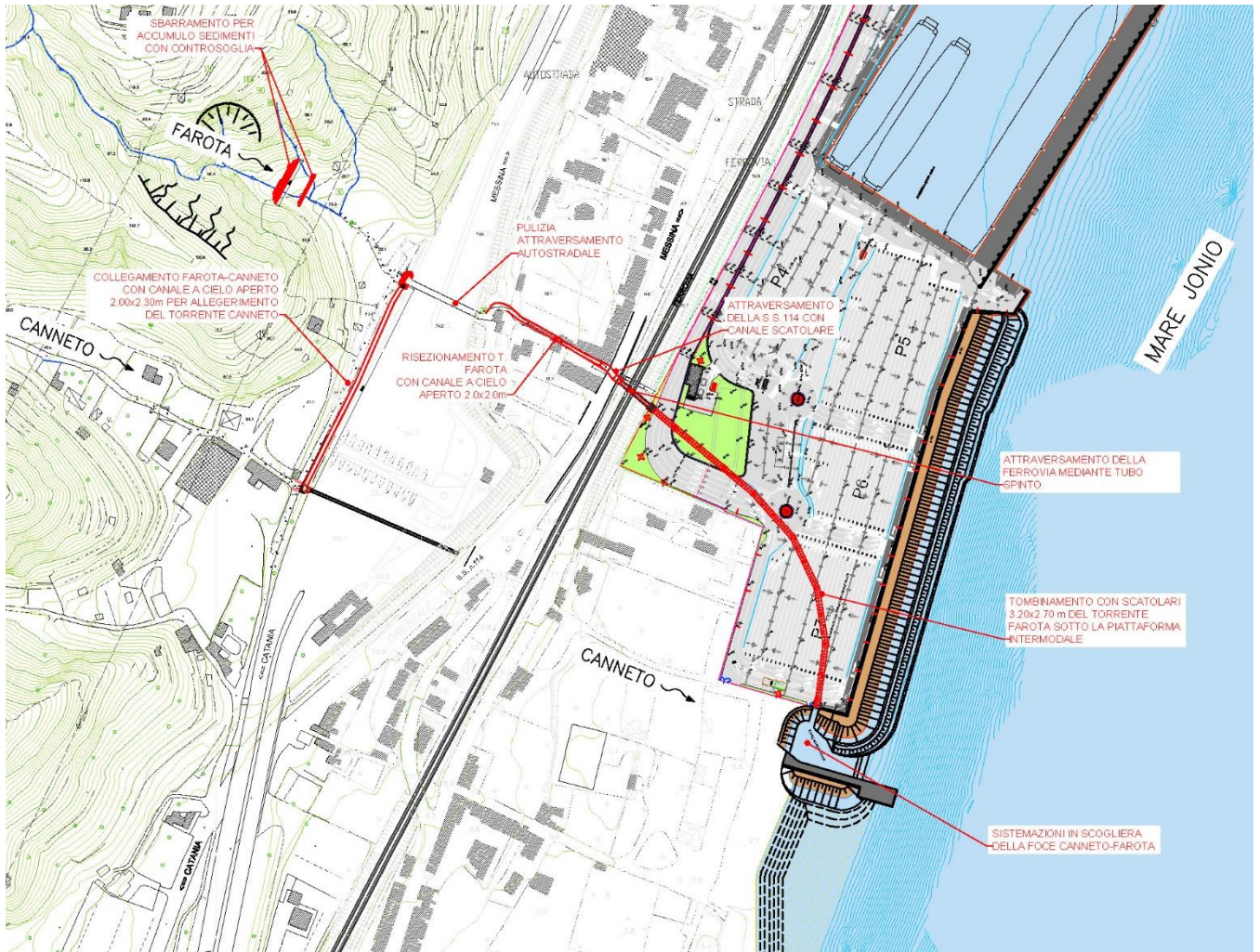


Figura 35: planimetria generale delle opere di regimazione dei torrenti Farota e Canneto

2.3.3 TORRENTE GUIDARI

Si prevedono pertanto le seguenti opere:

- Sistemazioni del bacino imbrifero a monte della autostrada mediante:
 - Realizzazione di 1 briglia in gabbioni che consentirà la realizzazione di 1 bacino di accumulo del materiale solido per un volume complessivo di circa 1000 mc.
 - Apertura di una pista di accesso alla briglia, ricavata adeguando il tracciato della vecchia pista preesistente, allo scopo di poter realizzare e manutentare le opere, rimuovendo periodicamente il materiale depositatosi a tergo.
 - Interventi localizzati di sistemazione dei muri di riva dissestati
 - Rimozione del materiale depositato in alveo.

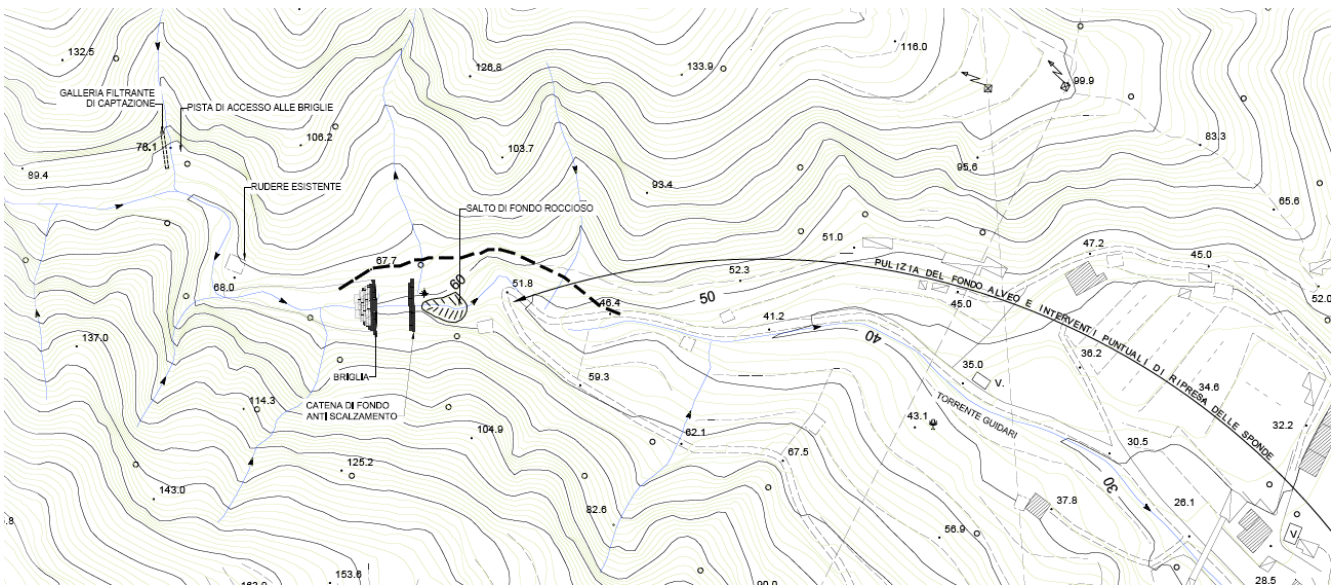


Figura 36 : Estratto della planimetria di progetto con l'ubicazione della briglia di sistemazione dell'asta.

- Nel tratto compreso tra l'autostrada e la ferrovia, verrà realizzata una vasca di accumulo dei sedimenti, di lunghezza 44 m, larghezza media 8 m e profondità media di 3.0 m, per un volume complessivo (al netto delle rampe di accesso) di circa 750 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.

SEZIONE MONTE (monte SS)

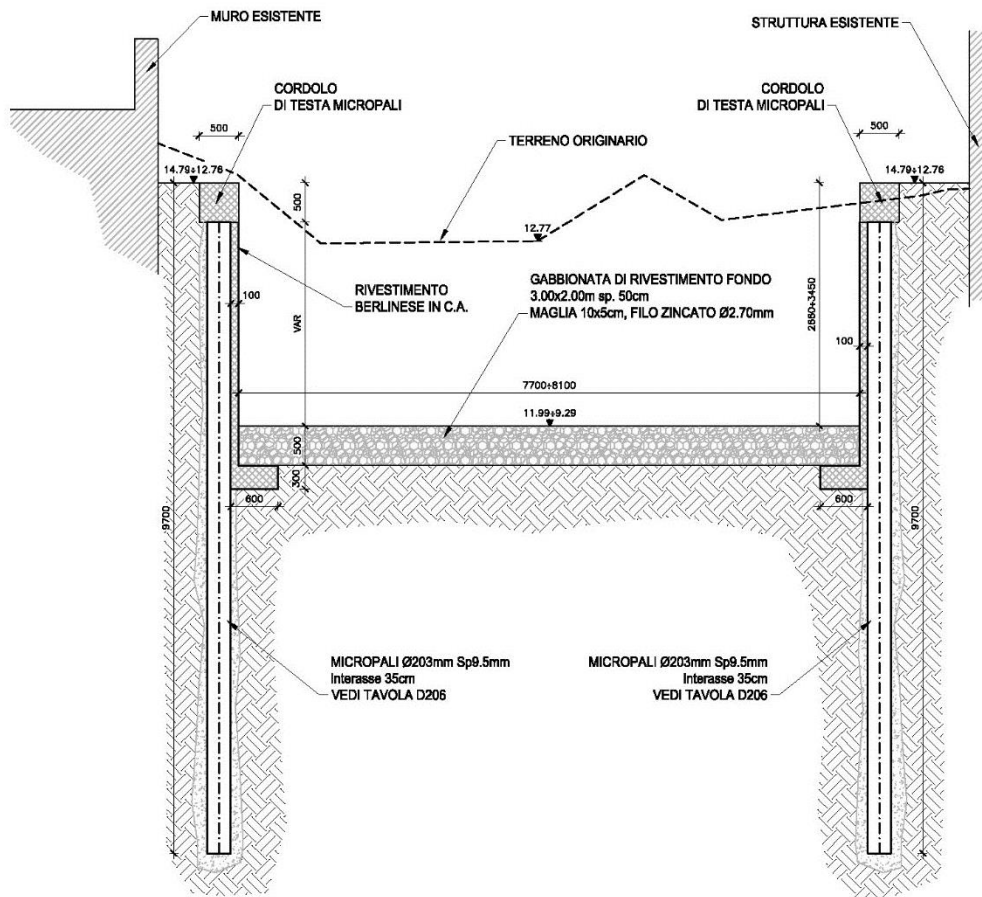


Figura 37: approfondimento del canale tra autostrada e s.s.

- Si prevede l'adeguamento del sottopasso della strada statale, mediante approfondimento dello stesso, per garantire la sicurezza idraulica delle infrastrutture. L'opera consisterà nella realizzazione di un nuovo impalcato, in sostituzione dell'esistente, fondato su pali.
- A valle della S.S. si prevede l'abbassamento dell'alveo con opere di difesa spondale e la pulizia del sottopasso ferroviario che risulta di dimensioni adeguate per lo smaltimento della portata di piena.
- A valle della ferrovia e prima dell'ingresso nella piattaforma portuale, verrà realizzato un salto di fondo protetto da pali di diametro 1000 mm
- Il tratto di canale all'interno della piattaforma logistica, interrato, verrà realizzato mediante la costruzione di diaframmi laterali e impalcato superiore in travi prefabbricate.

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

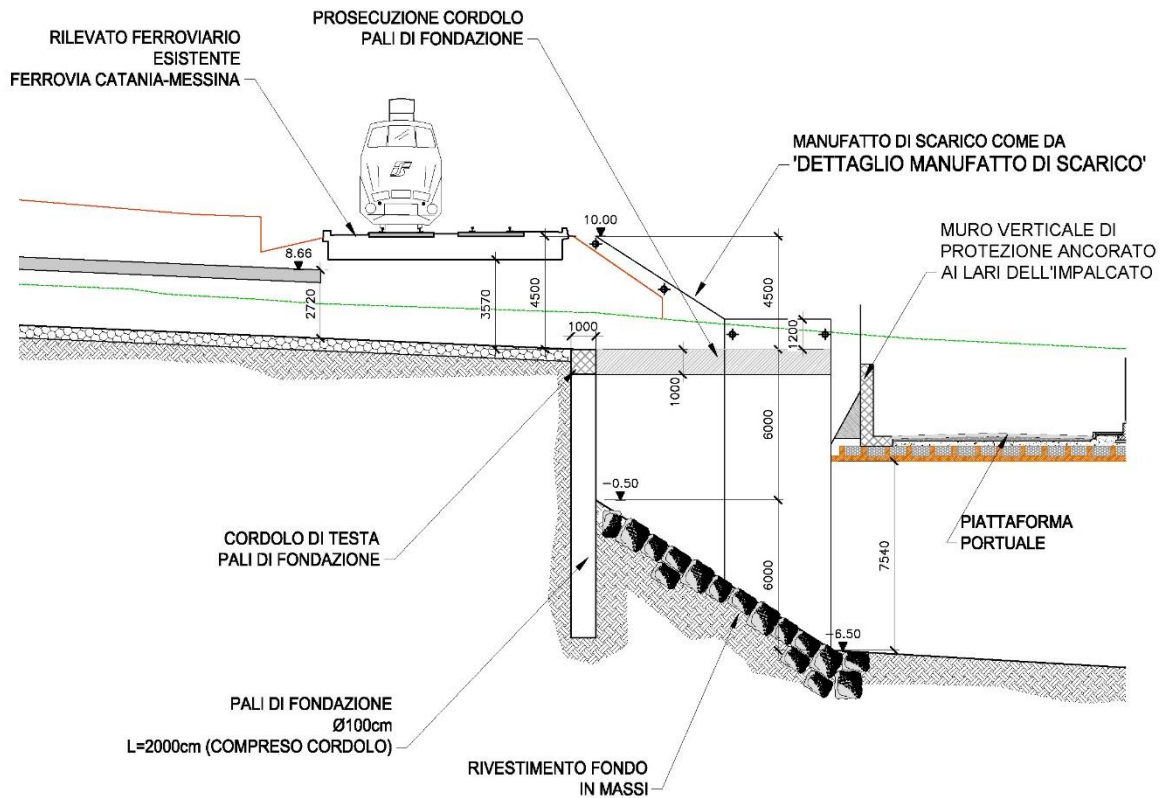


Figura 38: uscita del Guidari nella piattaforma portuale di progetto.

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 ferroviario 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 1200 in PP rinfiacate in calcestruzzo con scarico a mare sotto la mantellata in massi.

Le tubazioni sfoceranno a mare a quota -2.00 m slm. Questa quota di scorrimento garantirà il funzionamento a pressione anche durante le mareggiate e sarà sufficientemente elevata in modo da scongiurare fenomeni di intasamento per eventuali sedimenti trasportati dalle correnti marine.

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 300 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 un canale scatolare 250x250 cm 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.

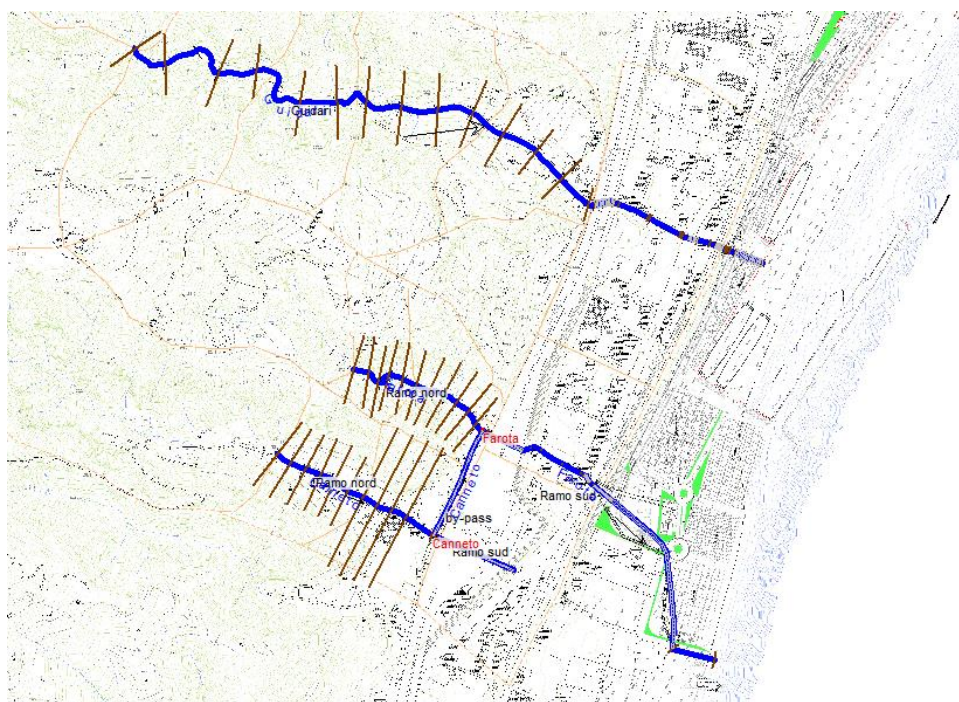


Figura 39 : estratto del modello idraulico con la schematizzazione dei corsi d'acqua Farota e Canneto.

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, canale 2.50x2.50 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.

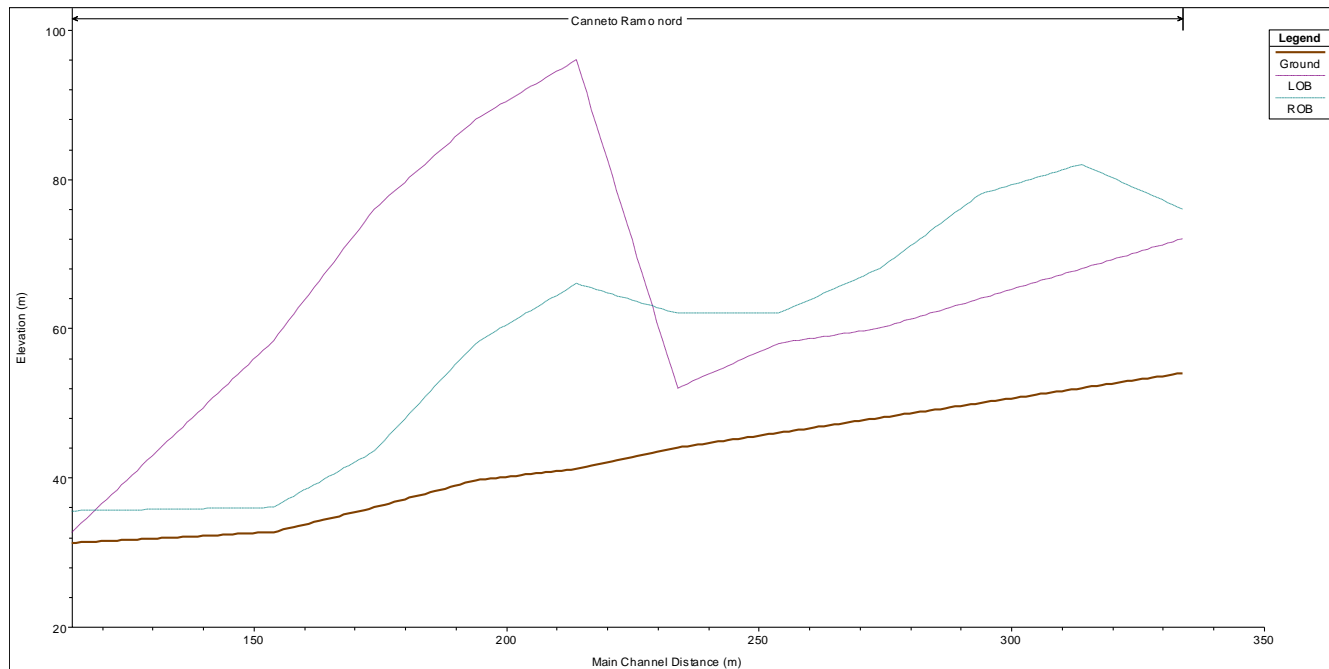


Figura 40 : Torrente Canneto – Tratto a monte dell'Autostrada.

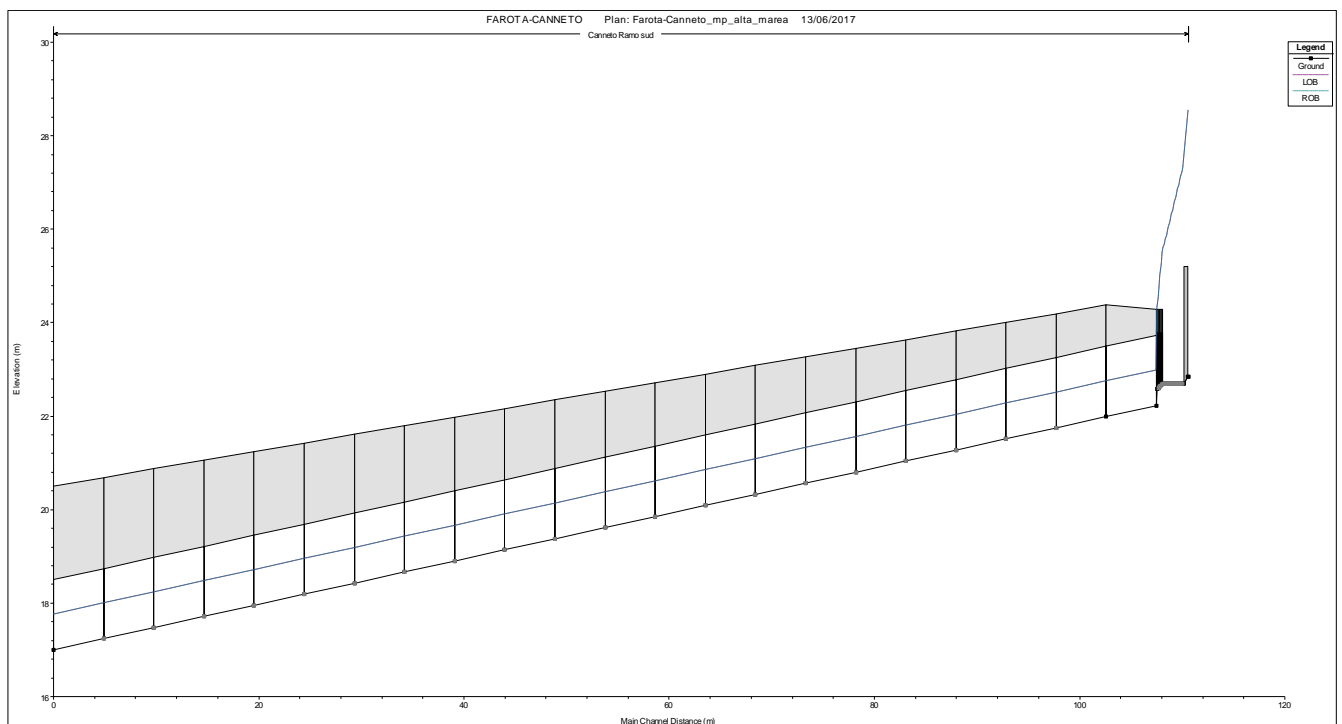


Figura 41 : Torrente Canneto – Tombinamento sotto l'autostrada.

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

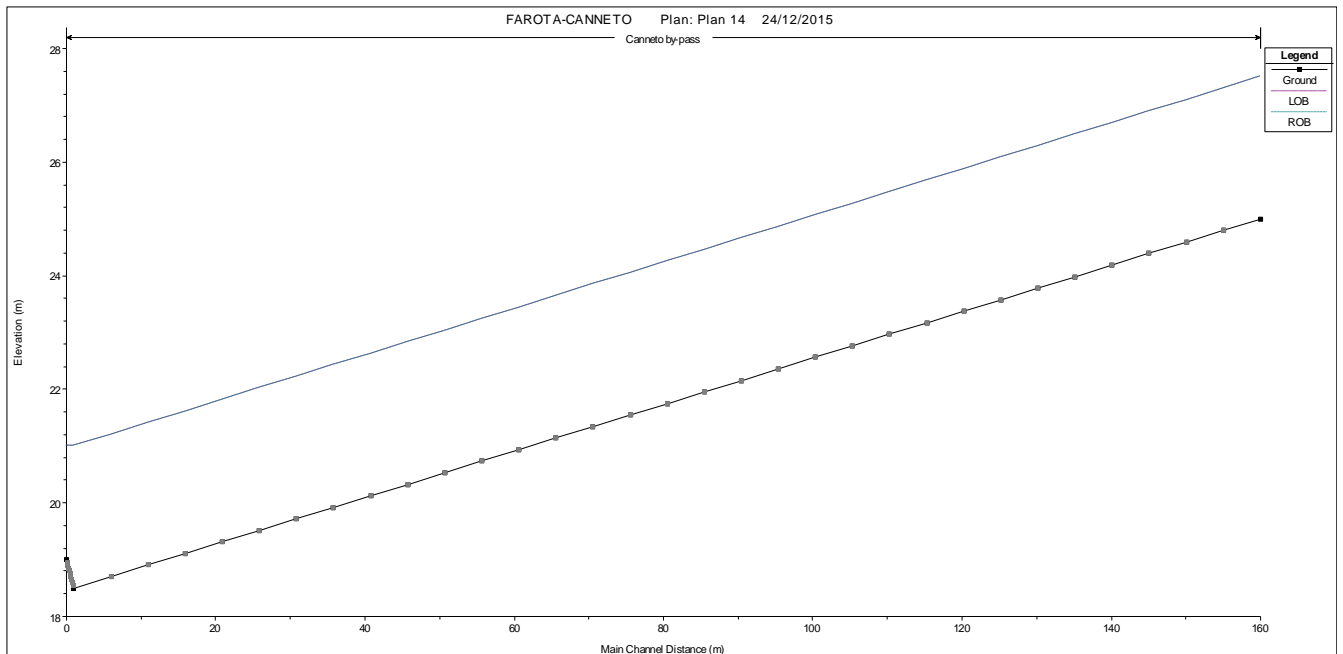


Figura 42 : Canale 250x250 cm di collegamento tra Canneto e Farota.

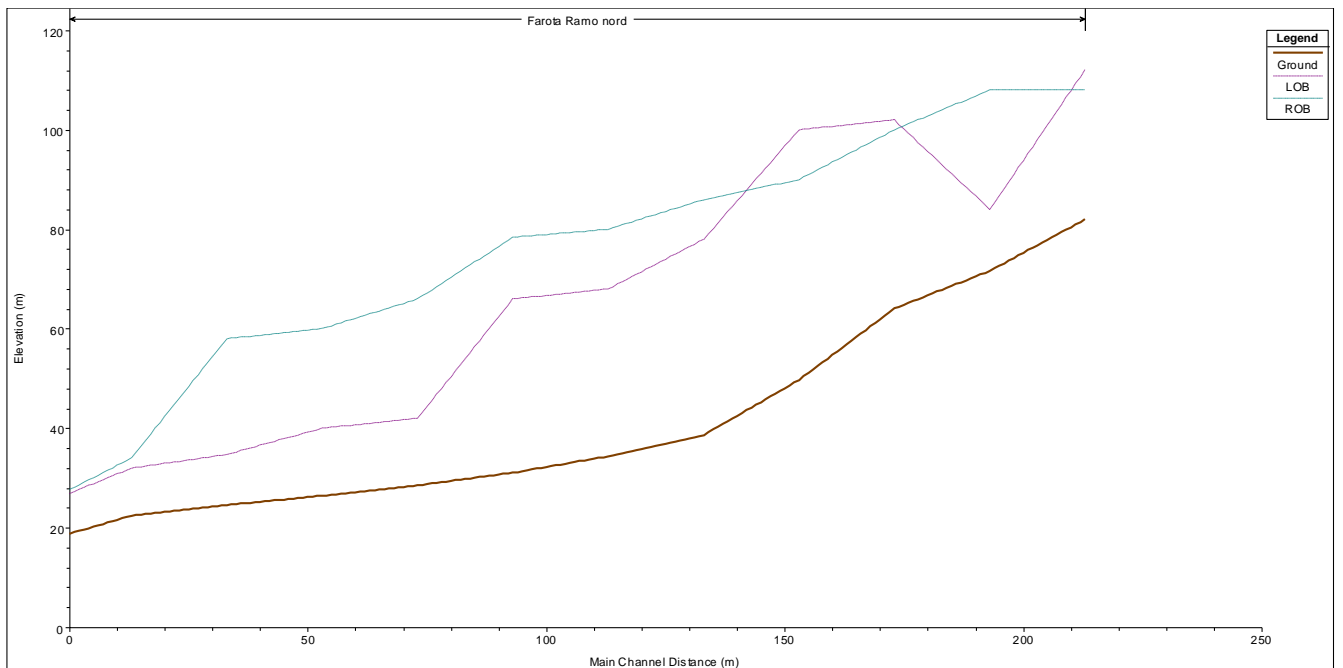


Figura 43 : Torrente Farota – Tratto a monte dell'autostrada.

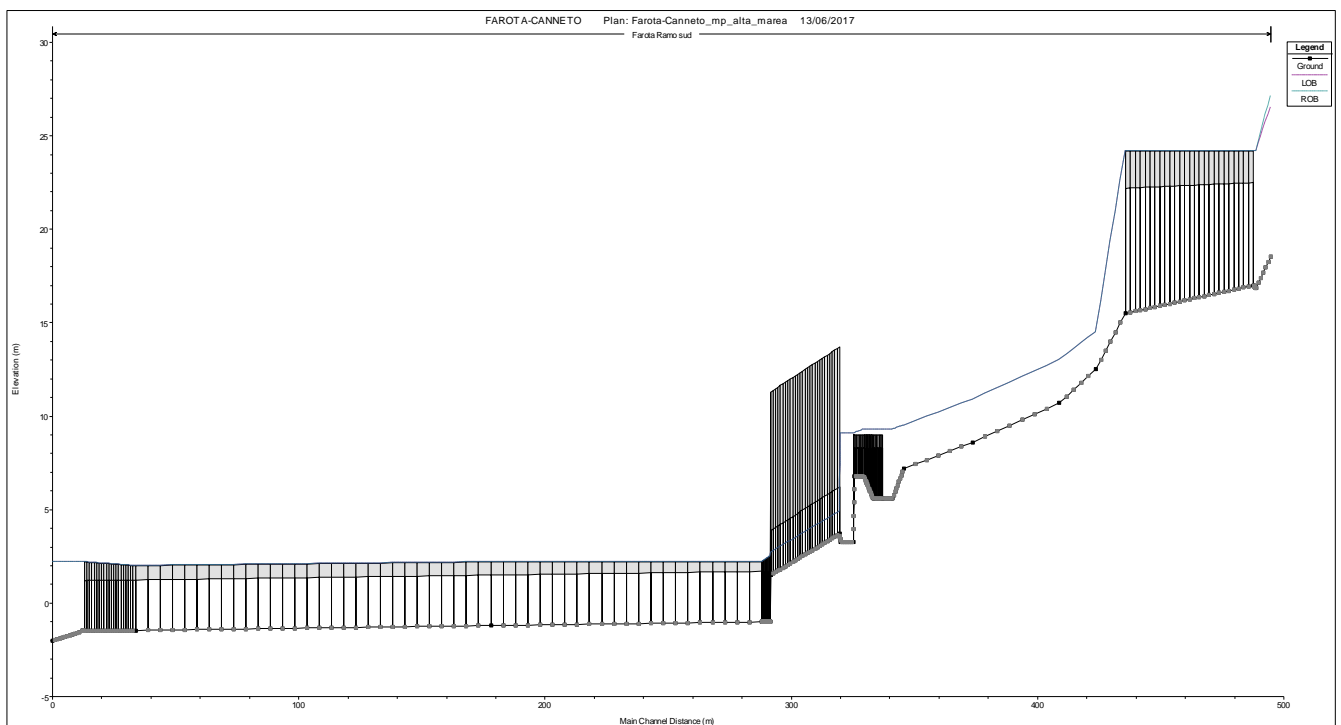


Figura 44 : Torrente Farota – Tratto a valle dell’autostrada.

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 300 anni;
- Livello medio del mare pari a +0.34 m slm, corrispondente alla condizione di alta marea.

Per quanto concerne il moto ondoso, data la nuova geometria dello sbocco del Farota-Canneto nella trappola Sud, si può affermare che la penetrazione del moto ondoso nello scatolare dovrebbe essere alquanto modesta e la soluzione pratica per ridurla è realizzare una luce grigliata sullo scatolare per dissipare le pulsazioni provenienti dallo sbocco.

In ogni caso, la persistenza di livelli oltre quello della massima marea prevista è da considerarsi quasi istantanea.

La massima altezza d'onda che può esistere sul fondale di -2.5 di fronte allo sbocco, tenendo conto anche del sovrizzo di +0.34 è circa $0.8 \cdot (2.5 + 0.34) = 2.27$, pari ad una quota max di cresta di +1.82 sopra il livello di calma e +2.16 sul medio mare.

Il livello dell'acqua potrebbe quindi superare la quota della generatrice superiore dello scatolare, ma ciò avviene per non più di un decimo del periodo d'onda (circa 1 s) e solo per le onde più alte della mareggiata.

Questo livello non è quindi in grado di influenzare il deflusso medio dello scatolare, salvo il fatto di il funzionamento alternato tubo pieno / tubo vuoto.

Si procede pertanto con le verifiche dello scatolare assumendo la condizione di alta marea allo sbocco di +0.34 m slm.

Per lo sbocco del torrente Guidari, essendo lo stesso interno alla darsena portuale, la problematica delle onde è praticamente nulla.

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 accelerata.

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 300 anni.

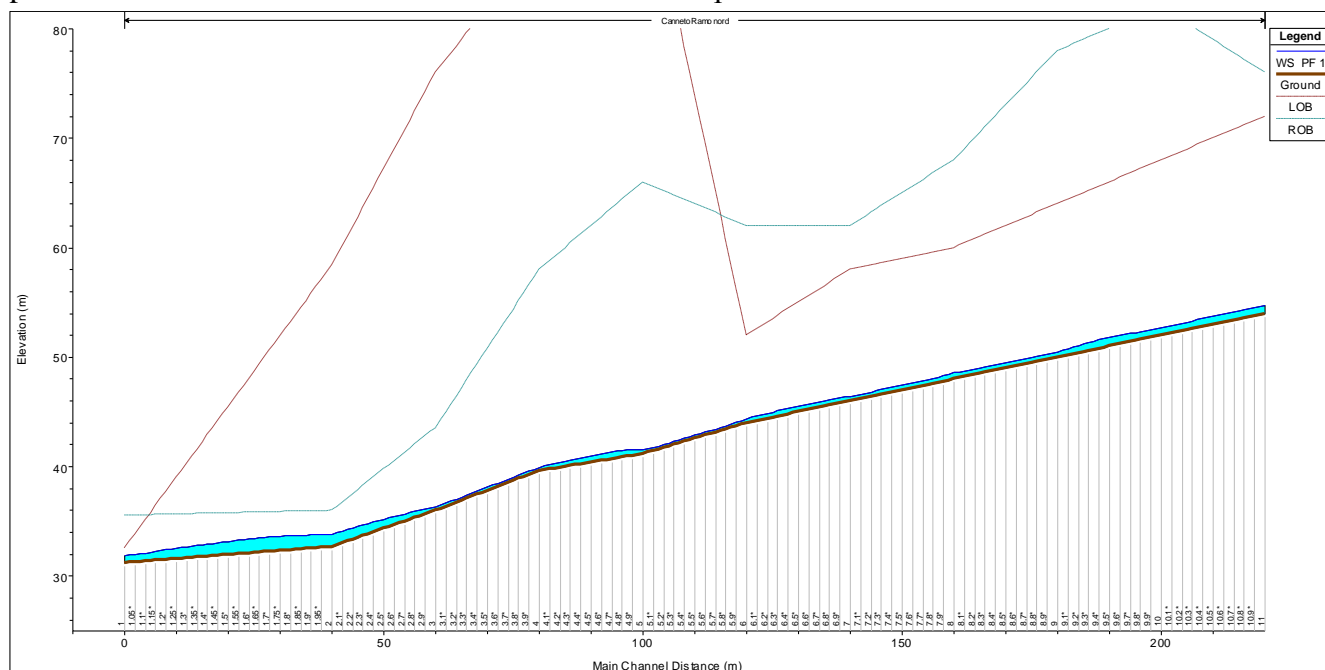


Figura 45 : Profilo idraulico del torrente Canneto a monte dell'autostrada.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Ramo nord	11	PF 1	8.73	54.00	54.76	54.76	54.95	0.015840	1.93	4.53	11.96	1.00
Ramo nord	10	PF 1	8.73	52.00	52.68	52.93	53.53	0.103525	4.10	2.13	6.30	2.25
Ramo nord	9	PF 1	8.73	50.00	50.51	50.76	51.45	0.132073	4.30	2.03	7.90	2.70
Ramo nord	8	PF 1	8.73	48.00	48.65	48.86	49.30	0.065562	3.59	2.43	7.51	2.01
Ramo nord	7	PF 1	8.73	46.00	46.44	46.62	47.06	0.105257	3.47	2.51	11.42	2.36
Ramo nord	6	PF 1	8.73	44.00	44.41	44.60	45.10	0.130556	3.67	2.38	11.55	2.59
Ramo nord	5	PF 1	10.60	41.18	41.55	41.68	42.01	0.090157	3.01	3.52	18.16	2.19
Ramo nord	4	PF 1	10.60	39.63	39.93	40.10	40.69	0.203667	3.84	2.76	18.09	3.14
Ramo nord	3	PF 1	10.60	36.00	36.36	36.70	37.71	0.142738	5.14	2.06	6.48	2.91
Ramo nord	2	PF 1	10.60	32.69	33.90	34.24	35.52	0.102030	5.64	1.88	3.12	2.32
Ramo nord	1	PF 1	12.58	30.23	30.82	31.05	31.59	0.054550	3.90	3.23	7.20	1.86
Ramo nord	0.5	PF 1	12.58	25.00	25.30	26.00	30.96	0.742083	10.54	1.19	3.98	6.15

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

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

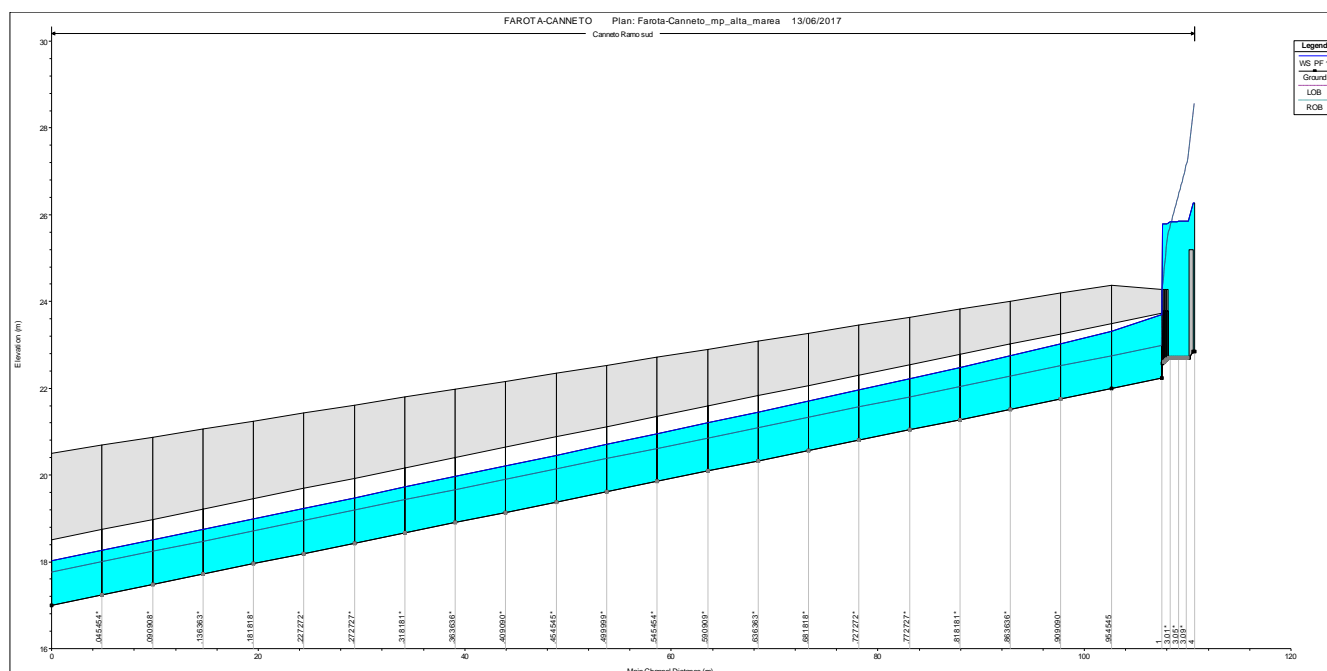


Figura 46 : Profilo idraulico del torrente Canneto nel tratto al di sotto dell'autostrada.

River	Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Canneto	Ramo sud	4	PF 1	8.02	22.85	26.26	23.57	26.28	0.000044	0.56	14.34	4.20	0.10
Canneto	Ramo sud	3.2		Inl Struct									
Canneto	Ramo sud	3.1	PF 1	8.02	22.70	25.86		25.88	0.000054	0.60	13.26	4.20	0.11
Canneto	Ramo sud	3	PF 1	8.02	22.70	25.80	23.69	25.87	0.000638	1.19	6.76	2.60	0.22
Canneto	Ramo sud	2	PF 1	8.02	22.58	25.78	23.66	25.87	0.000593	1.31	6.13	2.27	0.23
Canneto	Ramo sud	1	PF 1	10.81	22.23	23.69	23.69	25.68	0.025990	6.24	1.73	0.44	1.65
Canneto	Ramo sud	0	PF 1	10.81	17.00	18.03	18.47	21.72	0.044236	8.51	1.27	1.37	2.68

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 15,4 mc/s (TR=300 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 4,58 mc/s. A tal fine si prevede la posa di un canale a cielo aperto 250x250 cm per uno sviluppo di circa 160 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.

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

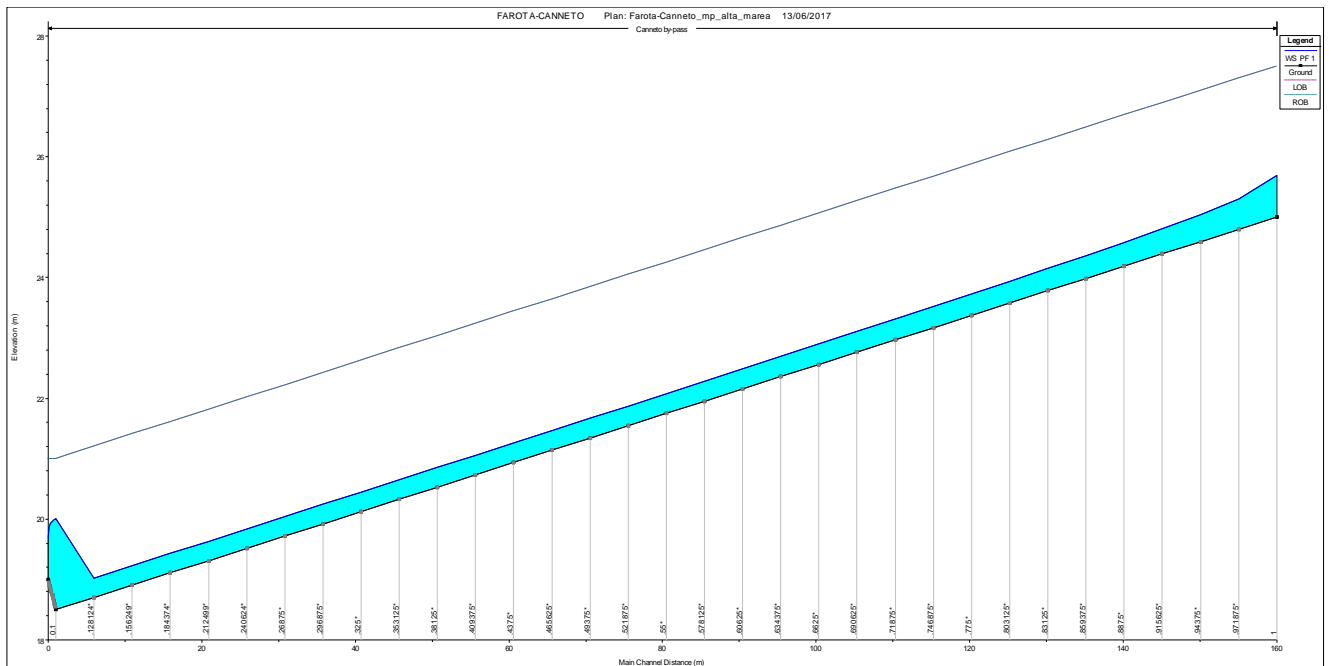


Figura 47 : Profilo idraulico del collettore di by-pass tra il torrente Canneto ed il torrente Farota.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
by-pass	1	PF 1	4.58	25.00	25.70	25.70	26.05	0.004060	2.63	1.74	2.50	1.00
by-pass	.971875°	PF 1	4.58	24.80	25.30	25.50	25.98	0.010587	3.66	1.25	2.48	1.65
by-pass	.94375°	PF 1	4.58	24.59	25.04	25.29	25.90	0.014918	4.11	1.11	2.48	1.96
by-pass	.915625°	PF 1	4.58	24.39	24.81	25.09	25.81	0.018664	4.43	1.03	2.48	2.19
by-pass	.8875°	PF 1	4.58	24.19	24.58	24.89	25.69	0.021856	4.67	0.98	2.48	2.37
by-pass	.859375°	PF 1	4.58	23.98	24.36	24.68	25.57	0.024720	4.86	0.94	2.48	2.52
by-pass	.83125°	PF 1	4.58	23.78	24.15	24.48	25.43	0.027201	5.02	0.91	2.48	2.64
by-pass	.803125°	PF 1	4.58	23.58	23.94	24.28	25.28	0.029335	5.14	0.89	2.48	2.74
by-pass	.775°	PF 1	4.58	23.38	23.73	24.08	25.13	0.031157	5.25	0.87	2.48	2.82
by-pass	.746875°	PF 1	4.58	23.17	23.52	23.87	24.96	0.032626	5.33	0.86	2.48	2.89
by-pass	.71875°	PF 1	4.58	22.97	23.31	23.67	24.79	0.033907	5.39	0.85	2.48	2.94
by-pass	.690625°	PF 1	4.58	22.77	23.10	23.47	24.62	0.035032	5.45	0.84	2.48	2.99
by-pass	.6625°	PF 1	4.58	22.56	22.90	23.26	24.44	0.036024	5.50	0.83	2.48	3.03
by-pass	.634375°	PF 1	4.58	22.36	22.69	23.06	24.26	0.036762	5.54	0.83	2.48	3.06
by-pass	.60625°	PF 1	4.58	22.16	22.49	22.86	24.07	0.037411	5.57	0.82	2.48	3.09
by-pass	.578125°	PF 1	4.58	21.95	22.28	22.65	23.88	0.037969	5.60	0.82	2.48	3.11
by-pass	.55°	PF 1	4.58	21.75	22.08	22.45	23.69	0.038447	5.62	0.81	2.48	3.13
by-pass	.521875°	PF 1	4.58	21.55	21.87	22.25	23.50	0.038848	5.64	0.81	2.48	3.15
by-pass	.49375°	PF 1	4.58	21.34	21.67	22.04	23.30	0.039184	5.66	0.81	2.48	3.16
by-pass	.465625°	PF 1	4.58	21.14	21.47	21.84	23.10	0.039465	5.67	0.81	2.48	3.17
by-pass	.4375°	PF 1	4.58	20.94	21.26	21.64	22.91	0.039641	5.68	0.81	2.48	3.18
by-pass	.409375°	PF 1	4.58	20.73	21.06	21.43	22.71	0.039825	5.69	0.81	2.48	3.19
by-pass	.38125°	PF 1	4.58	20.53	20.86	21.23	22.51	0.040009	5.70	0.80	2.48	3.19
by-pass	.353125°	PF 1	4.58	20.33	20.65	21.03	22.31	0.040199	5.70	0.80	2.48	3.20
by-pass	.325°	PF 1	4.58	20.13	20.45	20.83	22.11	0.040312	5.71	0.80	2.48	3.21
by-pass	.296875°	PF 1	4.58	19.92	20.25	20.62	21.91	0.040410	5.71	0.80	2.48	3.21
by-pass	.26875°	PF 1	4.58	19.72	20.04	20.42	21.71	0.040495	5.72	0.80	2.48	3.21
by-pass	.240624°	PF 1	4.58	19.52	19.84	20.22	21.51	0.040568	5.72	0.80	2.48	3.22
by-pass	.212499°	PF 1	4.58	19.31	19.63	20.01	21.30	0.040656	5.73	0.80	2.48	3.22
by-pass	.184374°	PF 1	4.58	19.11	19.43	19.81	21.10	0.040712	5.73	0.80	2.48	3.22
by-pass	.156249°	PF 1	4.58	18.91	19.23	19.61	20.90	0.040768	5.73	0.80	2.48	3.22
by-pass	.128124°	PF 1	4.58	18.70	19.03	19.40	20.70	0.040820	5.73	0.80	2.48	3.23
by-pass	.01	PF 1	4.58	18.50	20.01	19.20	20.08	0.000503	1.22	3.75	2.49	0.32
by-pass	.09°	PF 1	4.58	18.55	20.00		20.08	0.000556	1.27	3.60	2.49	0.34
by-pass	.08°	PF 1	4.58	18.60	19.99		20.08	0.000618	1.32	3.46	2.49	0.36
by-pass	.07°	PF 1	4.58	18.65	19.98		20.08	0.000693	1.38	3.31	2.49	0.38
by-pass	.06°	PF 1	4.58	18.70	19.97		20.08	0.000784	1.45	3.16	2.49	0.41
by-pass	.05°	PF 1	4.58	18.75	19.96		20.08	0.000897	1.52	3.01	2.49	0.44
by-pass	.04°	PF 1	4.58	18.80	19.94		20.08	0.001041	1.61	2.84	2.49	0.48
by-pass	.03°	PF 1	4.58	18.85	19.93		20.07	0.001233	1.71	2.67	2.49	0.53
by-pass	.02°	PF 1	4.58	18.90	19.90		20.07	0.001508	1.85	2.48	2.49	0.59
by-pass	.01°	PF 1	4.58	18.95	19.86		20.07	0.001959	2.03	2.26	2.49	0.68
by-pass	0	PF 1	4.58	19.00	19.70	19.70	20.05	0.004076	2.63	1.74	2.49	1.01

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. Si riportano di seguito i risultati della simulazione con riferimento all'evento con tempo di ritorno di 300 anni.

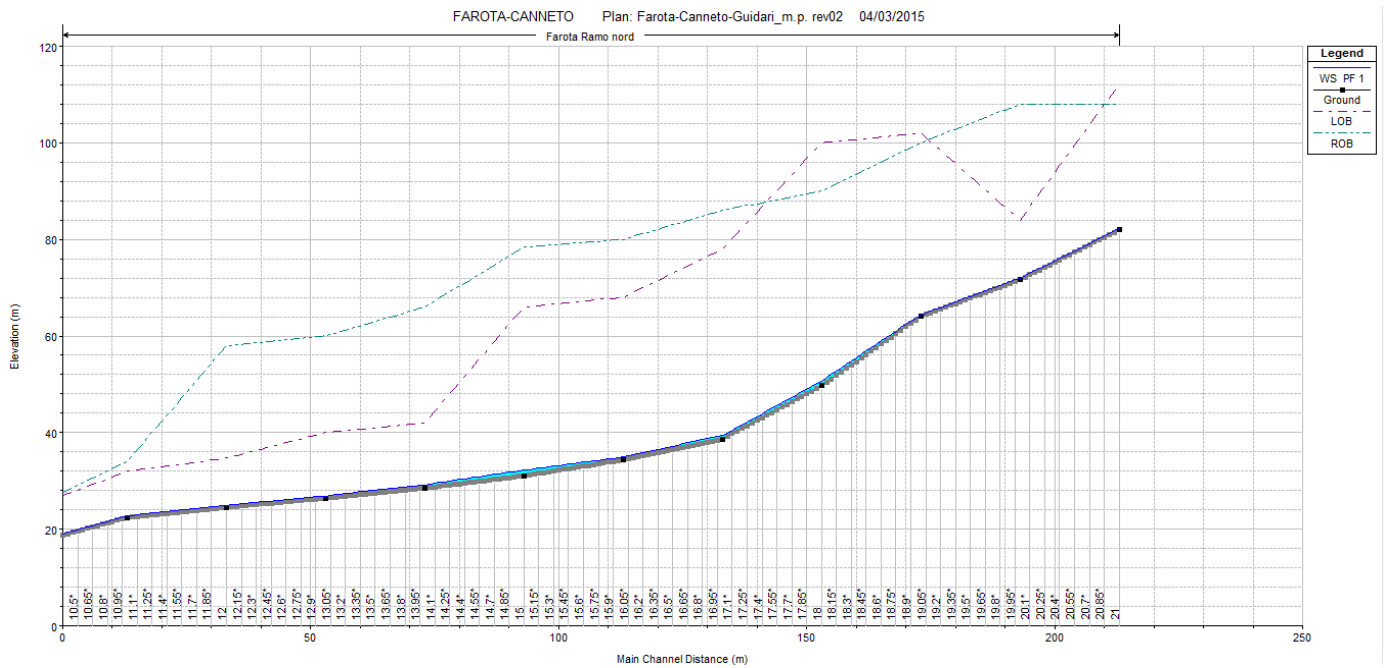


Figura 48 : Profilo idraulico del torrente Farota a monte dell'autostrada.

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Ramo nord	21	PF 1	6.38	82.00	82.53	82.53	82.73	0.016340	1.97	3.24	8.36	1.01
Ramo nord	20	PF 1	6.38	71.64	71.99	72.31	74.28	0.502335	6.70	0.95	5.33	5.06
Ramo nord	19	PF 1	6.38	64.07	64.34	64.65	66.12	0.386317	5.91	1.08	5.92	4.42
Ramo nord	18	PF 1	6.38	49.69	50.66	51.43	55.66	0.636392	9.90	0.64	1.36	4.59
Ramo nord	17	PF 1	6.38	38.65	39.37	40.02	44.03	0.567345	9.57	0.67	1.87	5.11
Ramo nord	16	PF 1	6.38	34.36	34.91	35.31	36.99	0.266048	6.38	1.00	3.60	3.87
Ramo nord	15	PF 1	6.38	31.06	32.23	32.59	33.50	0.139884	5.00	1.28	3.10	2.48
Ramo nord	14	PF 1	6.38	28.50	29.18	29.52	30.49	0.134200	5.08	1.26	3.69	2.78
Ramo nord	13	PF 1	6.38	26.42	26.86	27.02	27.50	0.156157	3.53	1.80	10.97	2.78
Ramo nord	12	PF 1	6.38	24.56	24.94	25.08	25.42	0.097733	3.08	2.07	10.99	2.26
Ramo nord	11	PF 1	6.38	22.42	22.77	22.92	23.28	0.109349	3.14	2.03	11.38	2.37

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

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

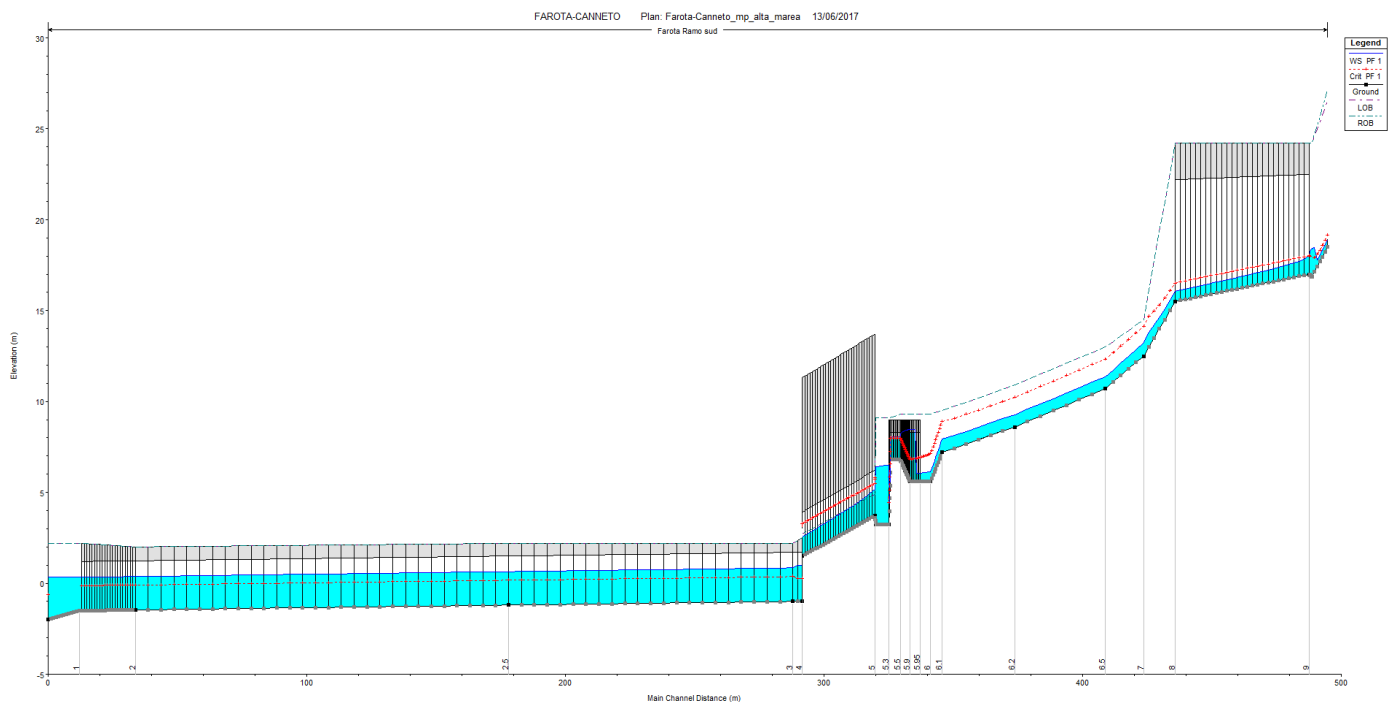


Figura 49 : Profilo idraulico del torrente Farota a valle dell'autostrada.

Nel tratto di attraversamento della SS114 e della Ferrovia, la portata con $Tr=300$ anni è di 16.0 mc/s.

Al di sotto della statale, si prevede la posa di uno scatolare 350x280 cm (350x150 cm nel tratto di interferenza con il condotto fognario), mentre per l'attraversamento della ferrovia verrà spinta una tubazione DN 2400 mm, che collega la canaletta a cielo aperto con lo scatolare 3,20x2,70 m di scarico a mare

Le simulazioni effettuate hanno dimostrato la sufficienza della soluzione proposta anche con eventi trecentennali di piena.

La corrente è di moto rapido con la formazione di un risalto nel tratto a monte della statale, contenuto nella vasca di decantazione predisposta.

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

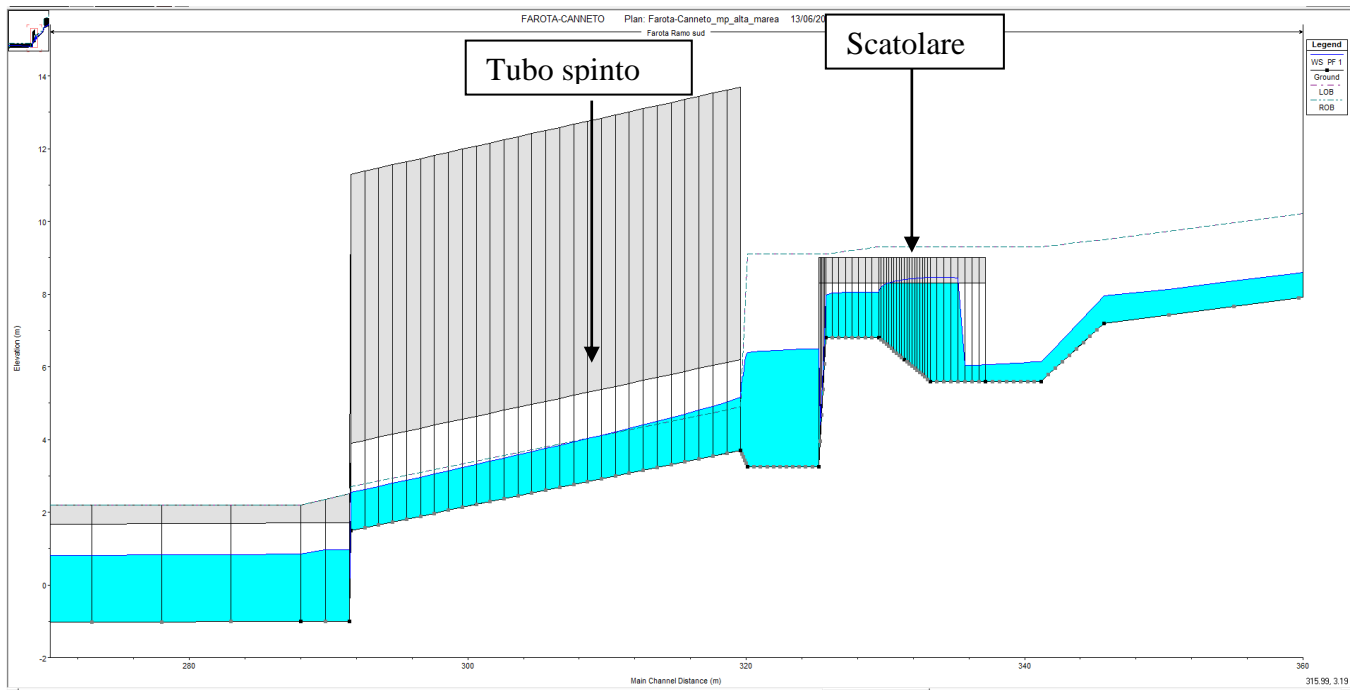


Figura 50: profilo di piena nel tratto di attraversamento della SS114 e della linea ferroviaria

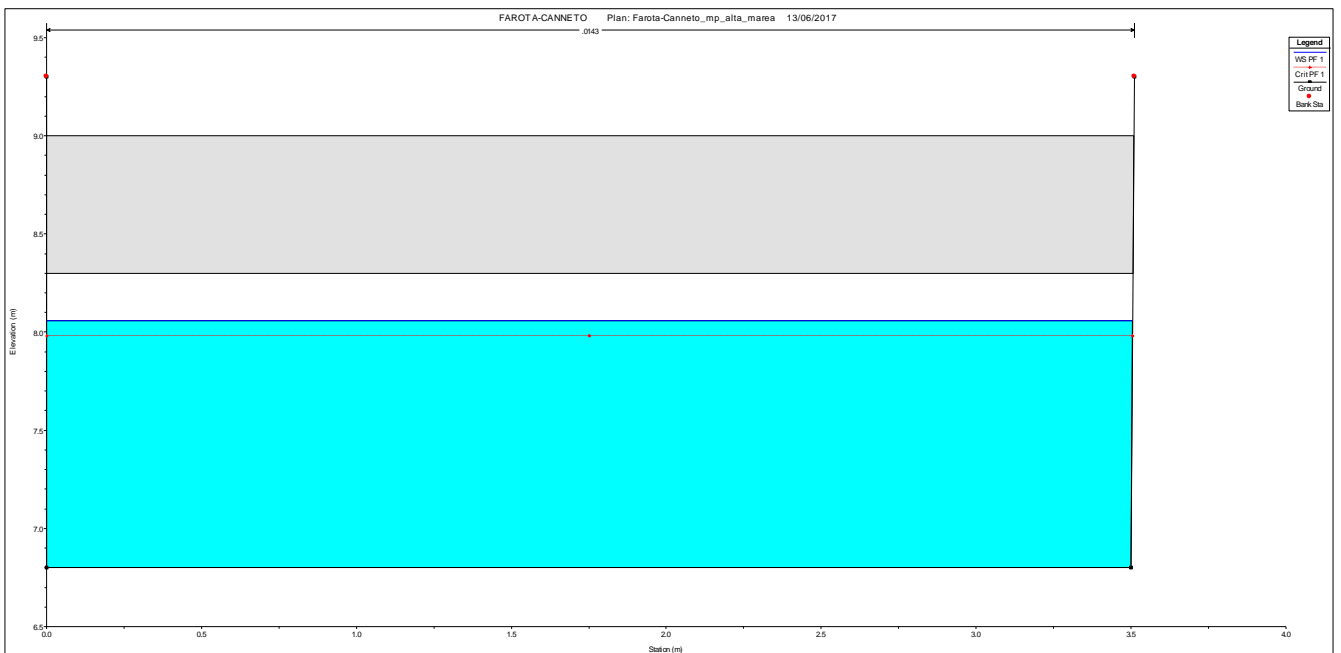


Figura 51: sezione idraulica di piena nello scotolare di attraversamento della SS114

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

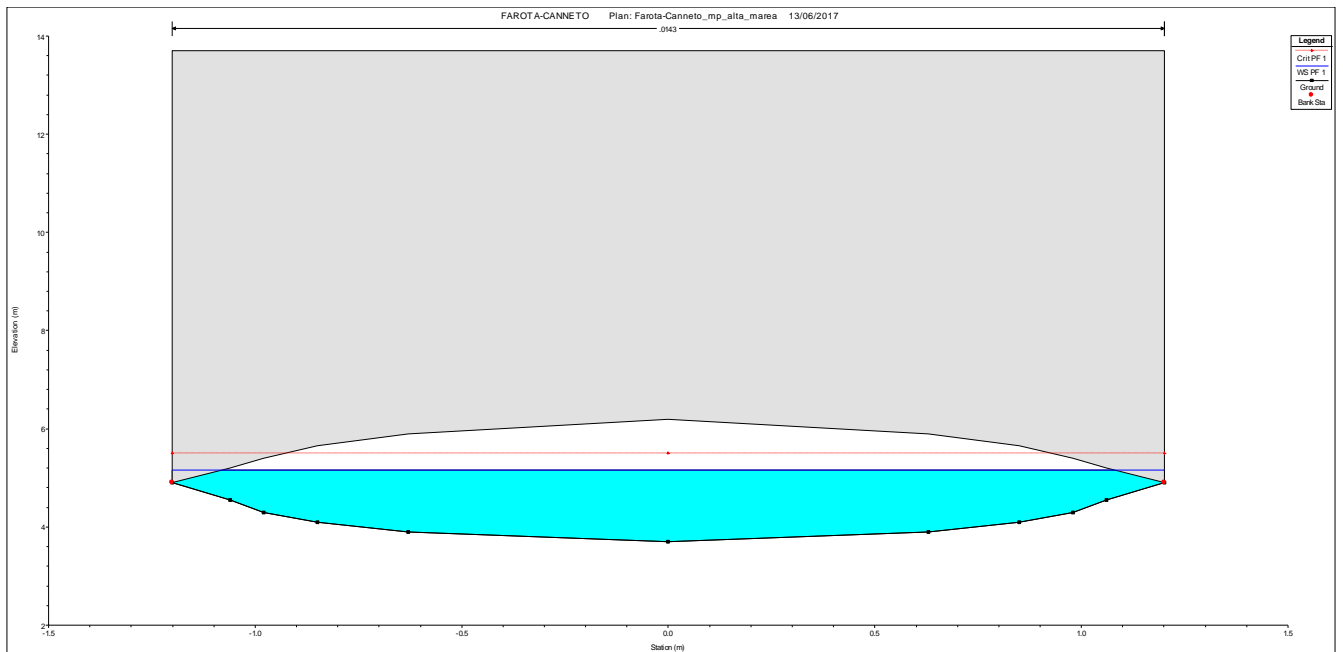


Figura 52: sezione idraulica di piena nel tubo spinto di attraversamento della linea ferroviaria

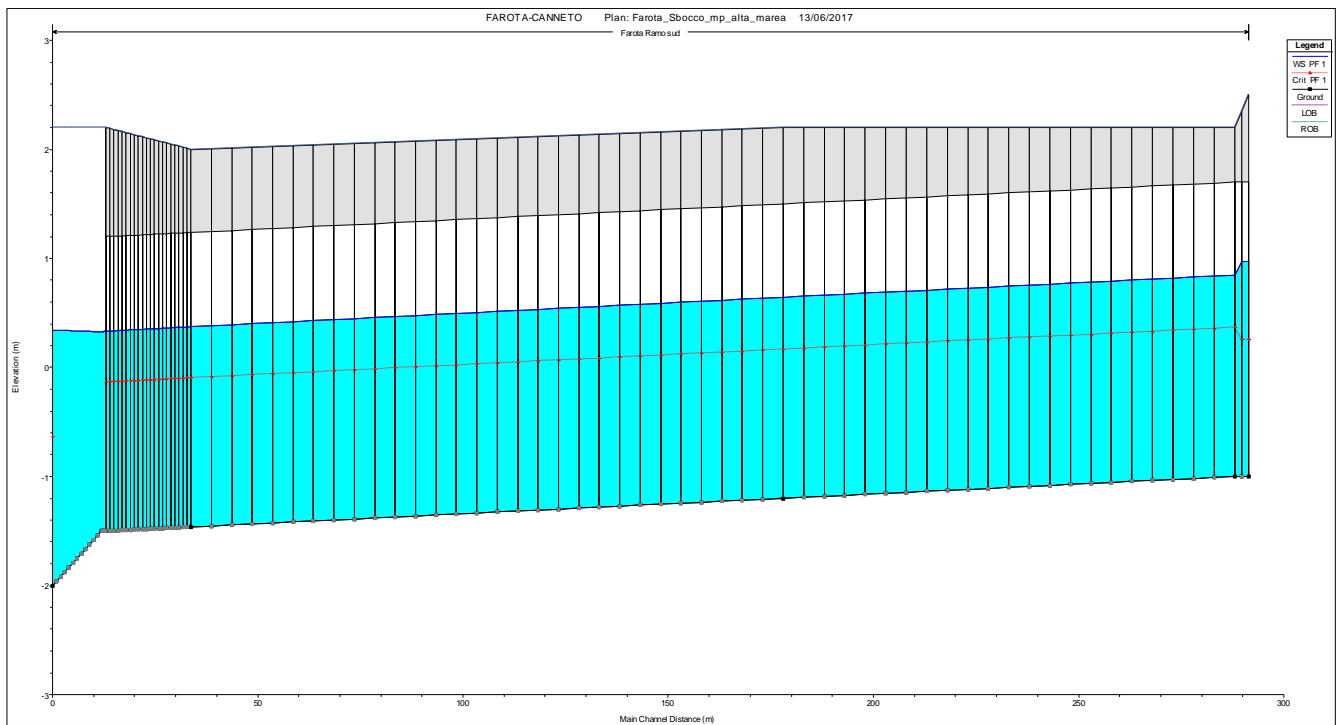


Figura 53 : Profilo idraulico del torrente Farota nel tratto di scarico a mare.

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

River	Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
Farota	Ramo sud	10	PF 1	13.10	16.85	18.42		18.57	0.003186	1.70	7.69	5.70	0.47
Farota	Ramo sud	9	PF 1	13.10	17.00	18.02	18.02	18.53	0.003425	3.16	4.14	4.07	1.00
Farota	Ramo sud	8	PF 1	13.10	15.50	16.07	16.52	17.72	0.019634	5.69	2.30	4.07	2.42
Farota	Ramo sud	7	PF 1	13.10	12.50	13.23	14.12	17.30	0.051333	8.94	1.47	2.01	3.34
Farota	Ramo sud	6.5	PF 1	13.10	10.70	11.36	12.32	16.39	0.069127	9.94	1.32	2.01	3.92
Farota	Ramo sud	6.2	PF 1	13.10	8.60	9.27	10.22	14.06	0.064417	9.69	1.35	2.01	3.78
Farota	Ramo sud	6.1	PF 1	14.09	7.20	7.95	8.91	12.35	0.054078	9.29	1.52	2.01	3.42
Farota	Ramo sud	6	PF 1	14.09	5.60	6.15	7.12	12.04	0.087139	10.75	1.31	2.40	4.65
Farota	Ramo sud	5.95	PF 1	14.09	5.60	6.05	6.93	11.68	0.092250	10.51	1.34	2.95	4.97
Farota	Ramo sud	5.9	PF 1	14.09	5.60	8.46	6.80	8.58	0.000701	1.53	9.19		0.29
Farota	Ramo sud	5.8	PF 1	14.09	6.20	8.40	7.38	8.58	0.001312	1.92	7.36		0.41
Farota	Ramo sud	5.5	PF 1	14.09	6.80	8.06	7.98	8.58	0.003160	3.20	4.41	3.50	0.91
Farota	Ramo sud	5.4	PF 1	14.09	6.80	7.98	7.98	8.57	0.003763	3.40	4.14	3.50	1.00
Farota	Ramo sud	5.3	PF 1	14.09	3.25	6.50	4.43	6.58	0.000263	1.24	11.98	3.51	0.22
Farota	Ramo sud	5.1	PF 1	14.09	3.25	6.40		6.57	0.000854	1.86	7.56	2.40	0.34
Farota	Ramo sud	5	PF 1	14.09	3.70	5.16	5.49	6.57	0.010492	5.27	2.67	2.16	1.40
Farota	Ramo sud	4.01	PF 1	14.09	1.50	2.54	3.29	5.96	0.033054	8.19	1.72	2.27	3.01
Farota	Ramo sud	4	PF 1	14.10	-1.00	0.97	0.26	1.23	0.001202	2.23	6.31	3.20	0.51
Farota	Ramo sud	3	PF 1	16.00	-1.00	0.85	0.37	1.22	0.001835	2.71	5.91	3.20	0.64
Farota	Ramo sud	2.5	PF 1	16.00	-1.20	0.64	0.17	1.02	0.001844	2.71	5.90	3.20	0.64
Farota	Ramo sud	2	PF 1	16.00	-1.46	0.37	-0.10	0.75	0.001866	2.72	5.87	3.20	0.64
Farota	Ramo sud	1.01	PF 1	16.00	-1.50	0.33	-0.13	0.71	0.001873	2.73	5.87	3.20	0.64
Farota	Ramo sud	1	PF 1	16.00	-1.50	0.32		0.71	0.010295	2.74	5.84	3.20	0.65

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.

Il manufatto esistente verrà modificato inserendo una vasca di decantazione ed accumulo del materiale detritico.

Le acque provenienti dal Canneto verranno introdotte nella suddetta vasca e quindi sfioreranno verso la nuova tubazione di collegamento con il torrente Farota. Nel caso in cui le portate aumentassero ulteriormente pare di queste, attraverso uno sfioro di troppo pieno, verrebbero convogliate alla tubazione di attraversamento del piazzale autostradale verso l'originale alveo del Canneto.

Il collegamento tra Canneto e Farota verrà realizzato con un canale rettangolare a cielo aperto, in calcestruzzo armato, di dimensioni 2.50x2.30 m, posato nel tratto più a monte a mezza costa nella scarpata, mentre nel tratto più a valle incassato tra la sede autostradale e la strada bianca esistente a margine.

Nel tratto di valle verso il Farota il nuovo canale sostituirà la canalina di raccolta delle acque della piattaforma stradale.

Per garantire la sufficienza idraulica delle infrastrutture esistenti del Canneto nel tratto di attraversamento dell'autostrada sarà necessario scolare in Farota una portata di 4,58 mc/s.

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

DIMENSIONAMENTO IDRAULICO NODO CANNETO - FAROTA	
Quota fondo	22.70 m slm
Quota setto esistente	25.00 m slm
Quota setto progetto	25.20 m slm
Apertura feritoia esistente	0.30 m
Larghezza sfioro di progetto	1.86 m
Larghezza sfioro esistente	4.20 m
Portata sfioro verso Farota	4.58 mc/s
Altezza critica su sfioro Farota	0.85 m
Quota idrica nella vasca	26.28 m slm
Tirante sullo sfioro verso il Canneto	1.08 m
Portata sfioro verso il Canneto	8.02 mc/s
Portata attraverso la feritoia verso il Canneto	0.00 mc/s
Portata complessiva verso il Canneto	8.02 mc/s
Portata complessiva dal Canneto a monte	12.60 mc/s

La seguente figura rappresenta una sezione longitudinale dell'opera.

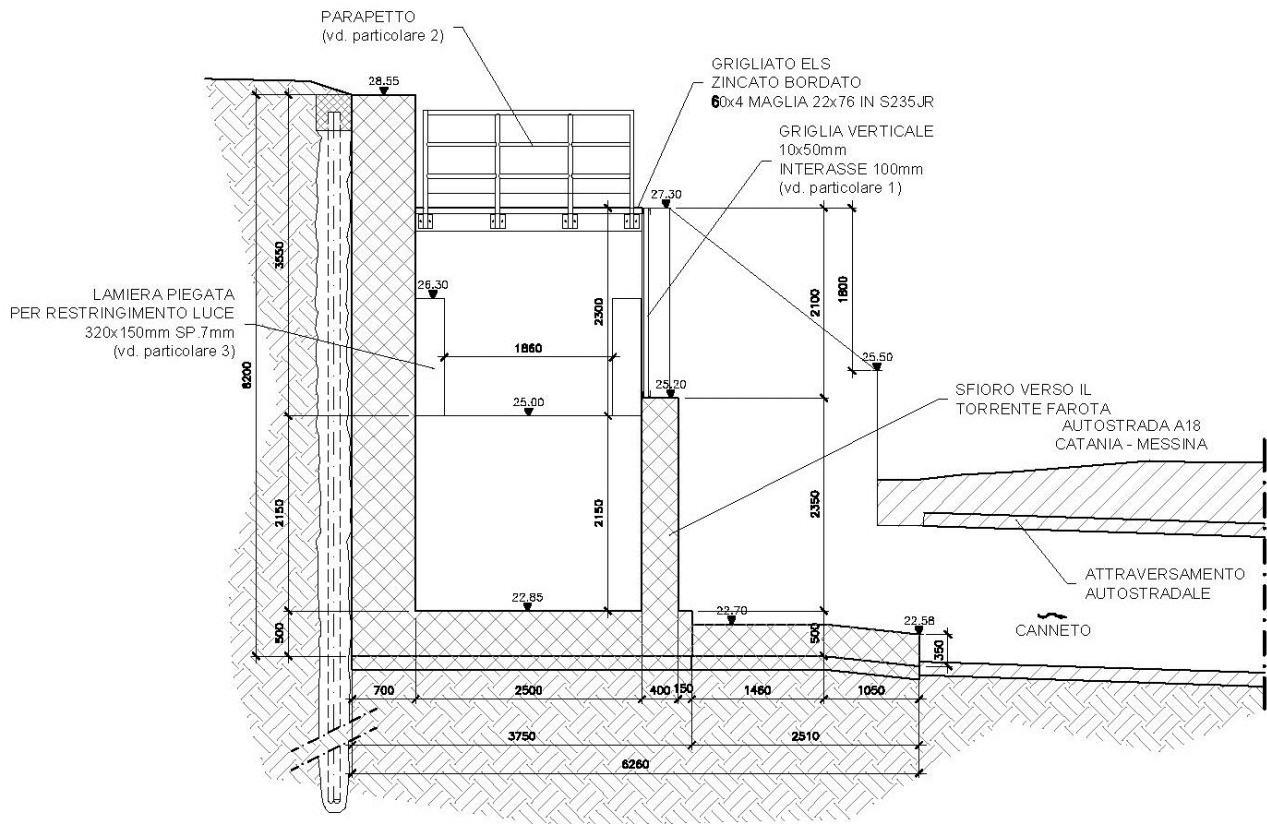


Figura 54: manufatto di collegamento Canneto – Farota

Lo sfioro esistente verso il casello autostradale e quindi verso il torrente Canneto, sarà presidiato da una griglia ferma detriti; in tal modo, in caso di saturazione della vasca di sedimentazione di progetto, il materiale in esubero verrà convogliato verso il canale in c.a. a cielo aperto di collegamento con il Farota, senza ostruire la tubazione di attraversamento del casello autostradale e della sottostante SS 114.

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.

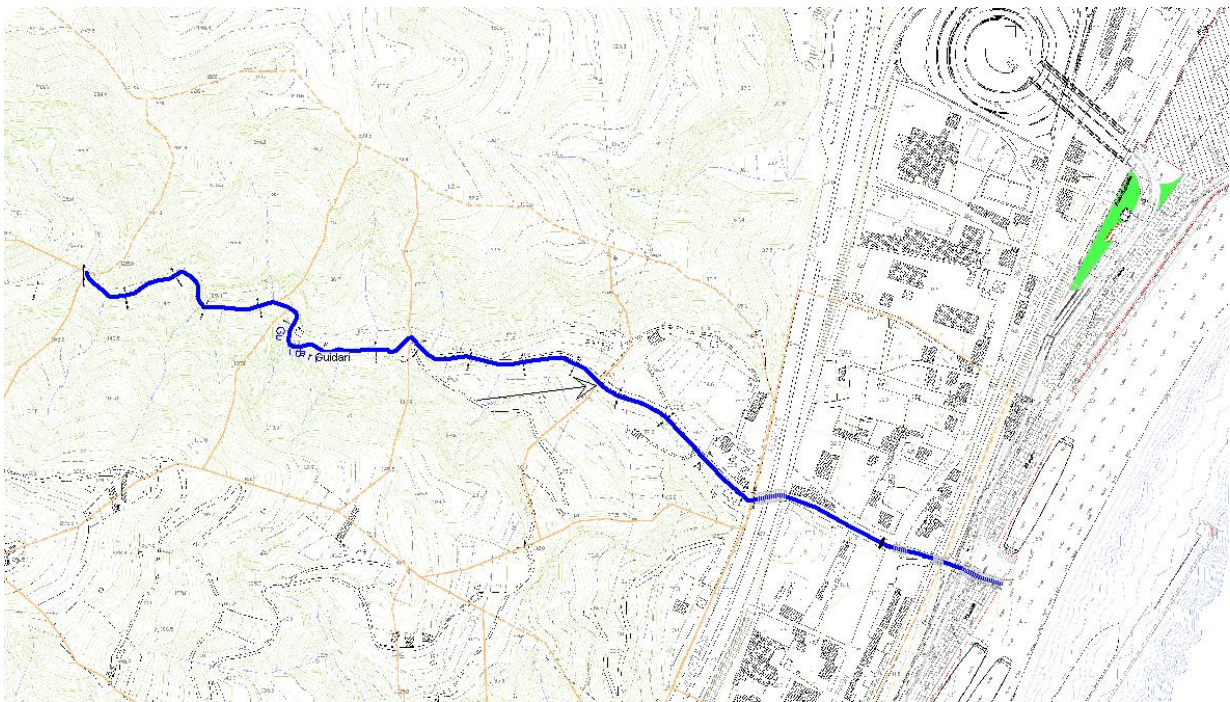


Figura 55 : estratto del modello idraulico con la schematizzazione del torrente Guidari.

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.

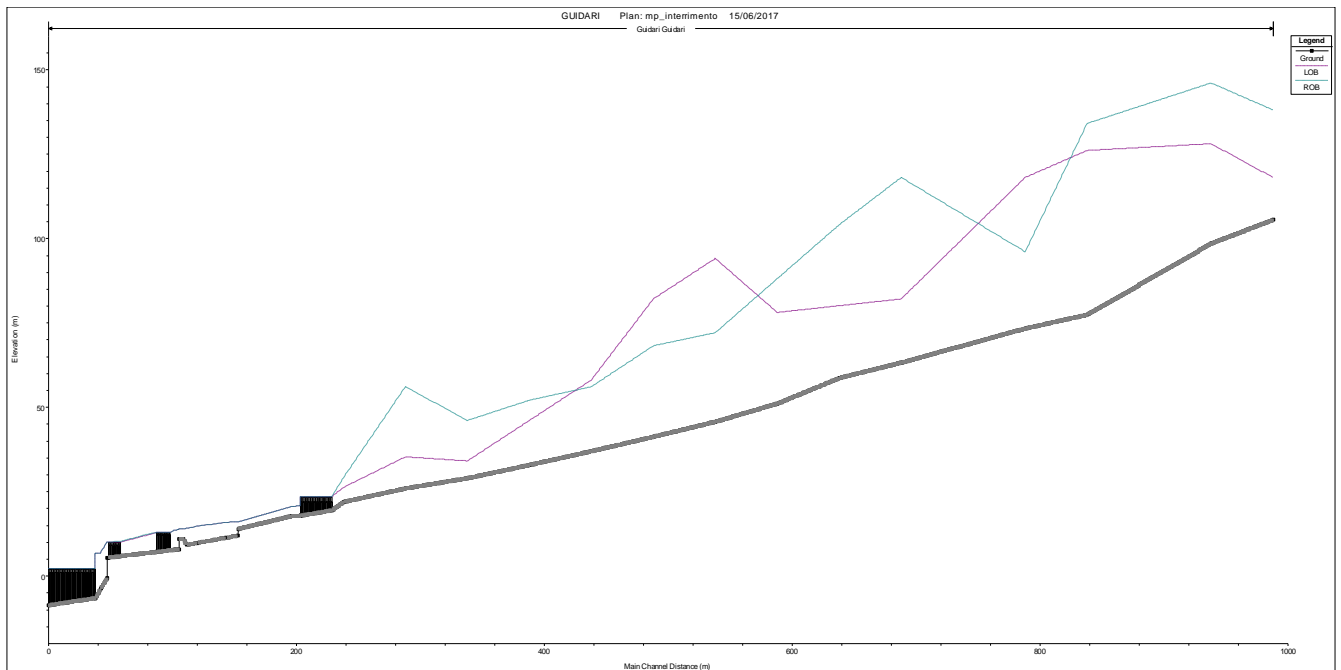


Figura 56 : Torrente Guidari.

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 300 anni;
- Livello medio del mare pari a +0.34 m slm, corrispondente alla condizione di alta marea.

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, ad eccezione della formazione di due risalti: uno in corrispondenza della briglia, l'altro in uscita dal manufatto di attraversamento della ferrovia.

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

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

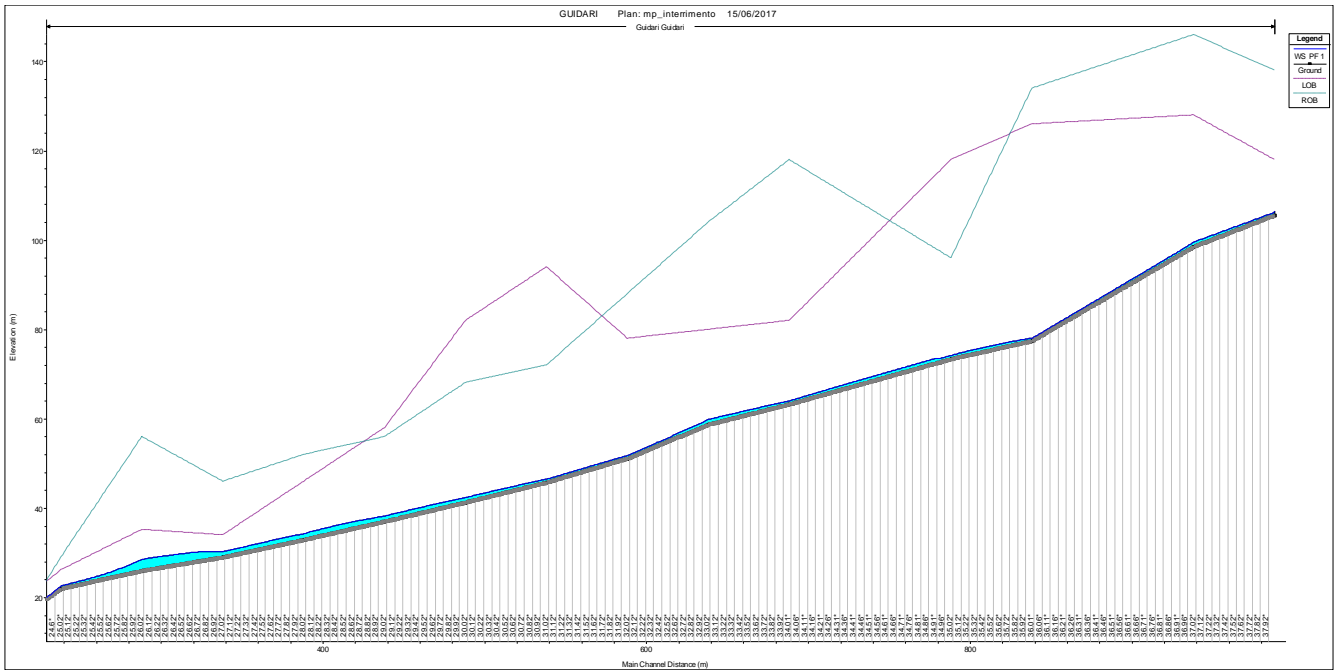


Figura 57 : Profilo idraulico del torrente Guidari a monte dell'autostrada.

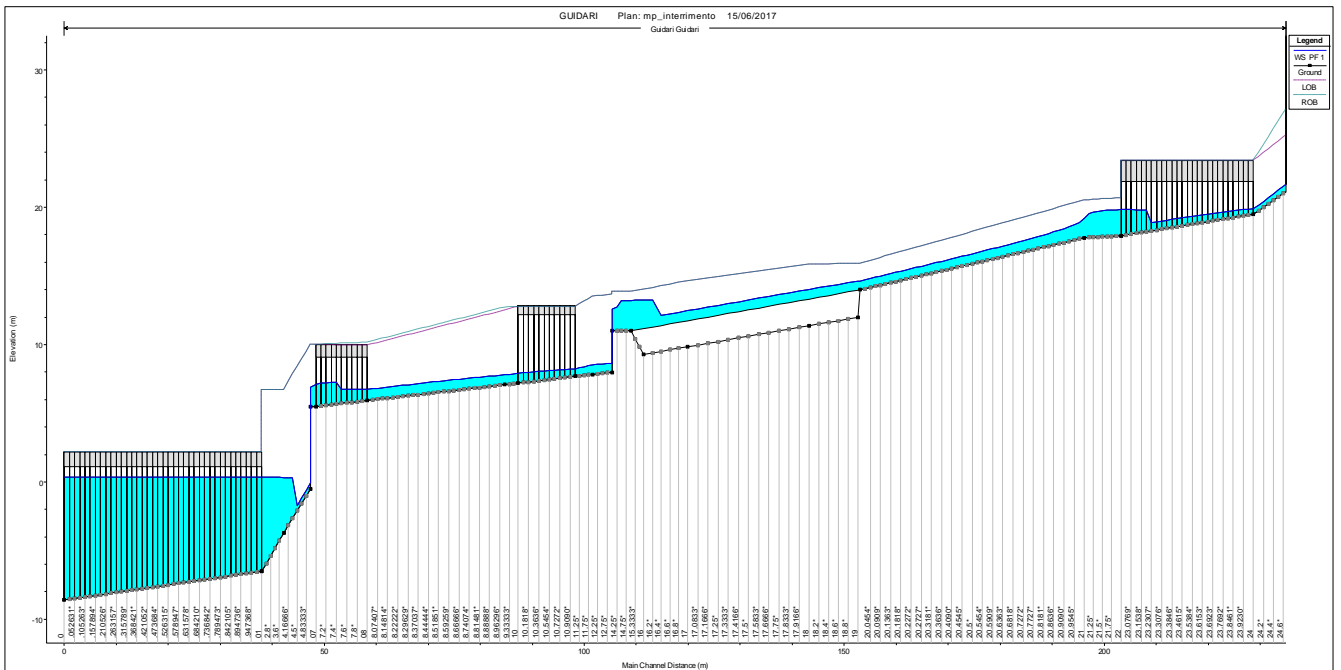


Figura 58 : Profilo idraulico del torrente Guidari nel tratto di valle.

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

River	Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
Guidari	Guidari	38	PF 1	16.60	105.61	106.51	106.51	106.82	0.013352	2.47	6.73	10.88	1.00
Guidari	Guidari	37	PF 1	16.60	98.57	99.65	100.18	101.77	0.117954	6.44	2.58	4.74	2.79
Guidari	Guidari	36	PF 1	16.60	77.47	78.12	78.65	80.75	0.219600	7.19	2.31	6.11	3.73
Guidari	Guidari	35	PF 1	16.60	73.39	74.20	74.65	75.92	0.107393	5.81	2.86	5.95	2.67
Guidari	Guidari	34	PF 1	21.21	63.28	64.06	64.49	65.85	0.131466	5.93	3.58	8.67	2.95
Guidari	Guidari	33	PF 1	21.21	58.72	59.94	60.36	61.39	0.084950	5.34	3.97	7.28	2.30
Guidari	Guidari	32	PF 1	23.53	51.15	51.83	52.35	54.20	0.156971	6.82	3.45	7.76	3.27
Guidari	Guidari	31	PF 1	23.53	45.77	46.55	47.13	48.73	0.103199	6.55	3.59	5.75	2.65
Guidari	Guidari	30	PF 1	23.53	41.31	42.42	42.86	44.08	0.101670	5.71	4.12	8.36	2.59
Guidari	Guidari	29	PF 1	23.53	37.03	38.32	38.78	39.93	0.080609	5.62	4.19	6.87	2.30
Guidari	Guidari	28	PF 1	26.87	32.94	34.31	34.79	36.22	0.124519	6.12	4.39	9.32	2.84
Guidari	Guidari	27	PF 1	26.87	29.02	30.32	30.93	32.22	0.074701	6.10	4.40	6.15	2.30
Guidari	Guidari	26	PF 1	26.87	26.00	28.61	28.91	29.56	0.058334	4.32	6.22	9.48	1.70
Guidari	Guidari	25	PF 1	29.21	22.00	22.73	23.22	24.51	0.098996	5.91	4.95	9.23	2.58
Guidari	Guidari	24	PF 1	32.18	19.50	19.91	20.48	22.72	0.220173	7.43	4.33	10.50	3.69
Guidari	Guidari	23	PF 1	32.18	17.92	19.84	18.91	19.97	0.001817	1.60	20.07	10.50	0.37
Guidari	Guidari	22	PF 1	32.18	17.92	19.84		19.97	0.001802	1.60	20.13	10.50	0.37
Guidari	Guidari	21	PF 1	32.18	17.78	19.18	19.18	19.88	0.016094	3.72	8.66	6.20	1.00
Guidari	Guidari	20	PF 1	32.18	13.99	14.63	15.13	16.58	0.092670	6.18	5.21	8.10	2.46
Guidari	Guidari	19	PF 1	32.18	13.96	14.62	15.11	16.53	0.090670	6.13	5.25	8.10	2.43
Guidari	Guidari	18	PF 1	32.18	13.32	14.02	14.52	15.71	0.073725	5.76	5.58	8.00	2.20
Guidari	Guidari	17	PF 1	32.18	11.73	12.46	12.93	14.08	0.067457	5.64	5.70	7.80	2.11
Guidari	Guidari	16	PF 1	32.18	11.16	13.26		13.45	0.004424	1.94	16.62	13.20	0.55
Guidari	Guidari	15	PF 1	32.18	10.99	13.21		13.44	0.006212	2.13	15.09	13.20	0.64
Guidari	Guidari	14	PF 1	32.18	10.99	12.56	12.56	13.35	0.017601	3.93	8.18	5.20	1.00
Guidari	Guidari	13	PF 1	32.18	7.99	8.62	9.50	12.99	0.231305	9.26	3.47	5.50	3.72
Guidari	Guidari	12	PF 1	32.18	7.83	8.54	9.34	12.00	0.161461	8.24	3.91	5.50	3.12
Guidari	Guidari	10	PF 1	32.18	7.19	7.92	8.42	9.69	0.074927	5.90	5.45	7.50	2.21
Guidari	Guidari	09	PF 1	32.18	7.08	7.80	8.28	9.48	0.071250	5.74	5.60	7.80	2.16
Guidari	Guidari	08	PF 1	32.18	5.94	6.74	7.11	8.00	0.047123	4.98	6.47	8.10	1.78
Guidari	Guidari	07	PF 1	32.18	5.50	7.08	6.90	7.63	0.011168	3.28	9.82	6.20	0.83
Guidari	Guidari	06	PF 1	32.18	5.50	6.90	6.90	7.60	0.016137	3.72	8.65	6.20	1.00
Guidari	Guidari	05	PF 1	32.18	-0.50	-0.06	0.90	6.97	0.542583	11.74	2.74	6.20	5.64
Guidari	Guidari	04	PF 1	32.18	-3.70	0.32		0.36	0.000286	0.85	37.80	9.40	0.14
Guidari	Guidari	02	PF 1	32.18	-6.50	0.34		0.35	0.000071	0.50	64.28	9.40	0.06
Guidari	Guidari	01	PF 1	32.18	-6.50	0.34	-5.44	0.35	0.000071	0.50	64.28	9.40	0.06

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.

Il progetto prevede quindi la realizzazione di una briglia sul torrente Guidari a monte della Autostrada, ubicata subito al di sopra del salto roccioso dove il corso d'acqua inizia ad inerpicarsi con elevate pendenze lungo le colline sovrastanti. Tale briglia a gabbioni sarà provvista di una catena di fondo (soglia) realizzata circa 15 m più a valle per prevenire eventuali fenomeni di scalzamento del piede.

La fondazione della briglia sarà approfondita fino a -2.00 m dal fondo alveo.

La briglia che verrà realizzata sarà facilmente raggiungibile transitando sul fondo dell'alveo torrentizio, con una breve pista di scavalco della struttura (indispensabile anche in sede di realizzazione dell'opera per raggiungere il sito di imposta della briglia) per l'accesso al bacino a monte.

A monte della briglia si creerà un volume disponibile per l'accumulo del materiale detritico pari a 1050 mc.

Considerando anche il volume disponibile nella sistemazione prevista tra l'autostrada e la SS114, di 750 mc, si ottiene un volume utile complessivo di 1800 mc circa.

I bacini previsti potranno contenere la portata solida derivante da un evento meteorico associabile a tempi di ritorno di 300 anni (stimabile in 1500 mc).

In condizioni ordinarie, con un apporto solido di 920 mc/anno, i bacini si riempiranno in circa 1,5 anni ed andranno pertanto periodicamente puliti.

2.4.3 IL TORRENTE PALUMARA

Le simulazioni idrauliche dello scarico del torrente Palumara a mare sono state condotte con le seguenti condizioni al contorno:

- Quota di marea: +0,34 m slm
- Portata in ingresso: 5,8 mc/s (portata di colmo Tr 300 anni)

I risultati delle simulazioni sono ripotati nel seguente profilo dal quale si evince che:

- Lo scatolare 2x2 ha un funzionamento a pelo libero
- Le tubazioni in uscita hanno un funzionamento in pressione con qualunque livello di marea.

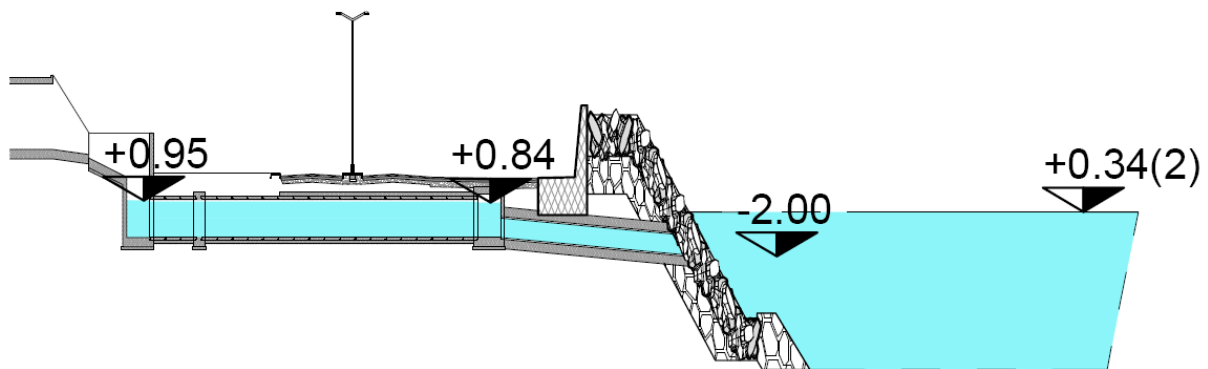


Figura 59: profilo di piena Palumara

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.

Si è provveduto quindi al dimensionamento della rete di smaltimento delle acque di piattaforma, delle canaline di raccolta delle acque di percolazione del rilevato ferroviario e dei tombinamenti di attraversamento degli scoli minori che sottopassano la ferrovia per recapitare a mare.

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: $h = 112,95 t^{0.232}$
- 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.

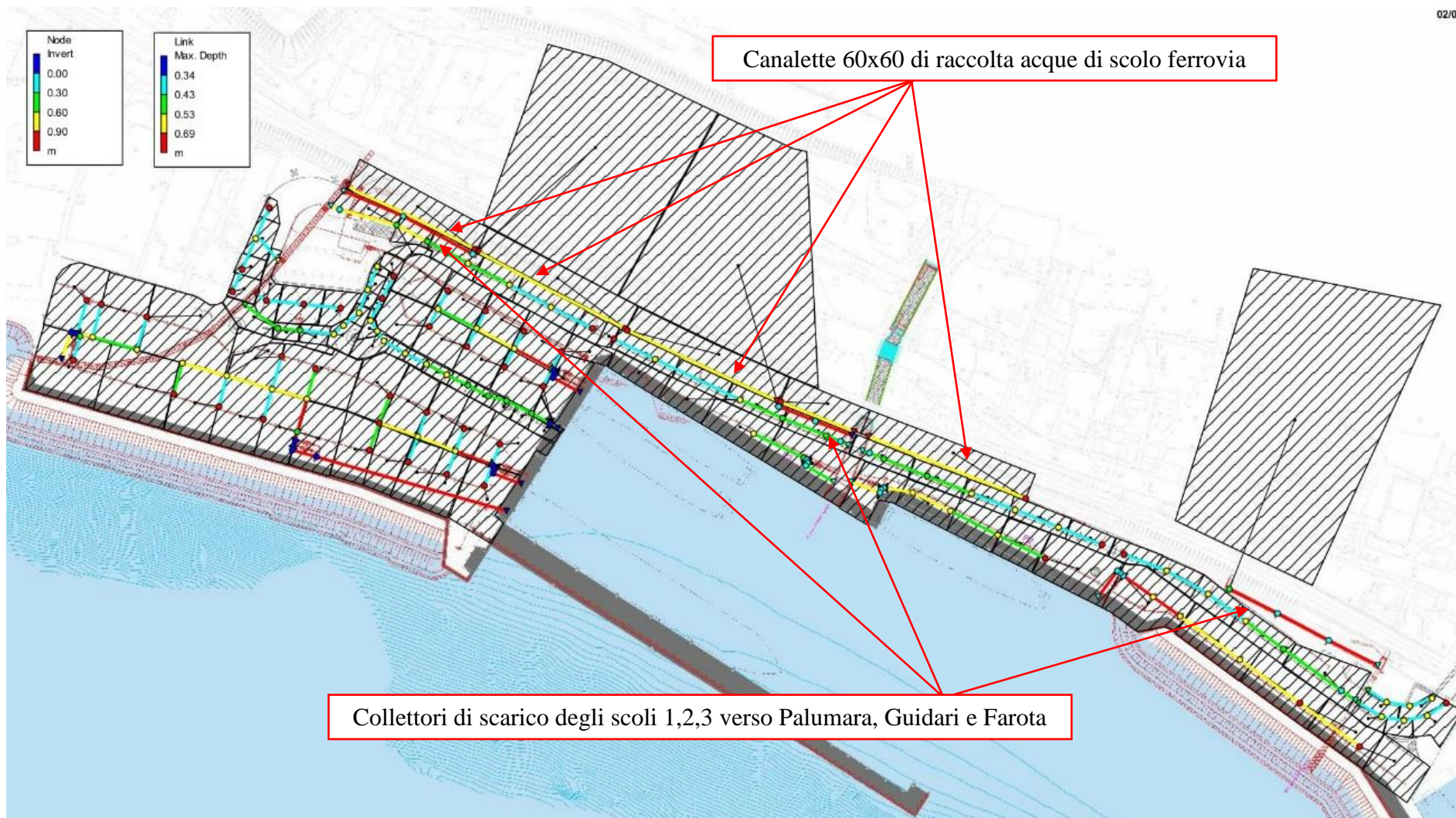
Per la trattazione teorica del modello si rimanda alla Appendice 2.

3.2.3 SCHEMATIZZAZIONI DI CALCOLO

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

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

02/05/



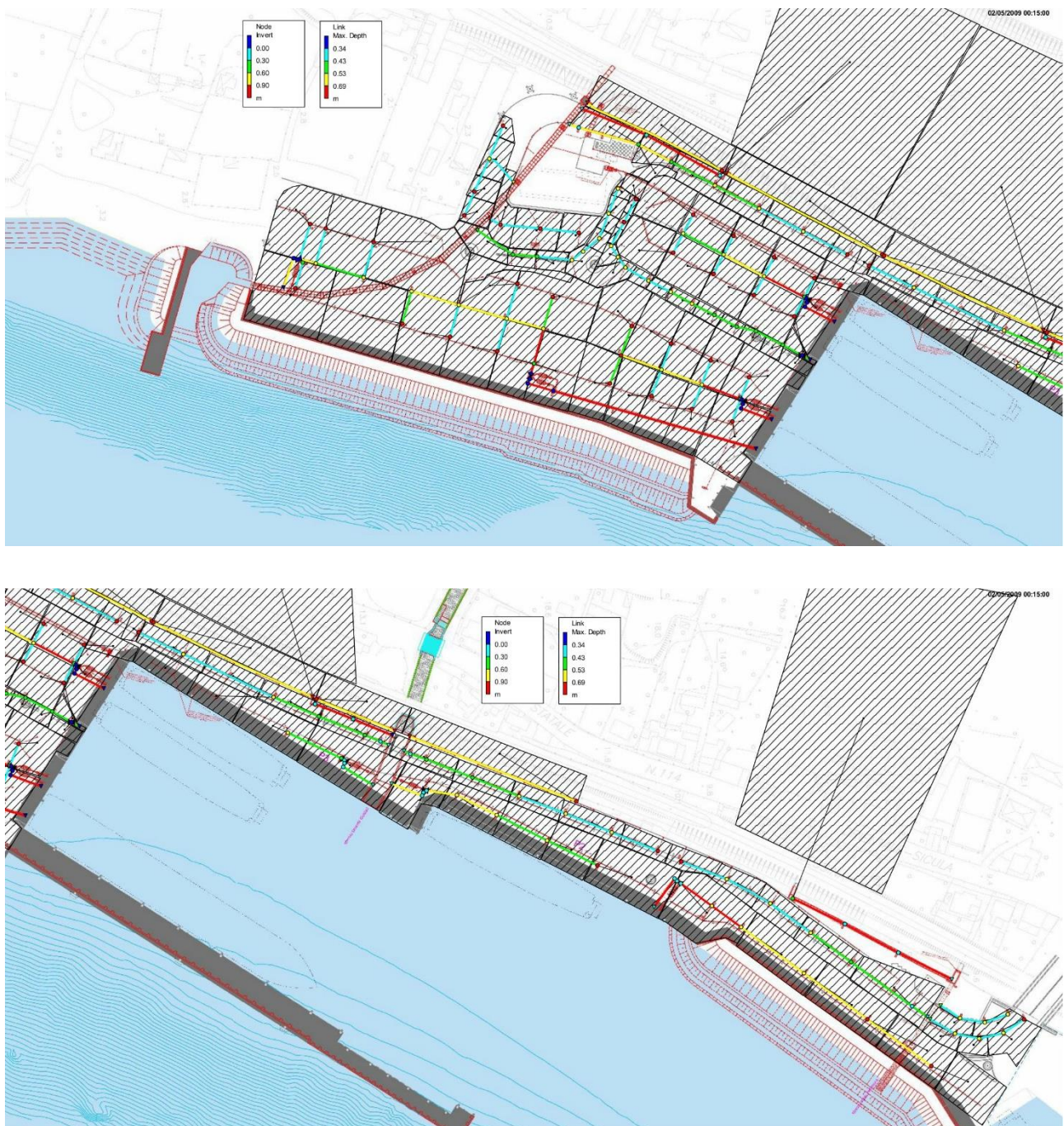


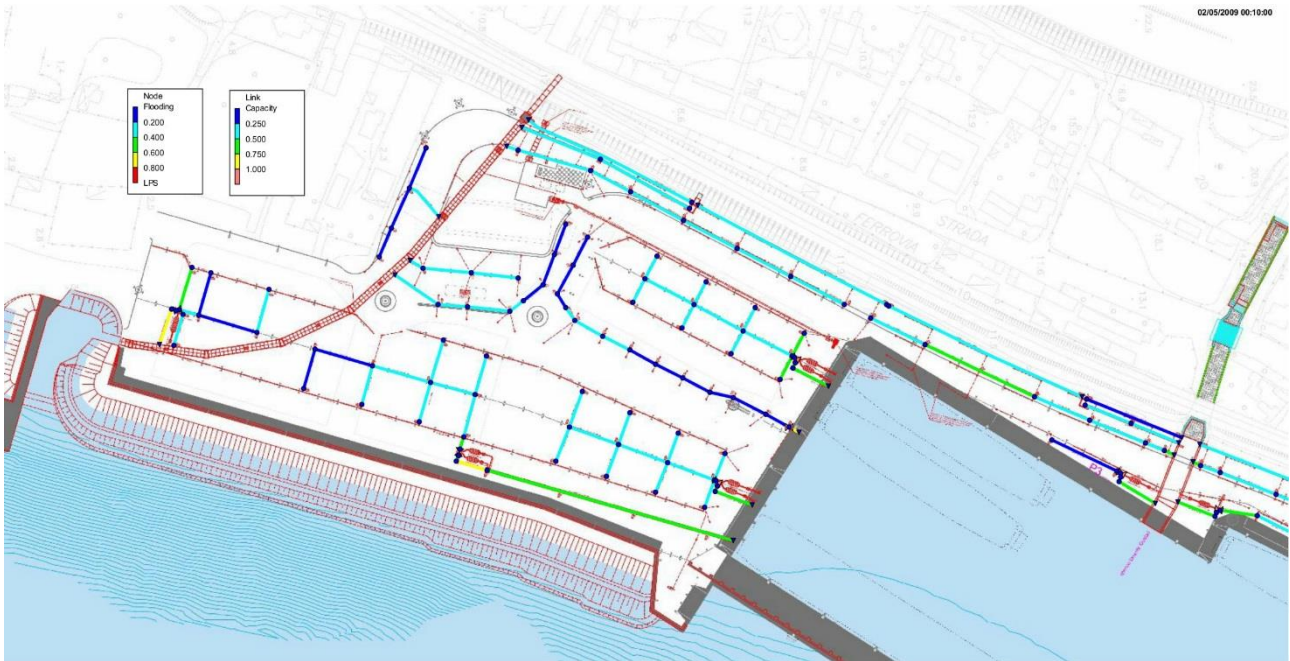
Figura 60: schematizzazione della rete di calcolo e individuazione dei bacini afferenti ai nodi

3.2.4 RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO

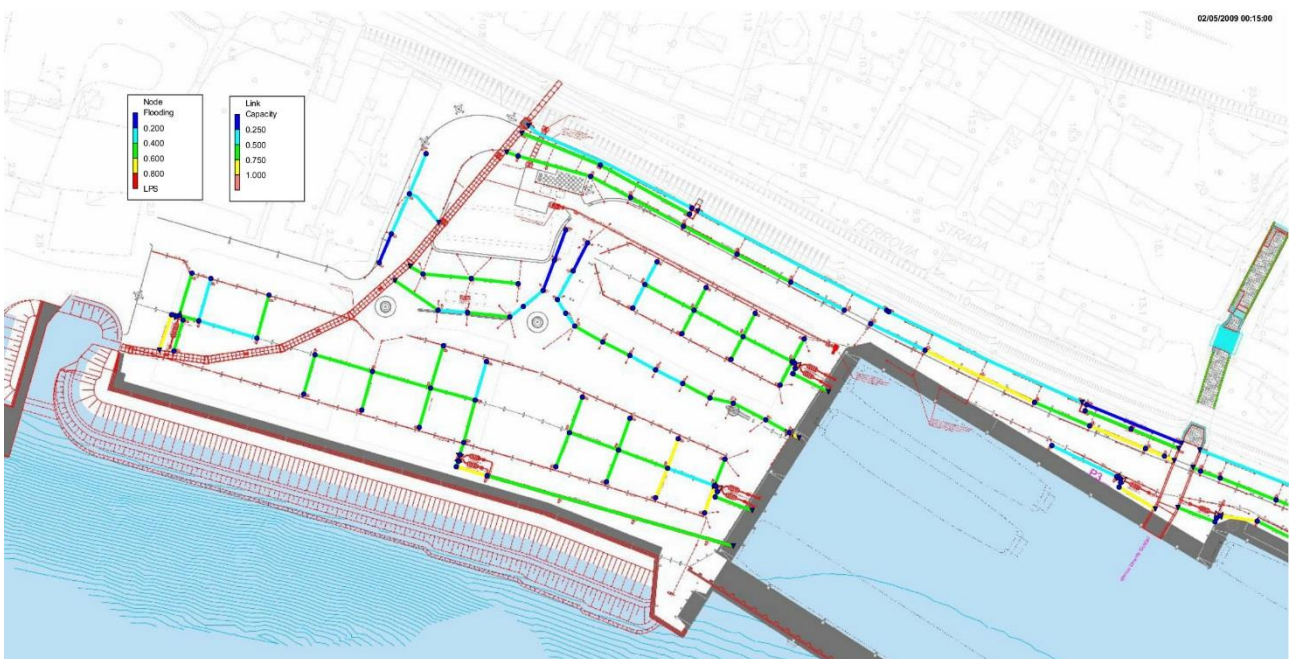
Si riportano nel seguito i risultati delle simulazioni eseguite con tempi di ritorno di 20 e 50 anni dalle quali si evince che:

- 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.

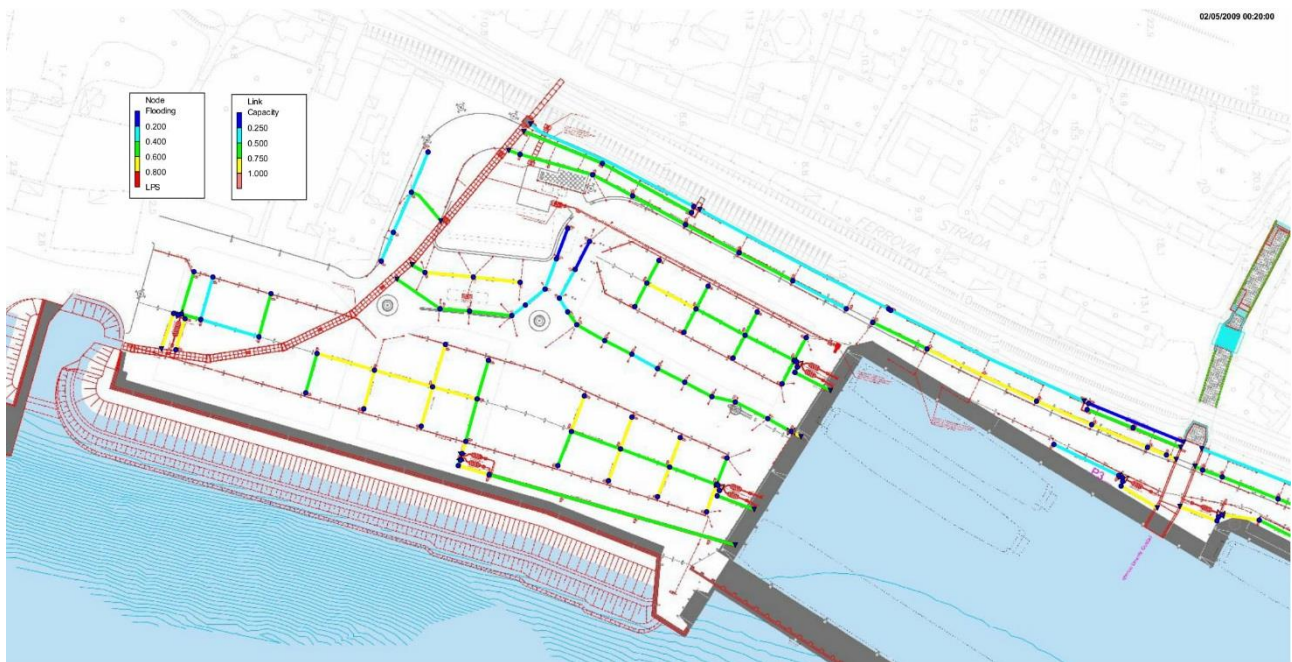


$t = 10'$

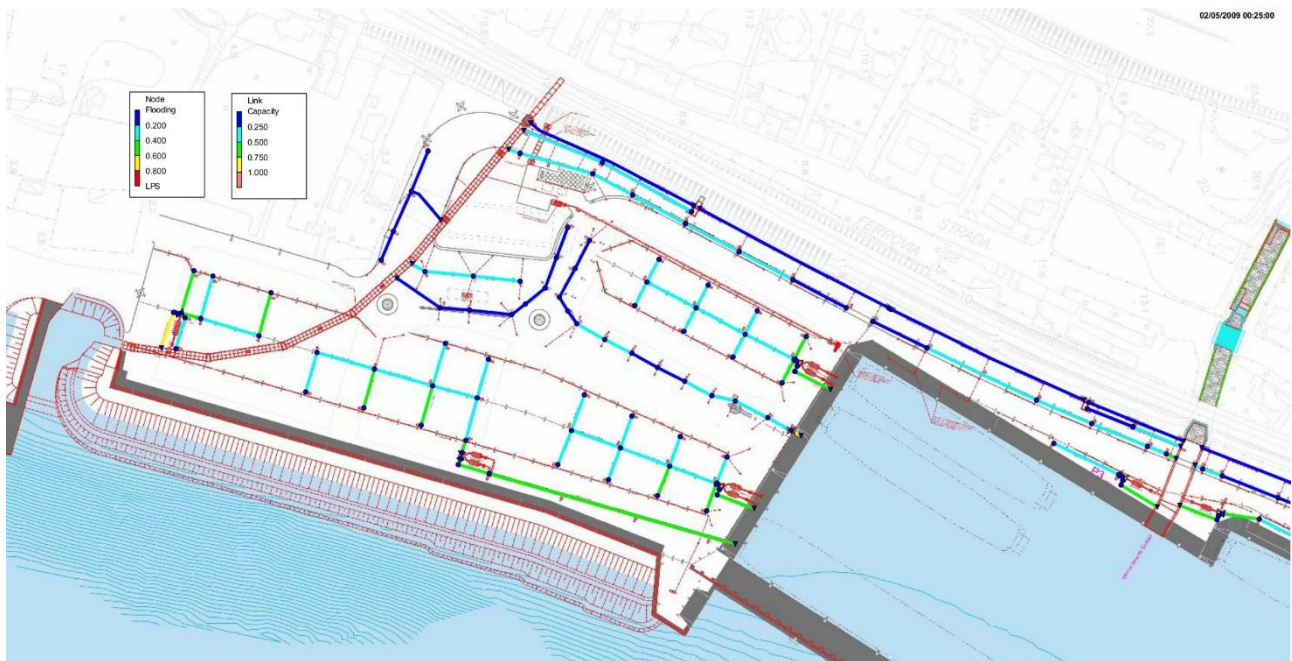


$t = 15'$

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



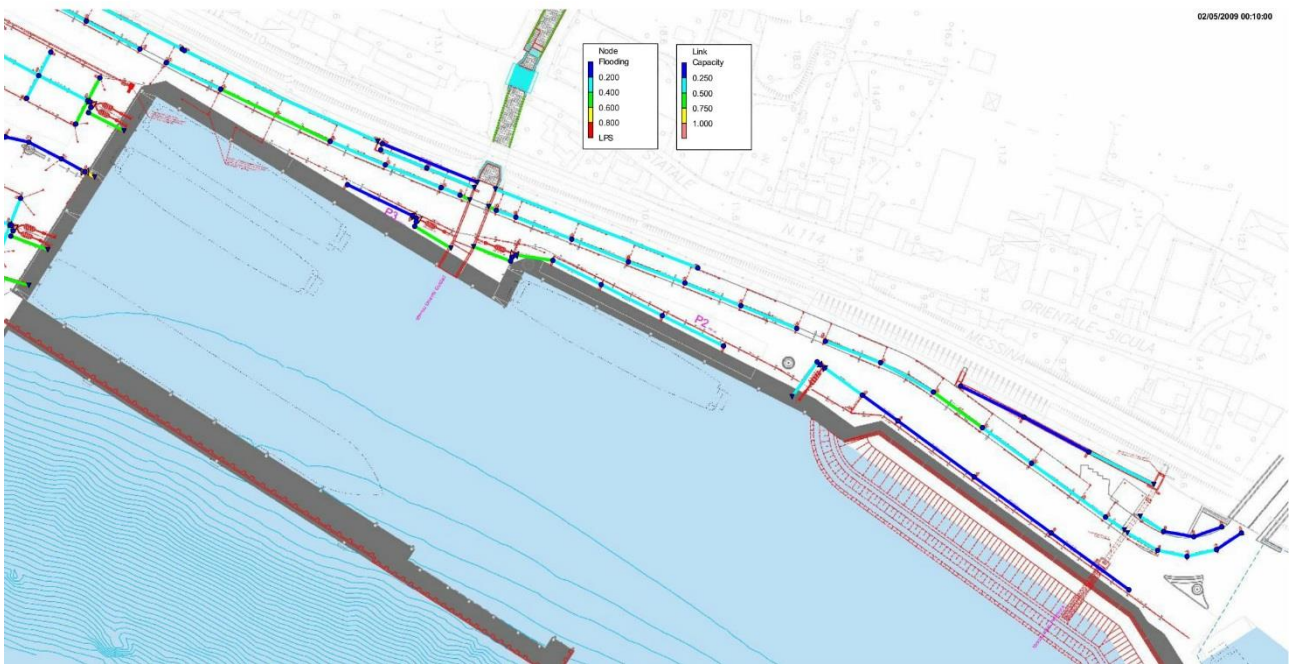
t = 20'



t = 25'

Figura 61: risultati del modello di calcolo per $Tr = 20$ anni, a 10, 15, 20 e 25 minuti dall'inizio della precipitazione – Zona portuale Sud

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

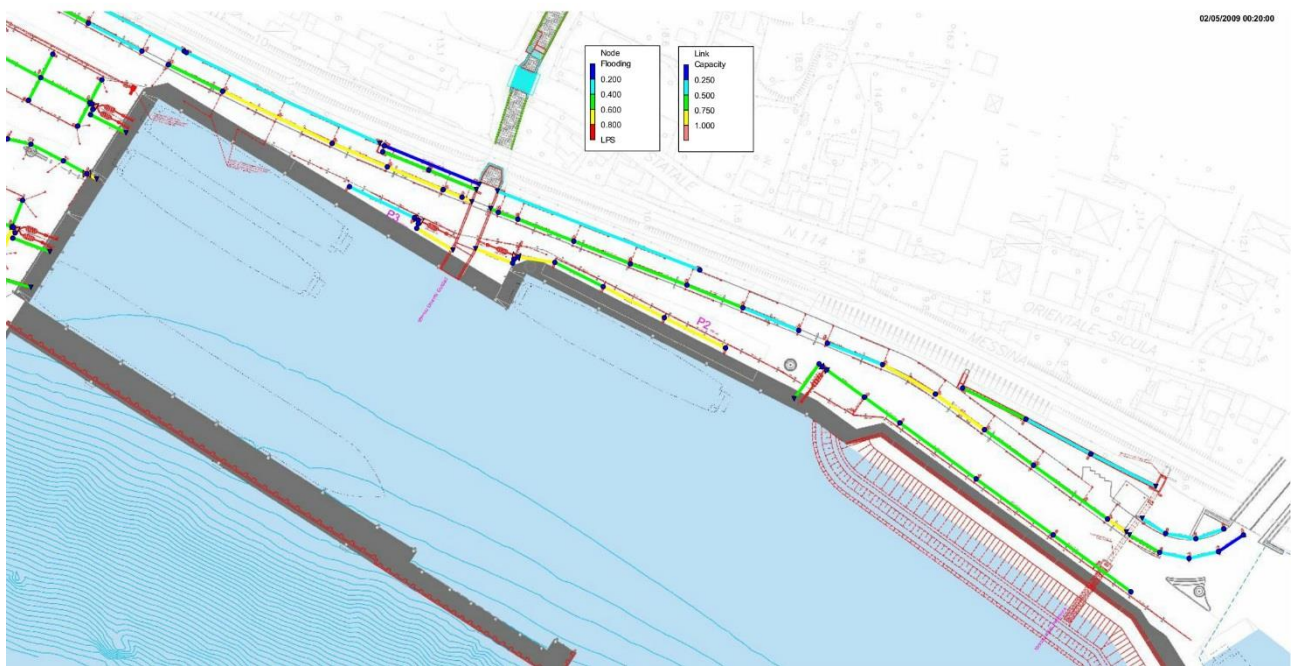


$t = 10'$

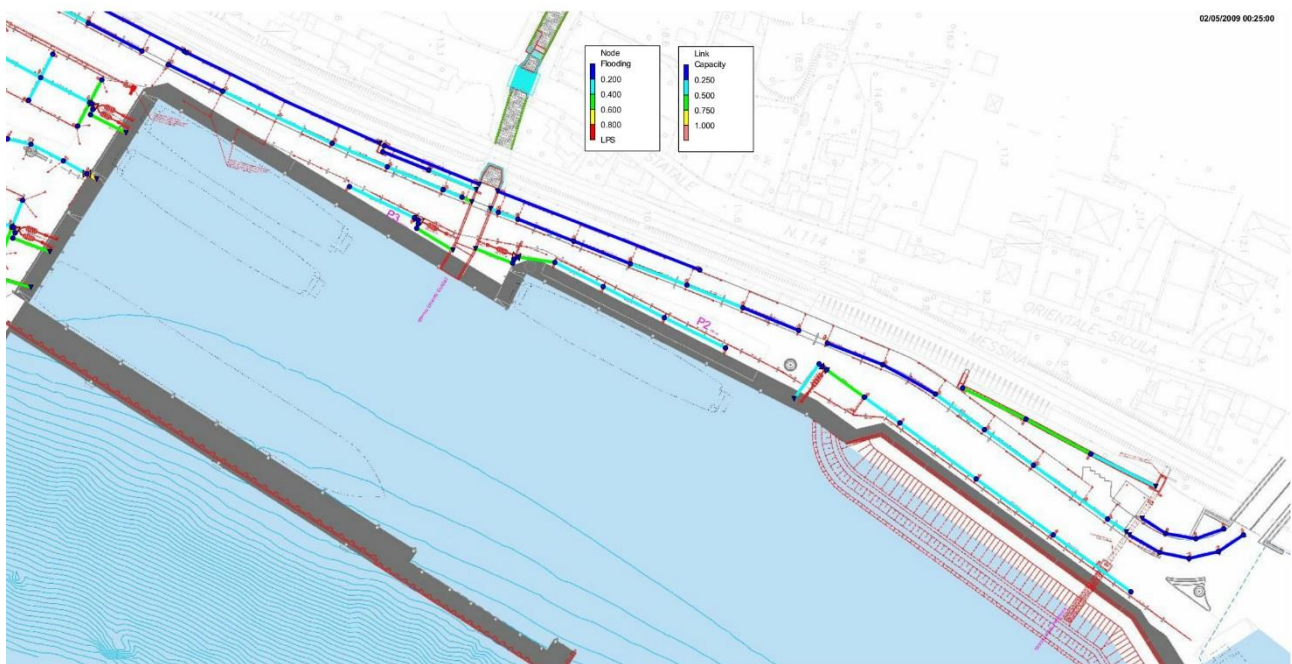


$t = 15'$

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



t = 20'



t = 25'

Figura 62: risultati del modello di calcolo per $Tr = 20$ anni, a 10, 15, 20 e 25 minuti dall'inizio della precipitazione – Zona portuale Nord

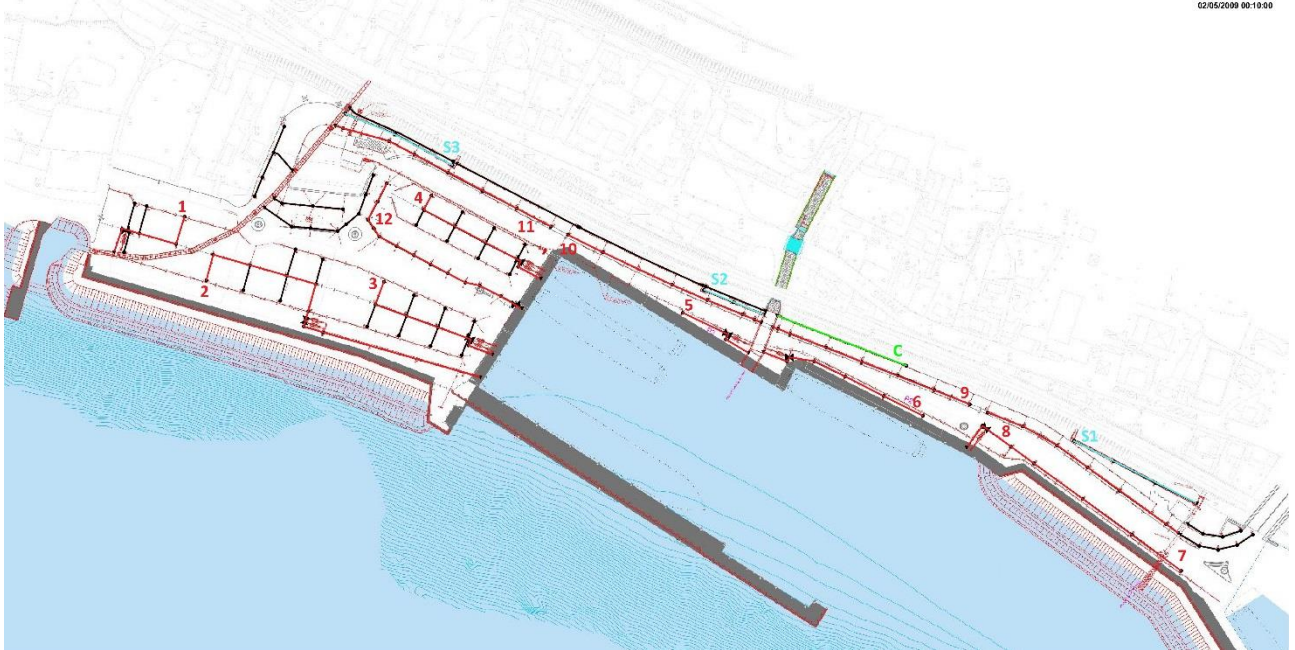
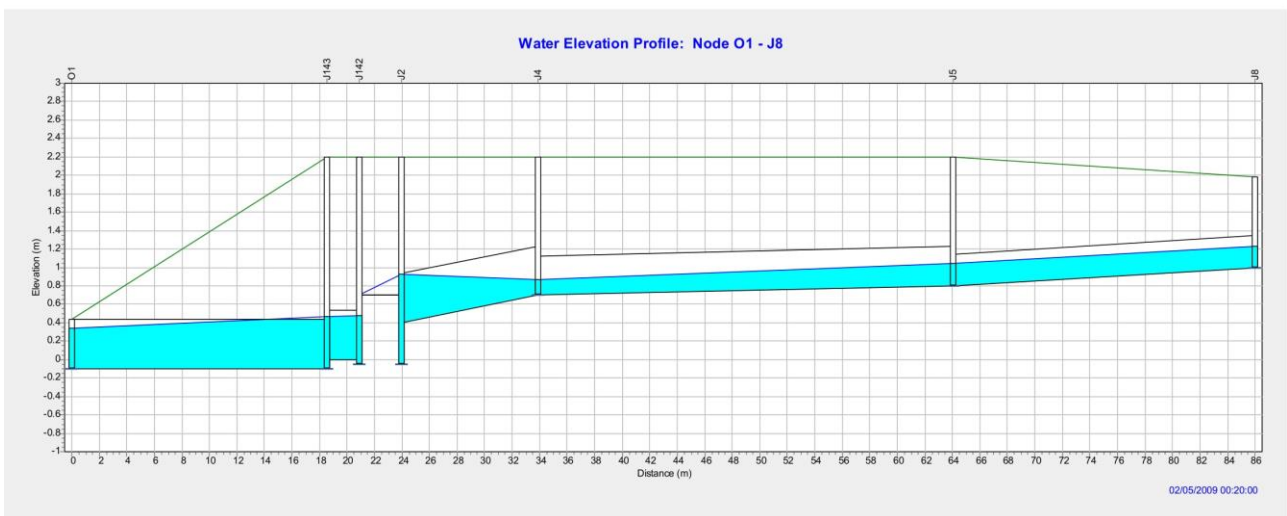
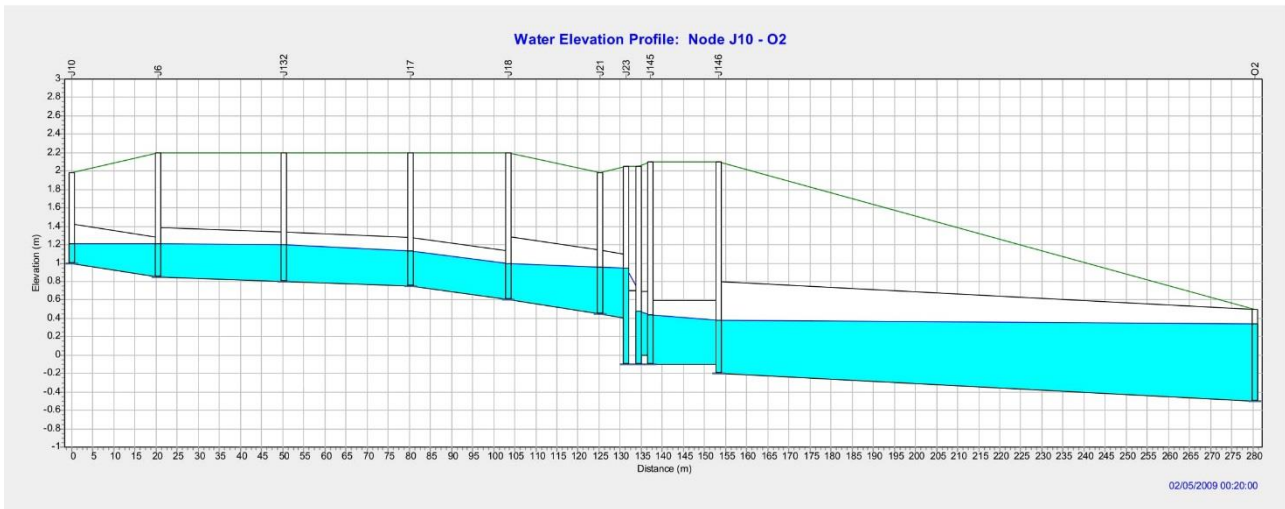


Figura 63: key-map dei profili di calcolo

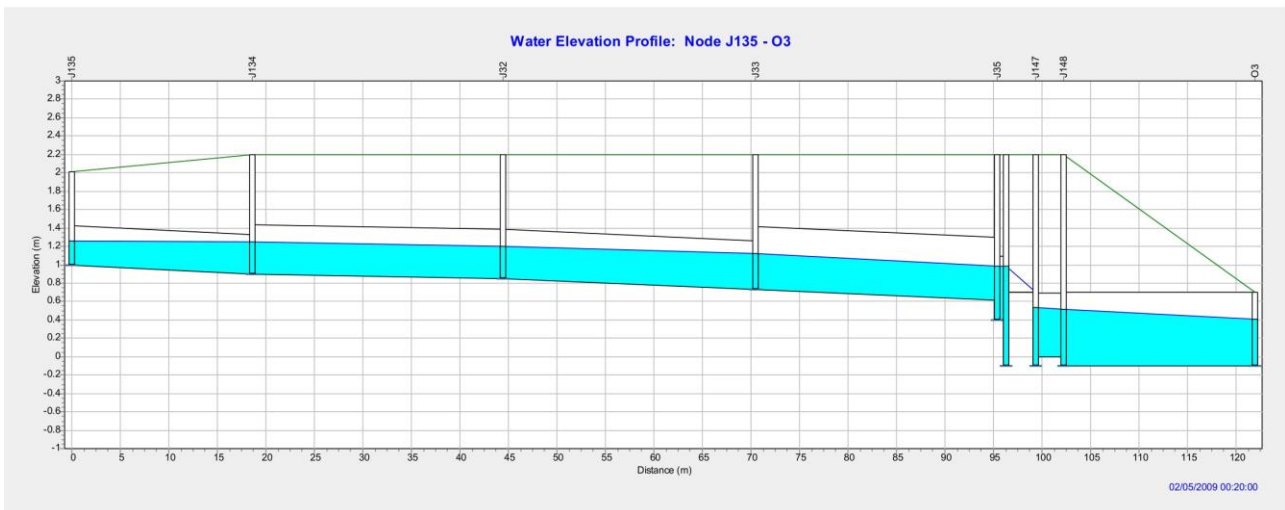


Profilo 1

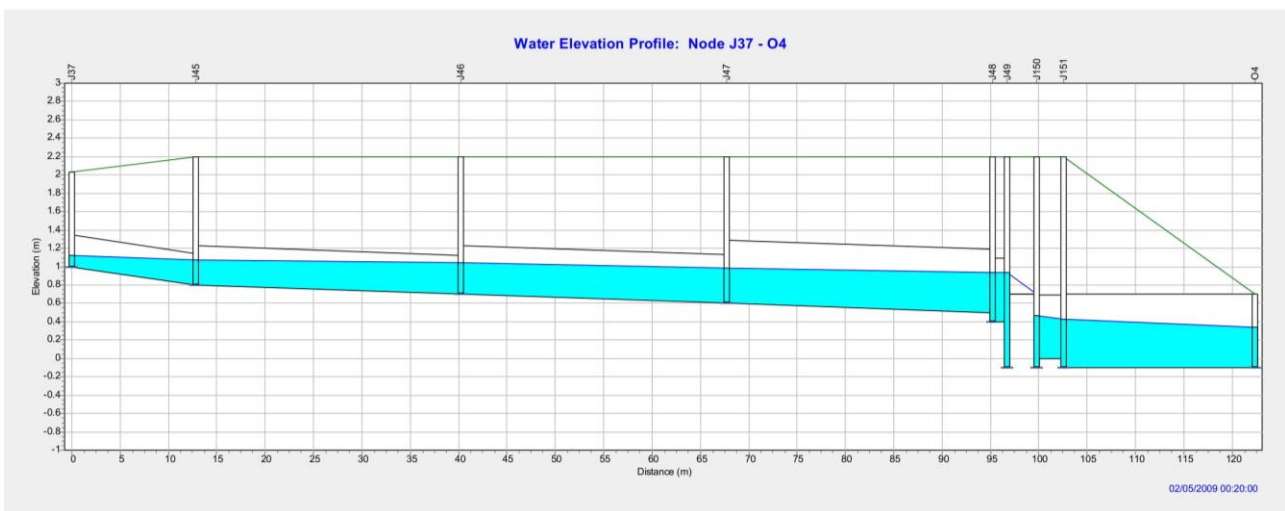
COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO



Profilo 2

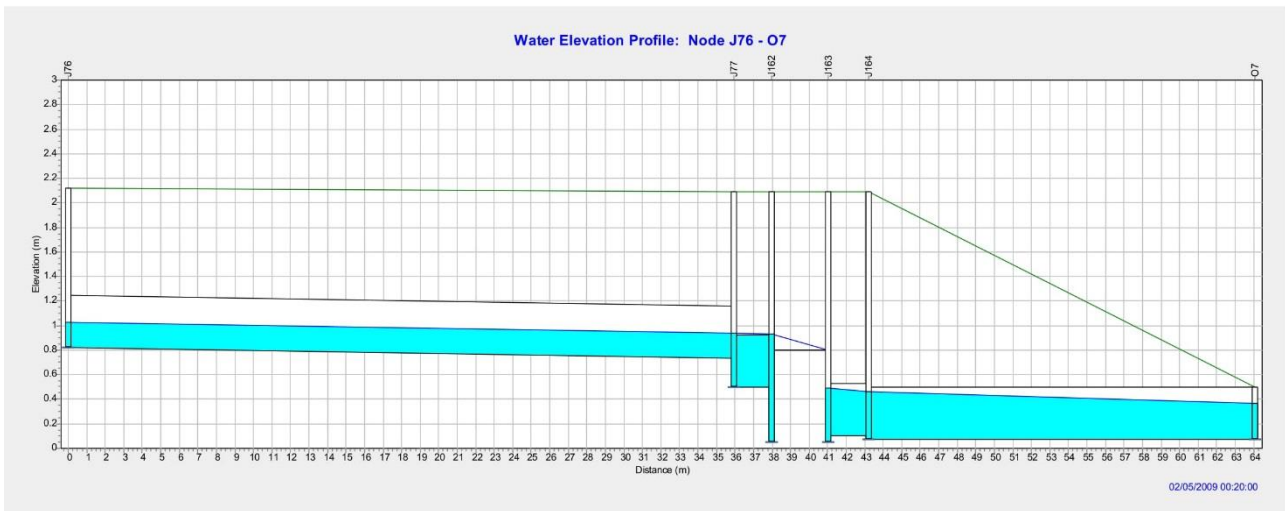


Profilo 3

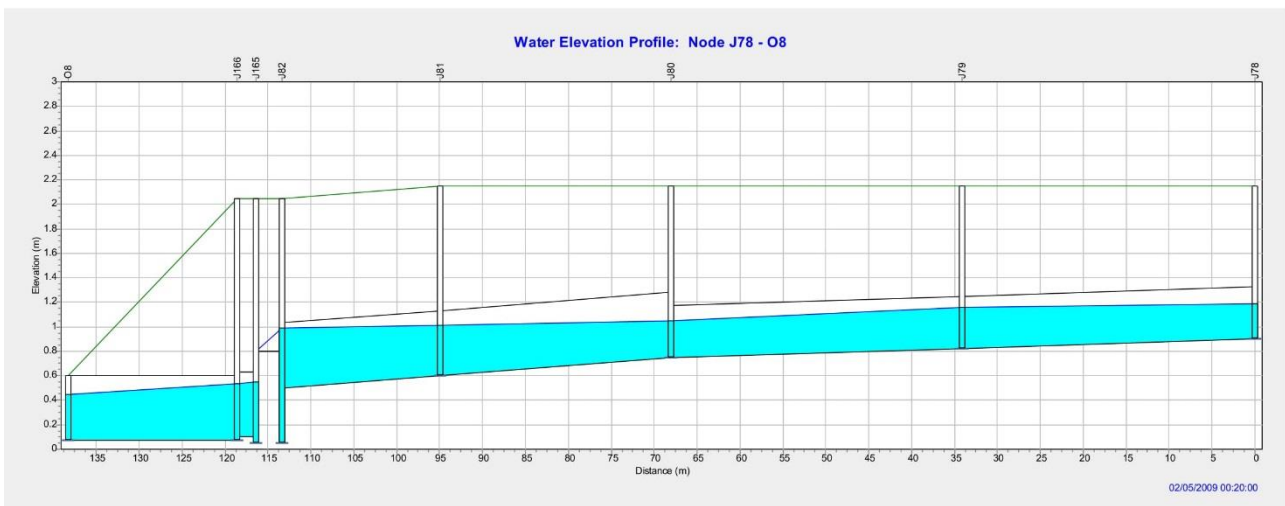


Profilo 4

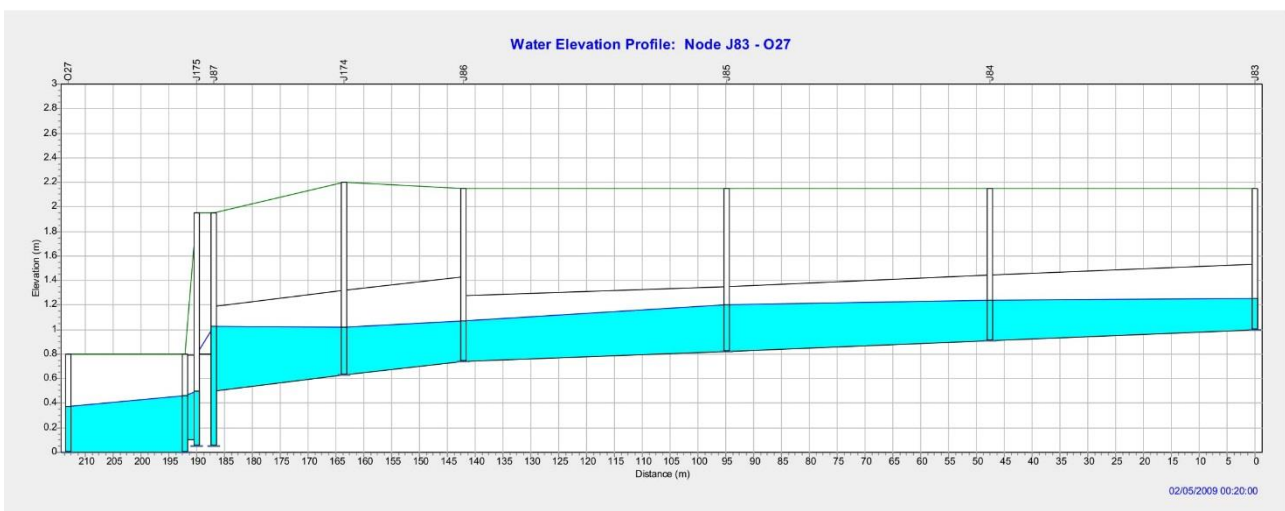
COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO



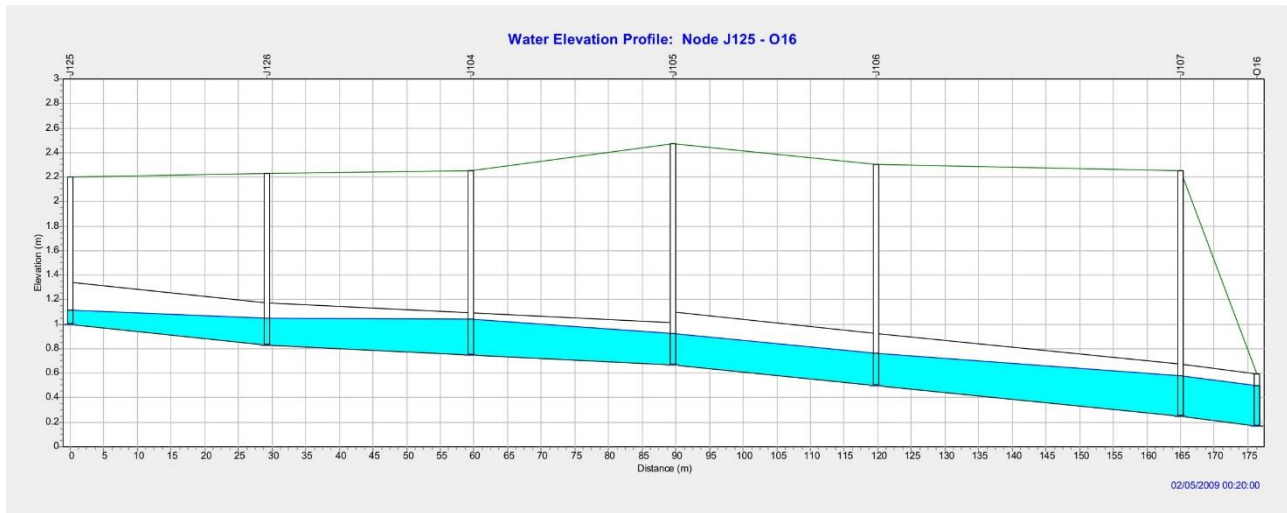
Profilo 5



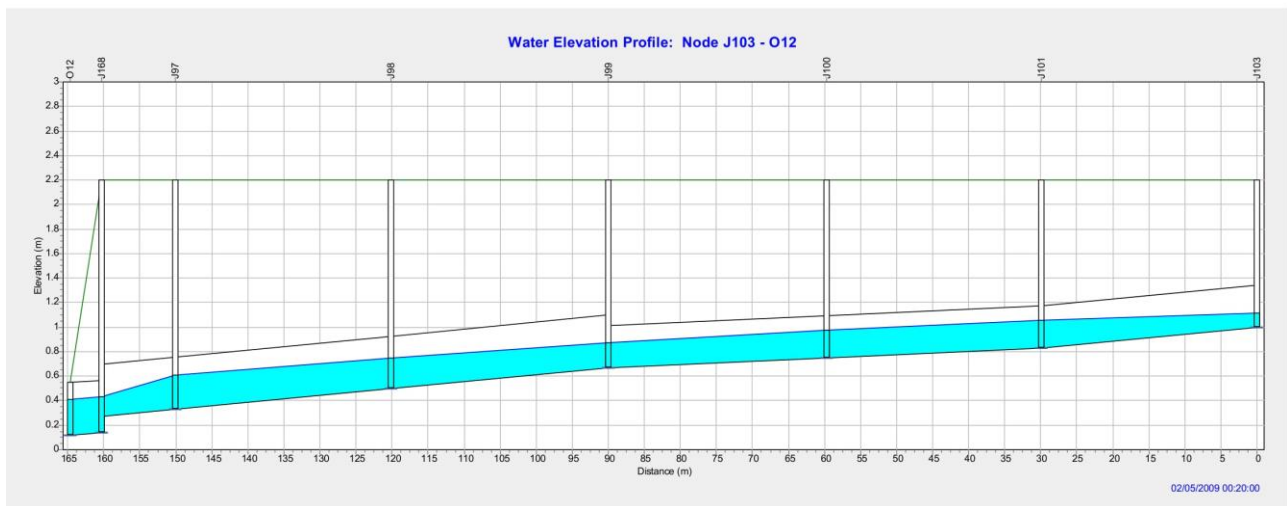
Profilo 6



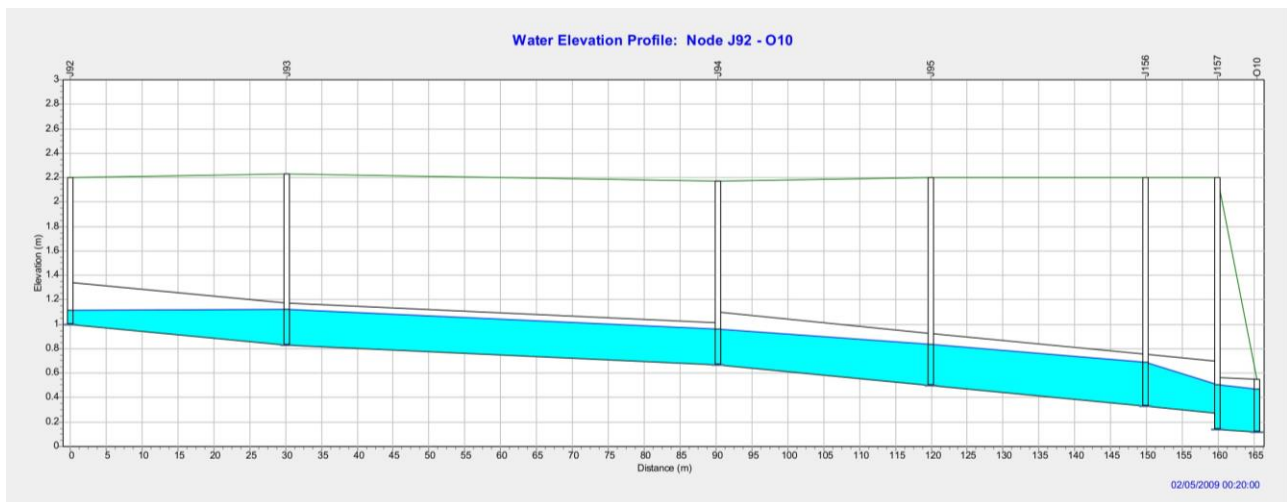
Profilo 7



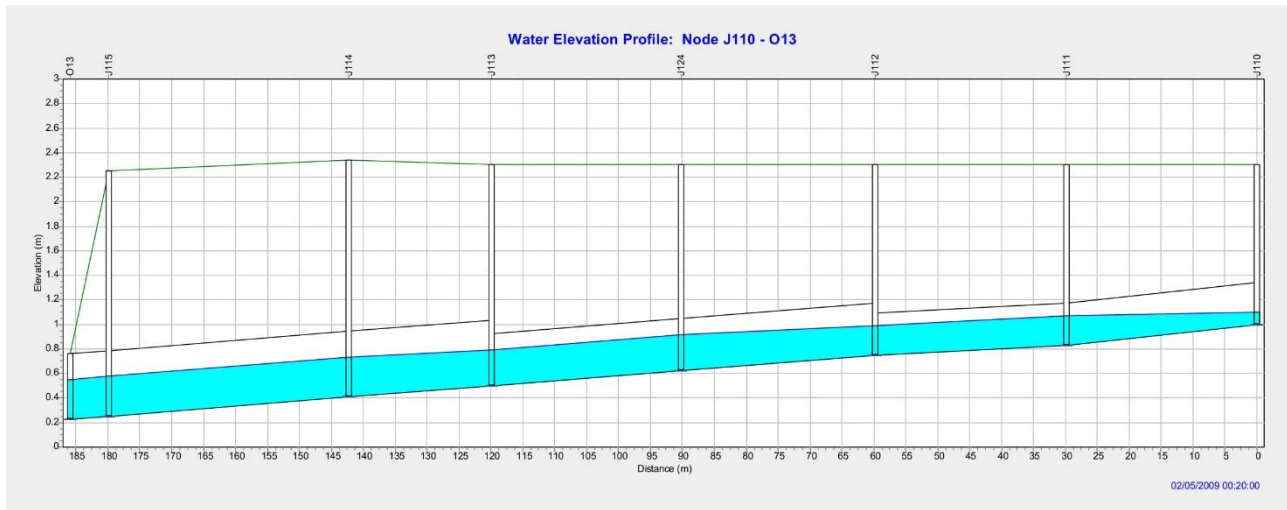
Profilo 8



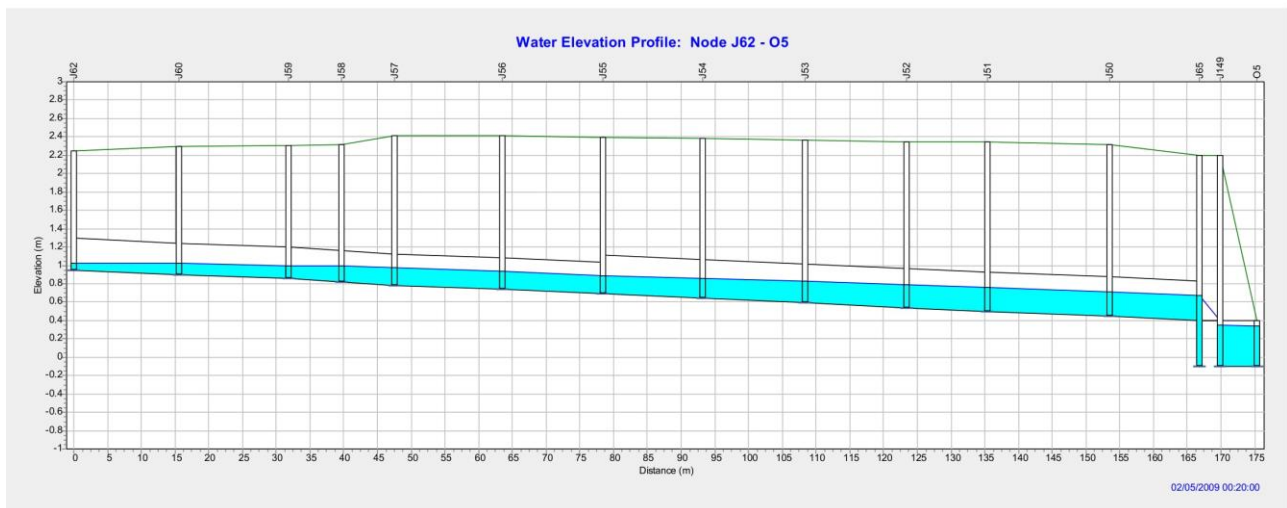
Profilo 9



Profilo 10



Profilo 11



Profilo 12

Figura 64: Profili di massimo riempimento Tr 20 anni sulle condotte fognarie

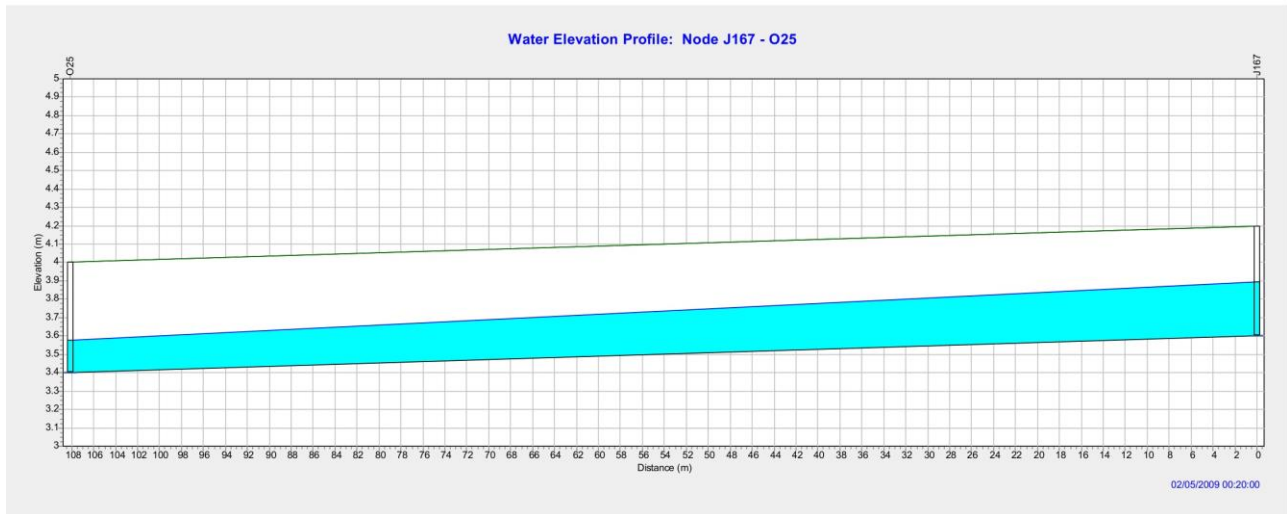


Figura 65: Profilo di massimo riempimento Tr 20 anni per la canaletta di raccolta delle acque piovane 600x600 a servizio della linea ferroviaria.

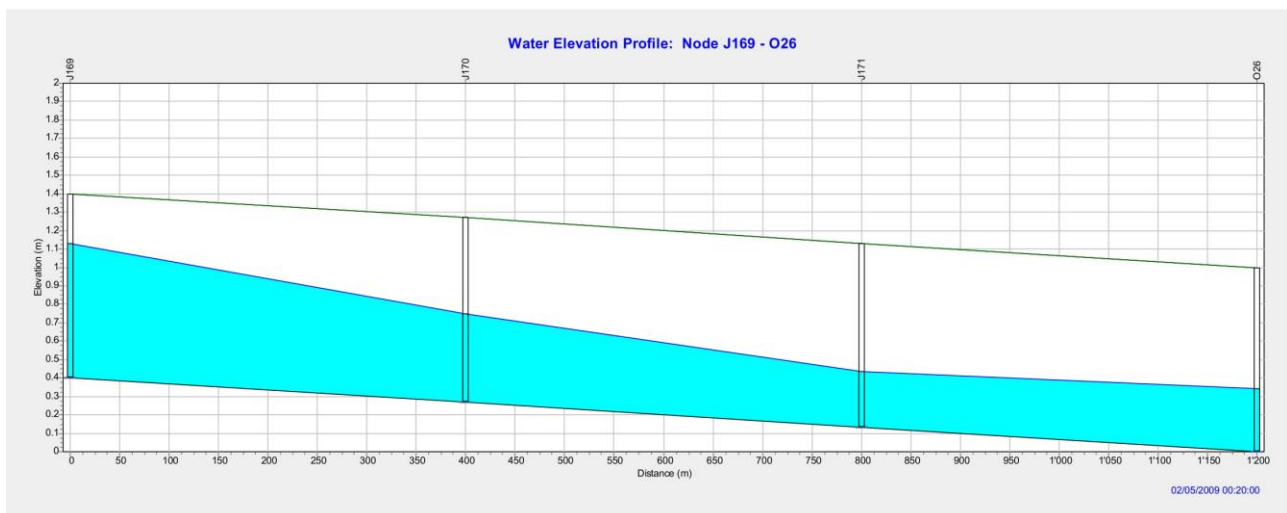


Figura 66: Profili di massimo riempimento Tr 20 anni per la canaletta 1600x1000 della linea di scolo S1 sul torrente Palumara.

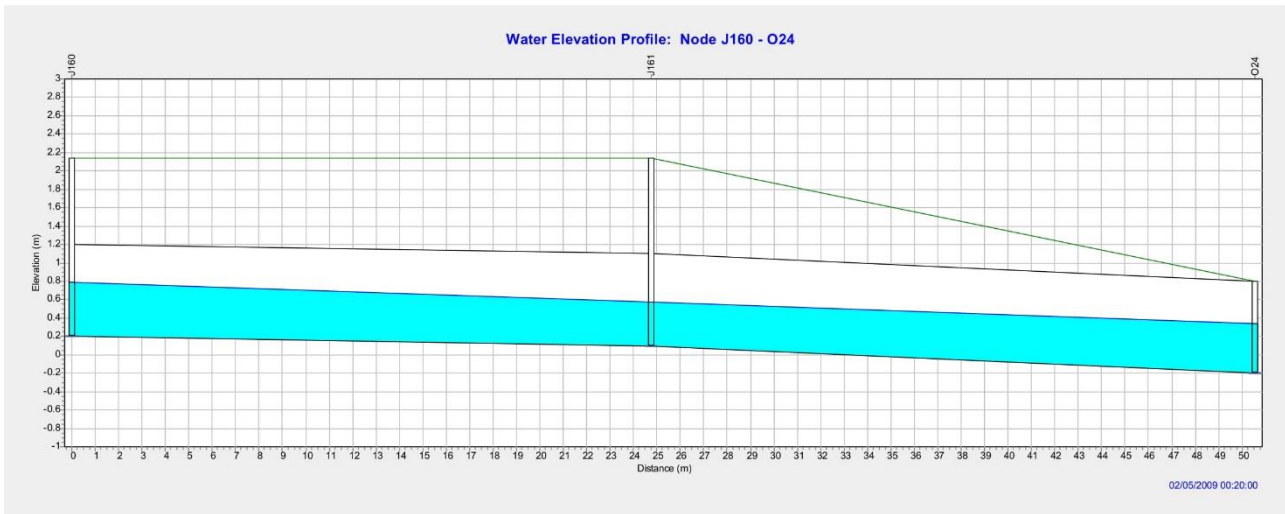


Figura 67: Profili di massimo riempimento Tr 20 anni per la linea DN1000 della linea di scolo S2 sul torrente Guidari.

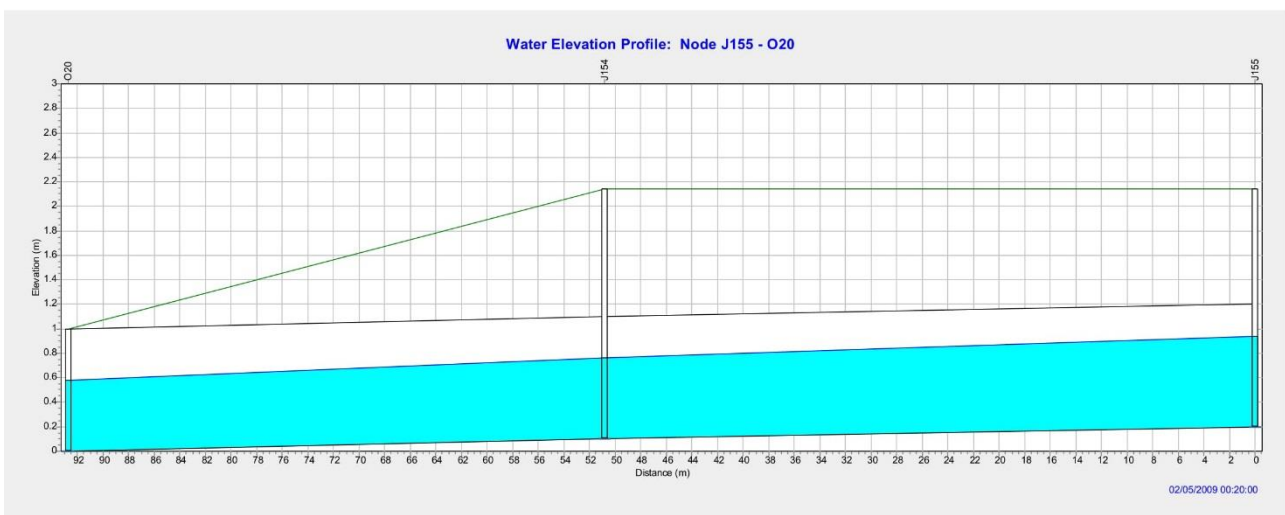
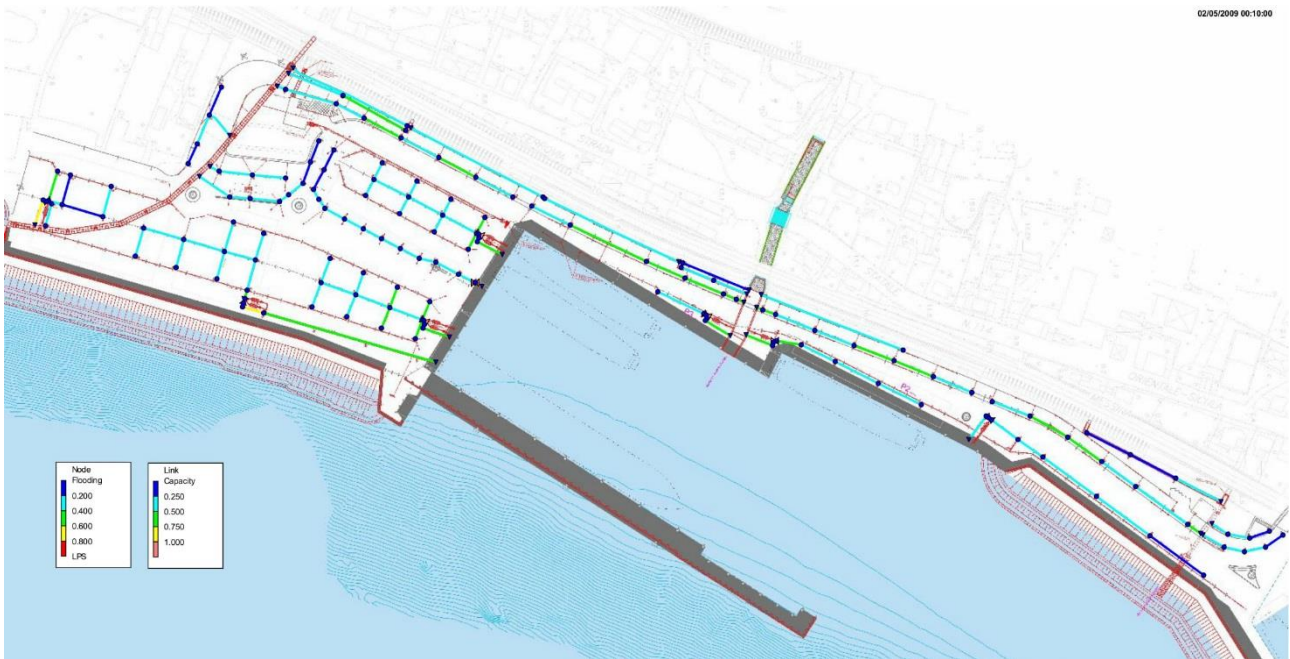
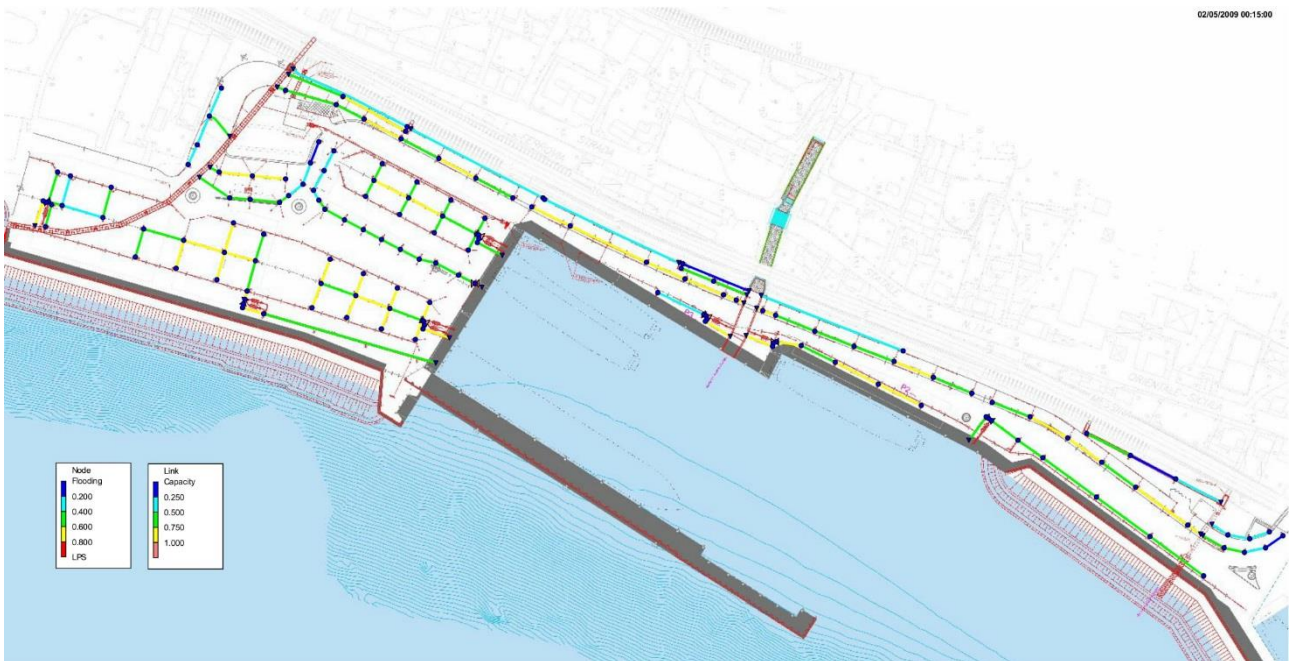


Figura 68: Profili di massimo riempimento Tr 20 anni per la linea DN1000 della linea di scolo S3 sul torrente Farota.

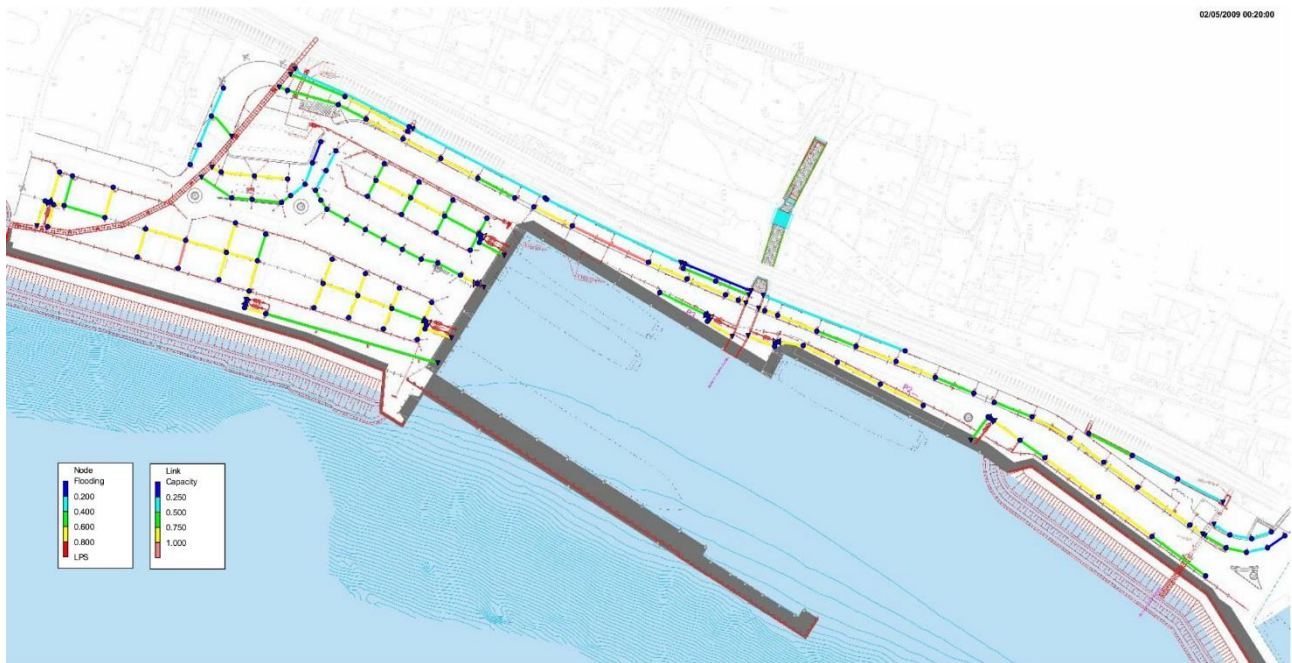
COMUNE DI MESSINA - LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA
INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE
PROGETTO ESECUTIVO



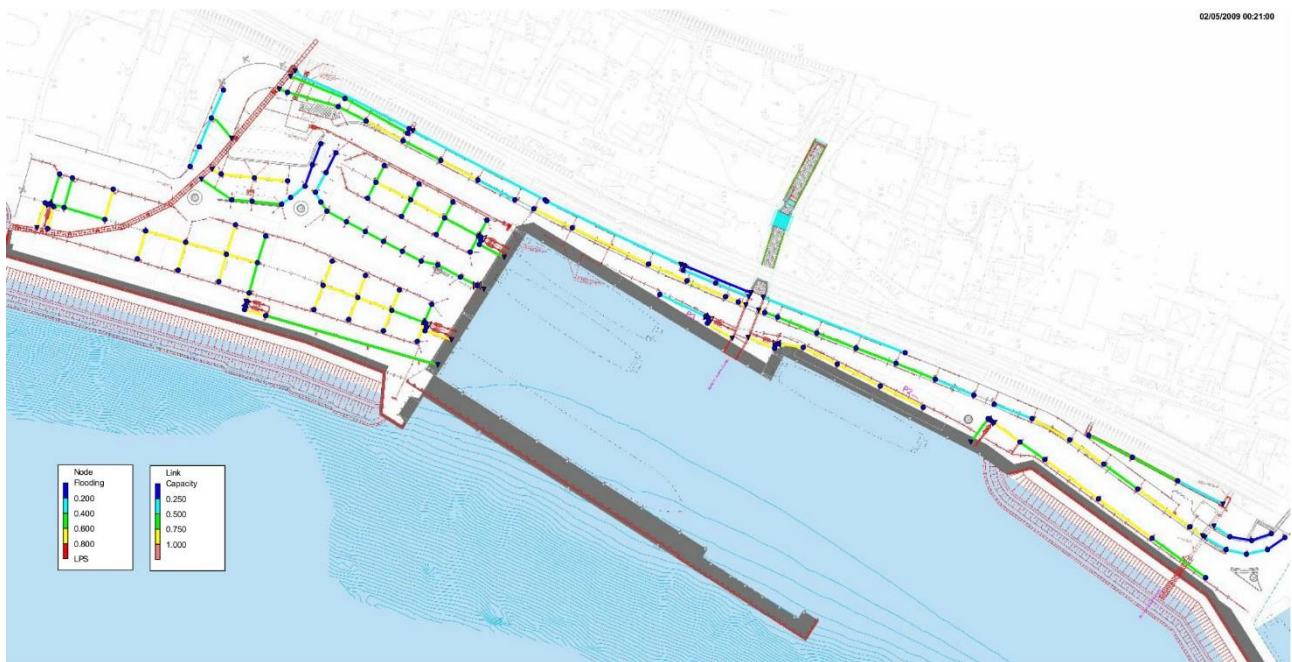
$t = 10'$



$t = 15'$



t = 20'



t = 25'

Figura 69: Simulazioni per Tr 50 anni – Gradi di riempimento delle condotte e punti di esondazione (assenti)

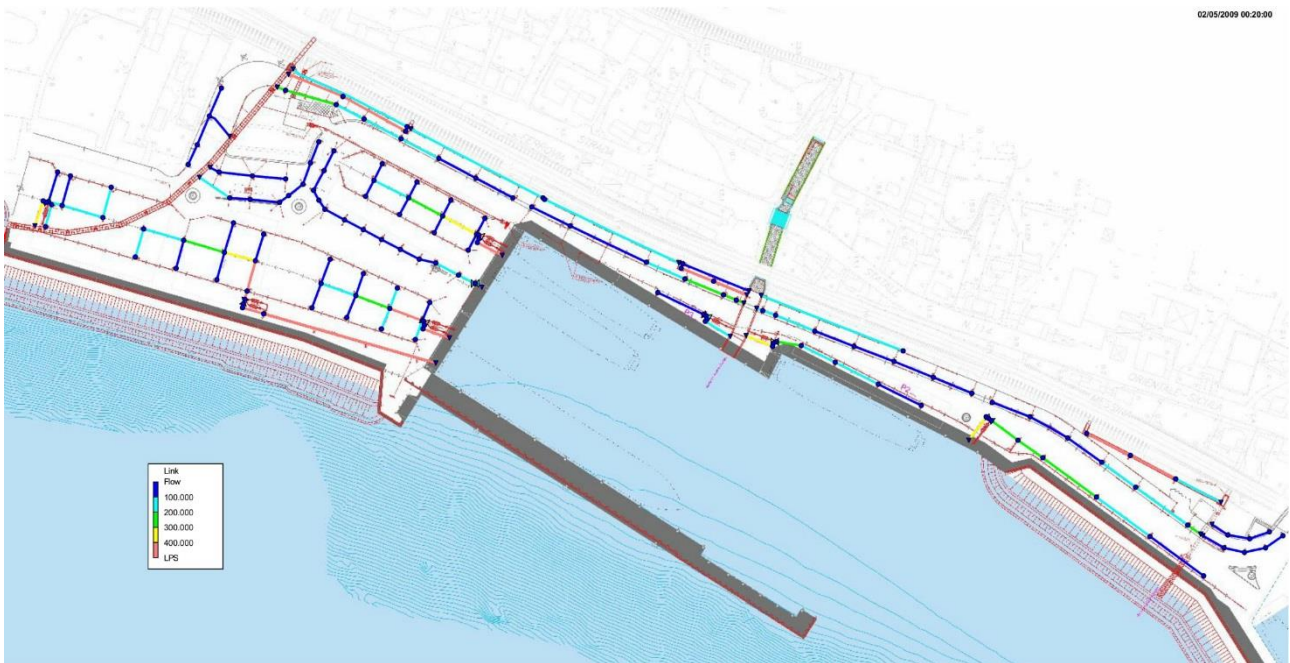


Figura 70: massime portate in rete Tr 20 anni

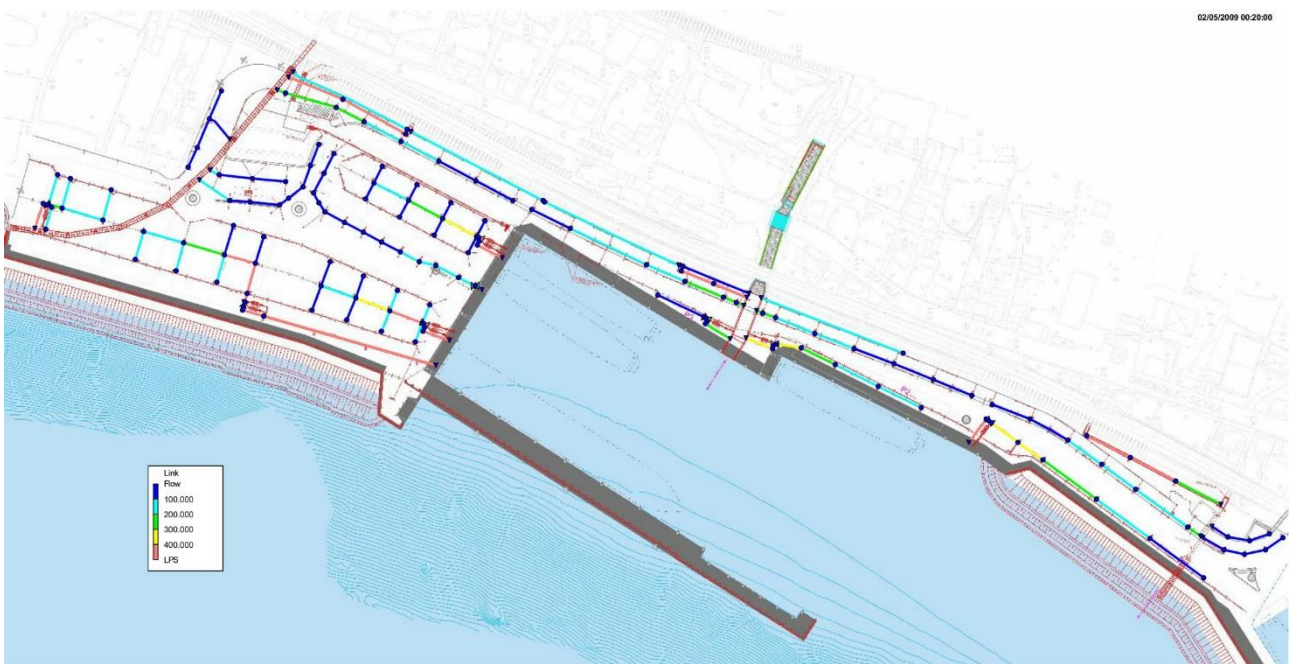


Figura 71: massima portata in rete Tr 50 anni

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 $j = 113$ mm/h (corrispondente a 314 l/s ha), la quale per $\psi = 0,9$ e $A = 1$ ettaro, fornisce una portata specifica pari a $q_r = 283$ l/s·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 l/s·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:

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

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	10560	299	300	30
P6	9850	279	300	30
P7	7080	200	200	20
TOT.	50917	-	-	-

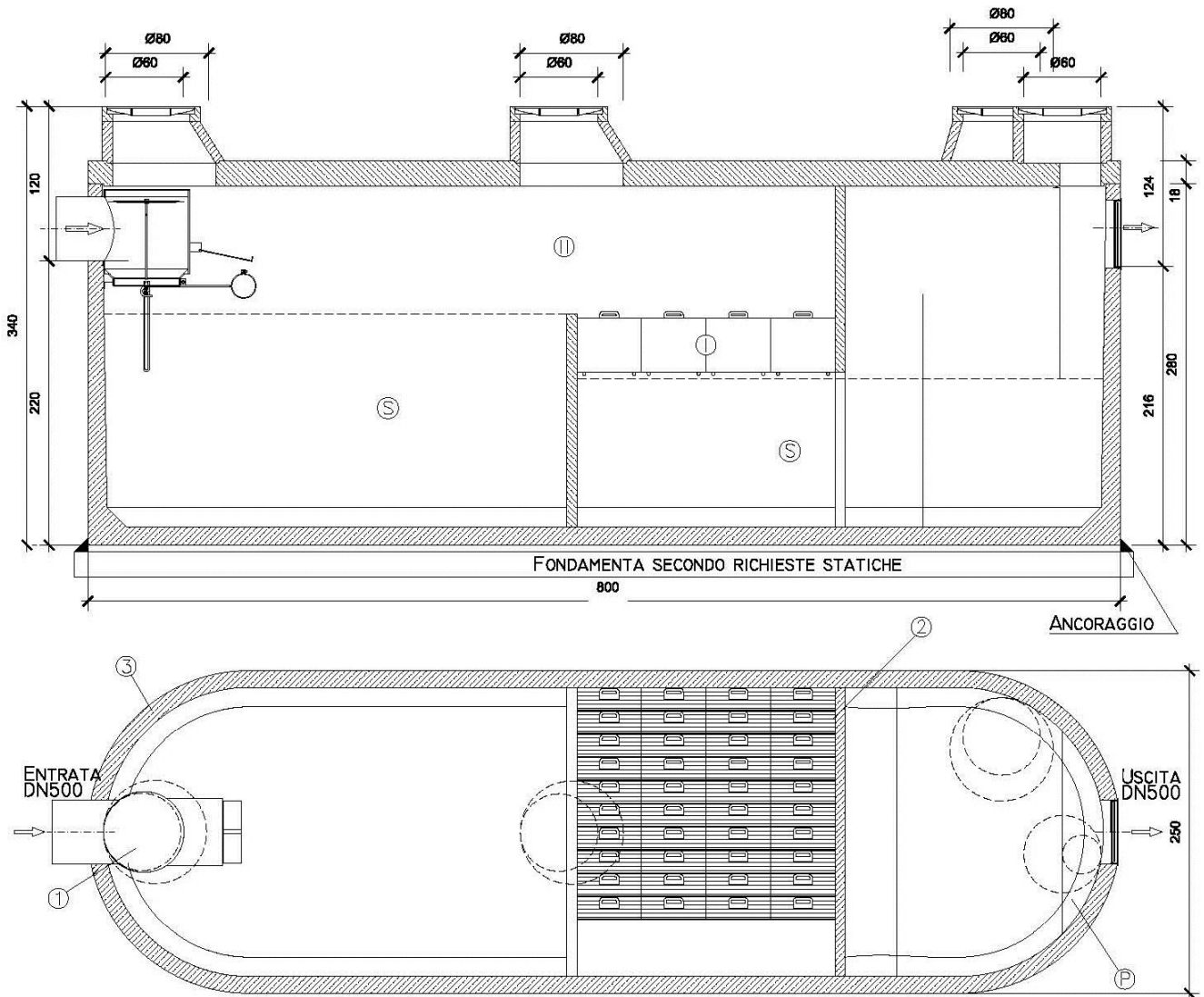
Si prevede quindi l'installazione di n.7 impianti di disolatura/dissabbiatura, ripartiti nelle seguenti tre diverse taglie nominali:

NS 150 l/s – Volume sedimentatore 15 m³

NS 200 l/s – Volume sedimentatore 20 m³

NS 300 l/s – Volume sedimentatore 30 m³

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



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
IIB 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 72 – Schema tipologico impianto disoleatore da 200 l/s.

3.4 DIMENSIONAMENTO DELLE CANALETTE DI RACCOLTA

Per il dimensionamento delle canalette di raccolta, ed in particolare alle dimensioni della griglia dell'elemento prefabbricato da utilizzare si fa riferimento al metodo di Nosedà per la captazione di portata attraverso una griglia sub orizzontale con barre longitudinali al senso della corrente.

Il metodo citato è stato applicato, a favore di sicurezza, per la canaletta con sviluppo ed area afferente maggiore, ovvero una lunghezza pari a $L=60.00$ m ed area afferente di 0.242 ha.

Per un tempo di ritorno pari a 20 anni dal modello idraulico è stata calcolata una portata totale, collettata al termine della canaletta pari a circa 120 l/s.

La teoria utilizzata risulta particolarmente attendibile poiché considera il coefficiente μ di portata derivata variabile in funzione delle caratteristiche dimensionali della griglia e del tirante h che grava punto per punto lungo lo sviluppo longitudinale delle barre:

$$\mu = 0.66 \Psi^{-0.16} \left(\frac{h}{a+b} \right)^{-0.13}$$

Dove:

Ψ = rapporto vuoti su vuoti + pieni;

h =tirante idrico misurato a partire dalla griglia;

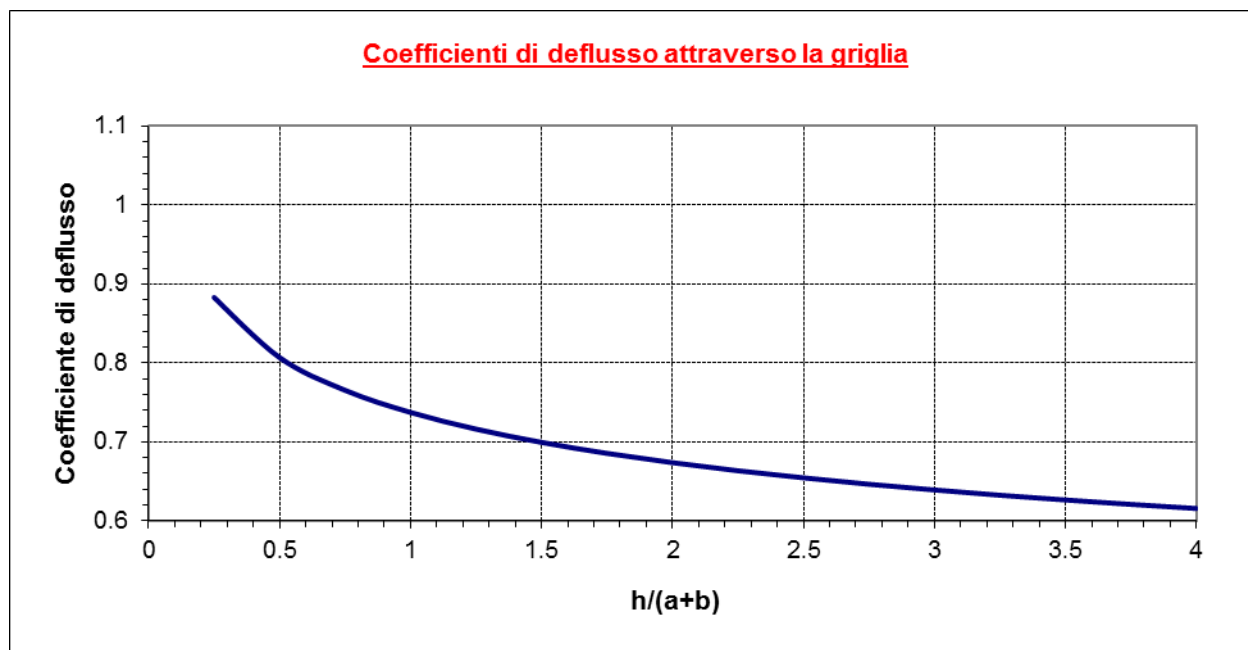


Figura 73: coefficiente di deflusso per una griglia a barre sub orizzontali.

Per la verifica della griglia di captazione si è adottato il seguente schema di calcolo per l'integrazione del profilo liquido, basato sulle ipotesi di Nosedà di energia costante e portata specifica variabile lungo la direzione del flusso.

Essendo la canaletta di raccolta posta lungo una linea di impluvio raccoglie portata da entrambe le direzioni ad essa trasversali; la portata considerata deve quindi essere divisa a metà, considerando solo la metà della griglia ai fini della verifica.

Dunque a fronte di una portata totale di 120 l/s si considera una portata derivata per metro lineare di griglia pari a $q_L = \frac{1}{2} \left(\frac{Q}{L} \right) = \frac{1}{2} \frac{0.119}{60} = 0.00119 \frac{m^3}{s m}$.

Le condizioni al contorno poste per la coordinata $x=0$ all'inizio della griglia sono:

tirante iniziale $h_0 = 0.7 y_c$ con $y_c = \sqrt[3]{\frac{q_L^2}{g}}$ tirante critico per canale rettangolare largo;

energia iniziale $E_0 = z_0 + \frac{3}{2} y_c$, dove si indica con z_0 l'altezza della griglia dal piano zero di riferimento;

sulla base delle quali si calcola il coefficiente di portata $\mu(h)$ e la portata derivata nel tronco di lunghezza dx :

$dq_x = \mu C_{int} dx \sqrt{2g h_0}$ con C_{int} coefficiente di intasamento della griglia posto = 50%.

La portata all'inizio del tronco successivo vale quindi $q_x^i = q_L - dq_x$

Imponendo quindi la costanza dell'energia

$$dE = \left[h^i + z^i + \frac{1}{2g} \left(\frac{q_x^i}{h^i} \right)^2 \right] - E_0 = 0$$

con qualche iterazione, è possibile ricavare il tirante idrico h_i all'inizio del tratto successivo.

Si procede allo stesso modo per i tronchi successivi, ricalcolando il coefficiente di deflusso ed il tirante, finché la portata del tratto successivo risulta nulla; la lunghezza così ottenuta consente la completa captazione della portata lungo lo sviluppo trasversale della griglia.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti applicando il sopracitato metodo per una griglia a barre di spessore ed interasse pari a 18 mm e lunghezza nel senso longitudinale della corrente pari a **30 cm** (verificata quindi per una lunghezza pari a metà dello sviluppo per tener conto della captazione di portata lungo l'impluvio da entrambi i lati della canaletta).

Distanza progressiva sulla griglia	Altezza griglia di presa Z (m)	Tirante idrico h (m)	h/l	μ	Portata derivata nel tronco (l/sm)	Portata all'inizio del tronco successivo (l/sm)	Livello pelo libero H=h+Z (m)
0.000	0.00	0.0033	0.0903	1.0080	0.245	0.747	0.0033
0.004	0.00	0.0025	0.0703	1.0413	0.223	0.524	0.0025
0.008	0.00	0.0016	0.0449	1.1039	0.189	0.335	0.0016
0.012	0.00	0.0010	0.0271	1.1787	0.157	0.178	0.0010
0.015	0.00	0.0005	0.0139	1.2860	0.122	0.055	0.0005
0.019	0.00	0.0002	0.0042	1.5014	0.079	0.000	0.0002
0.023	0.00	0.0000	0.0000	7.080	0.001	0.000	0.0000

Tabella 7: profilo idrico lungo lo sviluppo longitudinale di metà griglia

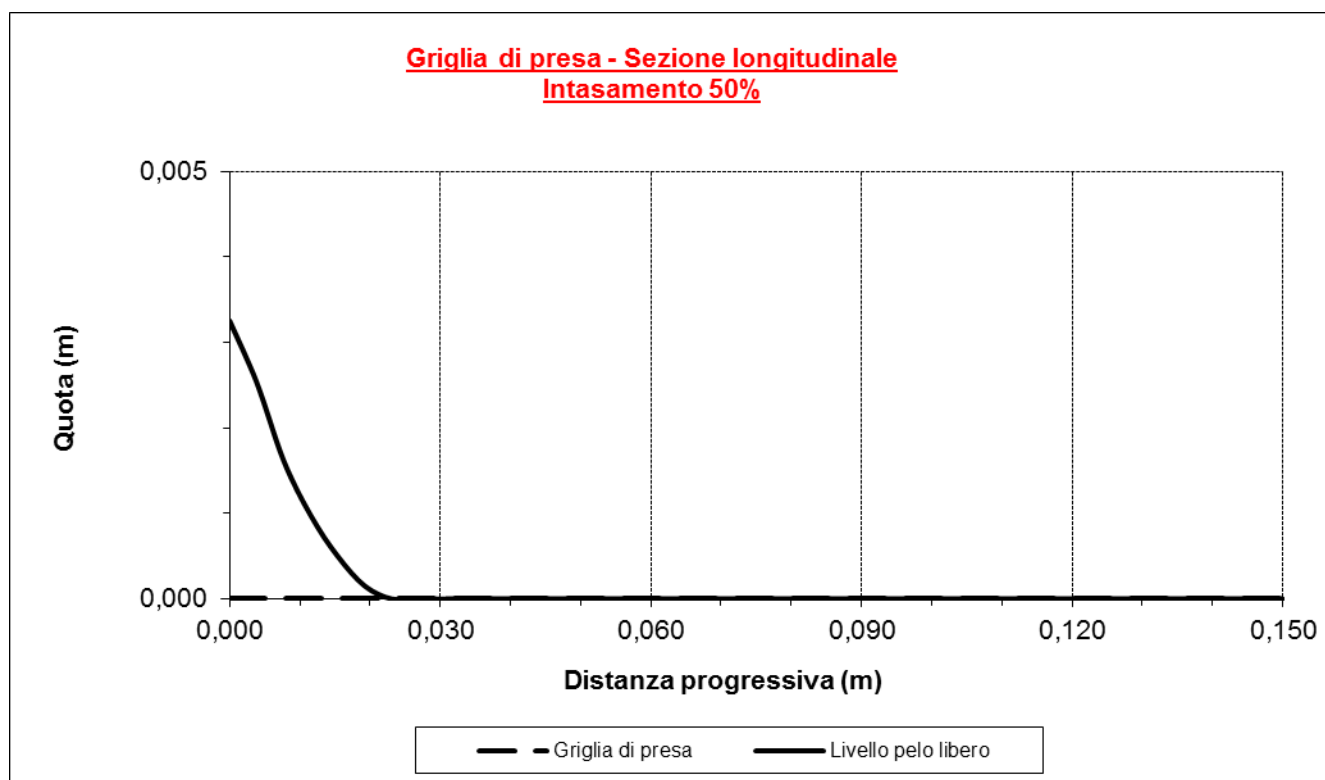
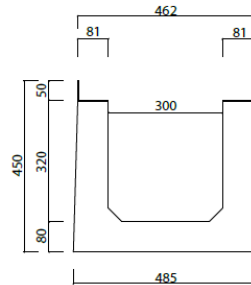


Figura 74 – profilo idrico lungo lo sviluppo longitudinale di metà griglia.

Si osserva che la griglia adottata è ampiamente verificata, poiché son sufficienti meno di 3 cm per lato a captare la portata scolata dal piazzale portuale.

Sulla base dei risultati ottenuti si è deciso di utilizzare canalette modello “Canale 300 mega sicurezza - © Pircher” o similare; che prevedono un’installazione tramite elementi prefabbricati diversificati in 5 tipologie a profondità variabile con un salto di 5 cm tra elementi successivi.



In CLS vibrato ed armato con telaio zincato incorporato

CANALE 300 MEGA SICUREZZA

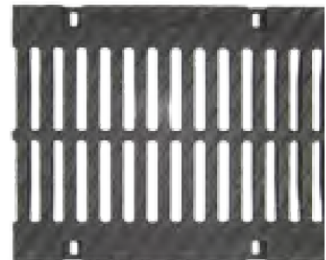
DESCRIZIONE	COD. ART.	MISURE ESTERNE LUNGH. X LARGH. X ALT.	ALTEZZA UTILE	PESO KG	PORTATA
N° 0	3754	1000 x 485 x 450 mm	320 mm	240,0	A 15 - F 900
N° 1	3808	1000 x 490 x 500 mm	370 mm	250,0	A 15 - F 900
N° 2	3809	1000 x 495 x 550 mm	420 mm	285,0	A 15 - F 900
N° 3	3810	1000 x 500 x 600 mm	470 mm	310,0	A 15 - F 900
N° 4	3811	1000 x 505 x 650 mm	520 mm	335,0	A 15 - F 900

NOTE: Applicazione foro Ø 100 - 125 - 150 mm con supplemento (vedi listino prezzi).
 L'altezza interna tra un canale e l'altro aumenta di 5 cm.



GRIGLIA IN GHISA PESANTE AVVITABILE

CLASSE	COD. ART.	MISURE ESTERNE LUNGH. X LARGH. X ALT.	AREA DI RACCOLTA CM ² /ML	PESO KG
E 600	3787	500 x 440 x 50 mm	1218	36,0
E 600	3788	(2 x 500) x 440 x 50 mm	1218	72,0
F 900	3792	500 x 440 x 50 mm	1218	40,0
F 900	3793	(2 x 500) x 440 x 50 mm	1218	80,0



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

Come ultima verifica si è proceduto, tramite il software HEC-RAS, all'integrazione del profilo liquido all'interno della canaletta, assicurandosi che non vi sia rigurgito nel piazzale (posto alla quota **relativa** di 0.00 m).

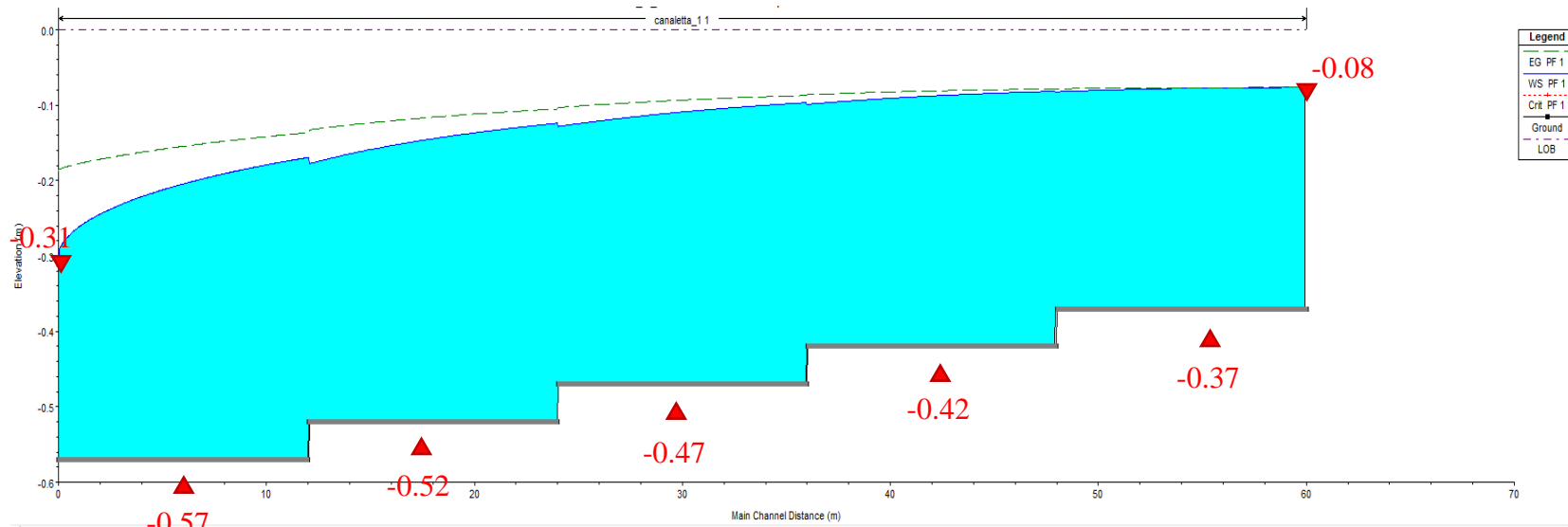


Figura 75: integrazione del profilo liquido lungo la canaletta

River	Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
				(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
canaletta_1	1	9	PF 1	0.000	-0.370	-0.077		-0.077	0.000	0.000	0.087	0.300	0.000
canaletta_1	1	8	PF 1	0.024	-0.370	-0.082		-0.078	0.000	0.280	0.085	0.300	0.168
canaletta_1	1	7	PF 1	0.024	-0.420	-0.082		-0.079	0.000	0.238	0.100	0.300	0.131
canaletta_1	1	6	PF 1	0.048	-0.420	-0.099		-0.086	0.001	0.501	0.095	0.300	0.284
canaletta_1	1	5	PF 1	0.048	-0.470	-0.097		-0.087	0.001	0.429	0.111	0.300	0.225
canaletta_1	1	4	PF 1	0.071	-0.470	-0.128		-0.103	0.002	0.704	0.101	0.300	0.387
canaletta_1	1	3	PF 1	0.071	-0.520	-0.124		-0.105	0.001	0.608	0.117	0.300	0.310
canaletta_1	1	2	PF 1	0.095	-0.520	-0.178		-0.133	0.004	0.939	0.101	0.300	0.516
canaletta_1	1	1	PF 1	0.095	-0.570	-0.169		-0.137	0.002	0.801	0.119	0.300	0.406
canaletta_1	1	0	PF 1	0.119	-0.570	-0.313	-0.313	-0.187	0.011	1.573	0.076	0.300	1.000

4 LA VERIFICA STATICA DELLE TUBAZIONI IN POLIPROPILENE

Si riportano nel seguito le verifiche statiche delle tubazioni in polipropilene eseguite con il metodo Spangler-Marston.

Si prevedono tubazioni SN 16 con ricoprimento minimo di 70 cm (per zone puntuali con ricoprimenti inferiori le condotte dovranno essere rinfiancate in misto cementato dosato a 100 kg/mc di cemento o coperte con soletta di ripartizione dei carichi in c.a.).

CONDOTTE IN POLIPROPILENE - De 800 mm

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA CONDOTTA

L	-	ml	Lunghezza della condotta
V	-	m/s	Velocità in condotta
SN	16	kPa	Standard Dimension Ratio
$Dest$	0,8	m	Diametro Esterno
D_{int}	0,69	m	Diametro Interno
e_n	0,055	m	Spessore della tubazione in PE
L	1,8	m	Larghezza della trincea di scavo
R	0,7	m	Ricoprimento minimo della condotta
L_f	2	m	Profondità della falda dal p.c.
E_s	1,80E+09	Pa	Modulo elastico a breve termine
p_i	0,0	bar	Pressione di esercizio

COLPO D'ARIETE

c_0	-	m/s	Celerità del suono nell'acqua
a	-	m/s	Velocità di propagazione dell'onda di perturbazione
t_c	-	s	Tempo Critico
Δp_a	-	Pa	Sovrapressione per colpo d'ariete
Δp_a	-	bar	Sovrapressione per colpo d'ariete
p_E	0,0	bar	Massima pressione di esercizio

PESO DEL TERRENO

θ	30	°	Angolo di attrito
ϕ	33	°	Angolo di attrito
Modulo del terreno	6,9	Mpa	Modulo del terreno
Peso del terreno	19000	N/m ³	Peso specifico
n	14,79		Coefficiente di rigidità
K_a	0,29		Coefficiente di Martson
C_d	0,36		Coefficiente di Martson
Q_t	9966,98	N/m	Azione del terreno sul tubo
q_t	17547,50	Pa	Carico specifico del terreno sul tubo

AZIONE DEI SOVRACCARICHI

φ	1,86		Coefficiente dinamico
q_s	284861,93	Pa	Carico specifico per traffico
Q_s	227889,55	N/m	Azione del traffico stradale

PESO DEL FLUIDO TRASPORTATO

Q_a	3666,37	N/m	Peso dell'acqua trasportata dalla tubazione
-------	---------	-----	---

AZIONE DELLE FALDE ACQUIFERE

q_f	0	N/m ²	Pressione esercitata dalla falda acquifera
Q_f	0	N/m	Azione della falda

VERIFICA DELLA MASSIMA DEFORMAZIONE

c_s	0,085		Coefficiente di appoggio
f_r	2		Fattore di ritardo dell'inflessione
δ/d_n	4,95%	<	5,00%

CONDOTTE IN POLIPROPILENE - De 630 mm

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA CONDOTTA

L	-	ml	Lunghezza della condotta
V	-	m/s	Velocità in condotta
SN	16	kPa	Standard Dimension Ratio
$Dest$	0,63	m	Diametro Esterno
$Dint$	0,533	m	Diametro Interno
e_n	0,0485	m	Spessore della tubazione in PE
L	1,65	m	Larghezza della trincea di scavo
R	0,7	m	Ricoprimento minimo della condotta
L_f	2	m	Profondità della falda dal p.c.
Es	1,80E+09	Pa	Modulo elastico a breve termine
pi	0,0	bar	Pressione di esercizio

COLPO D'ARIETE

c_0	-	m/s	Celerità del suono nell'acqua
a	-	m/s	Velocità di propagazione dell'onda di perturbazione
tc	-	s	Tempo Critico
Δpa	-	Pa	Sovrapressione per colpo d'ariete
Δpa	-	bar	Sovrapressione per colpo d'ariete
p_E	0,0	bar	Massima pressione di esercizio

PESO DEL TERRENO

θ	30	°	Angolo di attrito
ϕ	33	°	Angolo di attrito
Modulo del terreno	6,9	Mpa	Modulo del terreno
Peso del terreno	19000	N/m ³	Peso specifico
n	14,79		Coefficiente di rigidità
K_a	0,29		Coefficiente di Martson
c_d	0,40		Coefficiente di Martson
Q_t	7803,07	N/m	Azione del terreno sul tubo
q_t	17444,83	Pa	Carico specifico del terreno sul tubo

AZIONE DEI SOVRACCARICHI

φ	1,86		Coefficiente dinamico
q_s	284861,93	Pa	Carico specifico per traffico
Q_s	179463,02	N/m	Azione del traffico stradale

PESO DEL FLUIDO TRASPORTATO

Q_a	2187,73	N/m	Peso dell'acqua trasportata dalla tubazione
-------	---------	-----	---

AZIONE DELLE FALDE ACQUIFERE

q_f	0	N/m ²	Pressione esercitata dalla falda acquifera
Q_f	0	N/m	Azione della falda

VERIFICA DELLA MASSIMA DEFORMAZIONE

c_s	0,085		Coefficiente di appoggio
f_r	2		Fattore di ritardo dell'inflexione
δ/d_n	4,95%	<	5,00%

CONDOTTE IN POLIPROPILENE - De 500 mm

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA CONDOTTA

L	-	ml	Lunghezza della condotta
V	-	m/s	Velocità in condotta
SN	16	kPa	Standard Dimension Ratio
$Dest$	0,5	m	Diametro Esterno
D_{int}	0,427	m	Diametro Interno
e_n	0,0365	m	Spessore della tubazione in PE
L	1,5	m	Larghezza della trincea di scavo
R	0,7	m	Ricoprimento minimo della condotta
L_f	2	m	Profondità della falda dal p.c.
Es	1,80E+09	Pa	Modulo elastico a breve termine
p_i	0,0	bar	Pressione di esercizio

COLPO D'ARIE

c_0	-	m/s	Celerità del suono nell'acqua
a	-	m/s	Velocità di propagazione dell'onda di perturbazione
t_c	-	s	Tempo Critico
Δp_a	-	Pa	Sovrapressione per colpo d'ariete
Δp_a	-	bar	Sovrapressione per colpo d'ariete
p_E	0,0	bar	Massima pressione di esercizio

PESO DEL TERRENO

θ	30	°	Angolo di attrito
ϕ	33	°	Angolo di attrito
Modulo del terreno	6,9	Mpa	Modulo del terreno
Peso del terreno	19000	N/m ³	Peso specifico
n	14,79		Coefficiente di rigidità
K_a	0,29		Coefficiente di Martson
C_d	0,43		Coefficiente di Martson
Q_t	6149,56	N/m	Azione del terreno sul tubo
q_t	17322,70	Pa	Carico specifico del terreno sul tubo

AZIONE DEI SOVRACCARICHI

φ	1,86		Coefficiente dinamico
q_s	284861,93	Pa	Carico specifico per traffico
Q_s	142430,97	N/m	Azione del traffico stradale

PESO DEL FLUIDO TRASPORTATO

Q_a	1404,09	N/m	Peso dell'acqua trasportata dalla tubazione
-------	---------	-----	---

AZIONE DELLE FALDE ACQUIFERE

q_f	0	N/m ²	Pressione esercitata dalla falda acquifera
Q_f	0	N/m	Azione della falda

VERIFICA DELLA MASSIMA DEFORMAZIONE

c_s	0,085		Coefficiente di appoggio
f_r	2		Fattore di ritardo dell'inflexione
δ/d_n	4,95%	<	5,00%

CONDOTTE IN POLIPROPILENE - De 400 mm

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA CONDOTTA

L	-	ml	Lunghezza della condotta
V	-	m/s	Velocità in condotta
SN	16	kPa	Standard Dimension Ratio
$Dest$	0,4	m	Diametro Esterno
$Dint$	0,344	m	Diametro Interno
e_n	0,028	m	Spessore della tubazione in PE
L	1,4	m	Larghezza della trincea di scavo
R	0,7	m	Ricoprimento minimo della condotta
L_f	2	m	Profondità della falda dal p.c.
Es	1,80E+09	Pa	Modulo elastico a breve termine
pi	0,0	bar	Pressione di esercizio

COLPO D'ARIETE

c_0	-	m/s	Celerità del suono nell'acqua
a	-	m/s	Velocità di propagazione dell'onda di perturbazione
tc	-	s	Tempo Critico
Δpa	-	Pa	Sovrapressione per colpo d'ariete
Δpa	-	bar	Sovrapressione per colpo d'ariete
p_E	0,0	bar	Massima pressione di esercizio

PESO DEL TERRENO

θ	30	°	Angolo di attrito
ϕ	33	°	Angolo di attrito
Modulo del terreno	6,9	Mpa	Modulo del terreno
Peso del terreno	19000	N/m ³	Peso specifico
n	14,79		Coefficiente di rigidità
K_a	0,29		Coefficiente di Martson
C_d	0,46		Coefficiente di Martson
Q_t	4892,62	N/m	Azione del terreno sul tubo
q_t	17227,54	Pa	Carico specifico del terreno sul tubo

AZIONE DEI SOVRACCARICHI

φ	1,86		Coefficiente dinamico
q_s	284861,93	Pa	Carico specifico per traffico
Q_s	113944,77	N/m	Azione del traffico stradale

PESO DEL FLUIDO TRASPORTATO

Q_a	911,29	N/m	Peso dell'acqua trasportata dalla tubazione
-------	--------	-----	---

AZIONE DELLE FALDE ACQUIFERE

q_f	0	N/m ²	Pressione esercitata dalla falda acquifera
Q_f	0	N/m	Azione della falda

VERIFICA DELLA MASSIMA DEFORMAZIONE

c_s	0,085		Coefficiente di appoggio
f_r	2		Fattore di ritardo dell'inflessione
δ/d_n	4,94%	<	5,00%

5 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 negli appositi allegati grafici del progetto esecutivo ai quali si rimanda per i dettagli.

5.1 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.

5.2 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).

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.

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 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.

5.3.2 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.

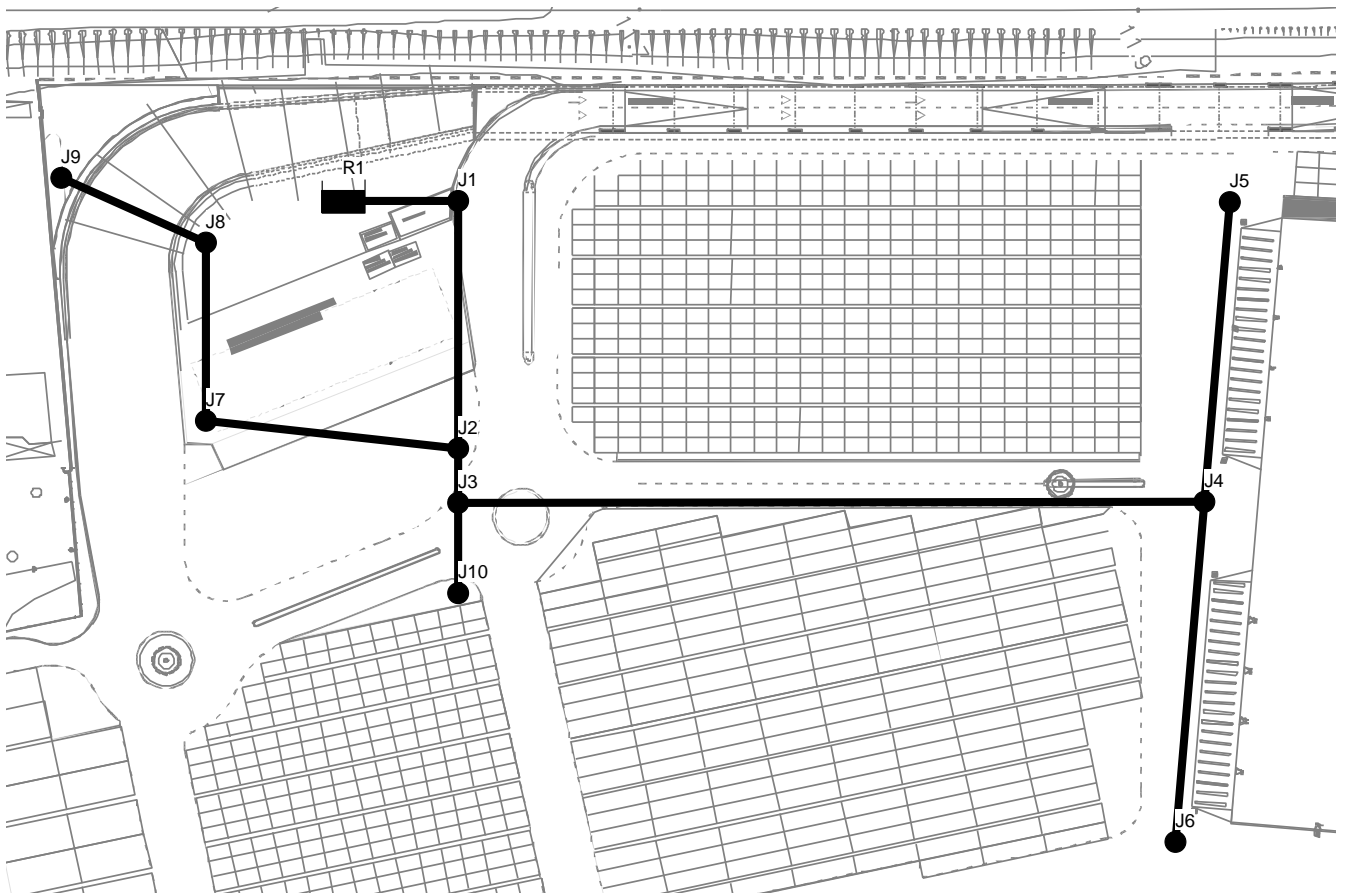


Figura 76– Schematizzazione della rete di distribuzione idrica.

5.3.3 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.

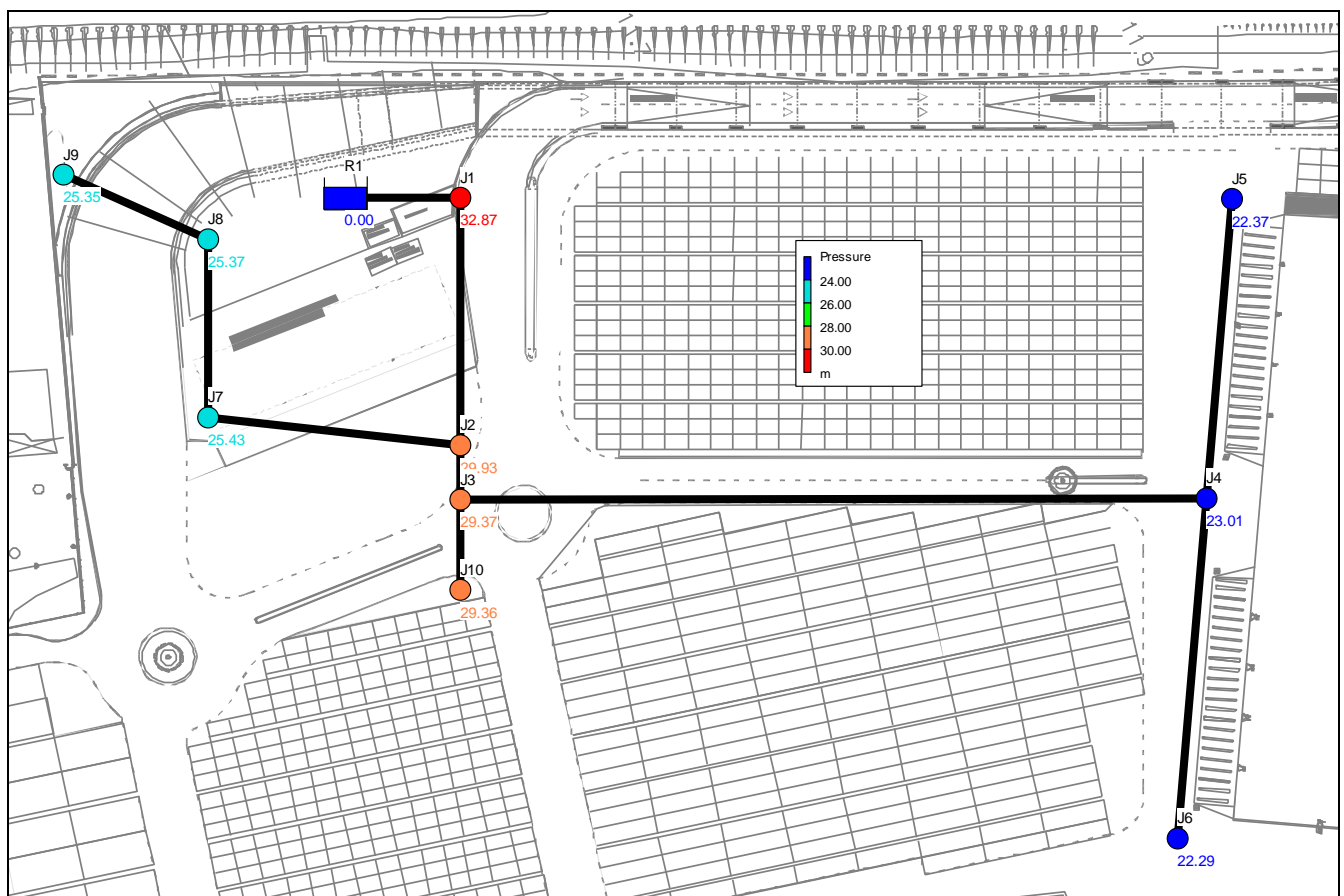


Figura 77– Pressione ai nodi della rete in contemporaneità di funzionamento dei prelievi.

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						

5.4 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".

6 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, valvolame 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 negli appositi allegati grafici del progetto esecutivo ai quali si rimanda per i dettagli.

6.1 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.

6.2 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.

6.3 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.

6.3.1 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.

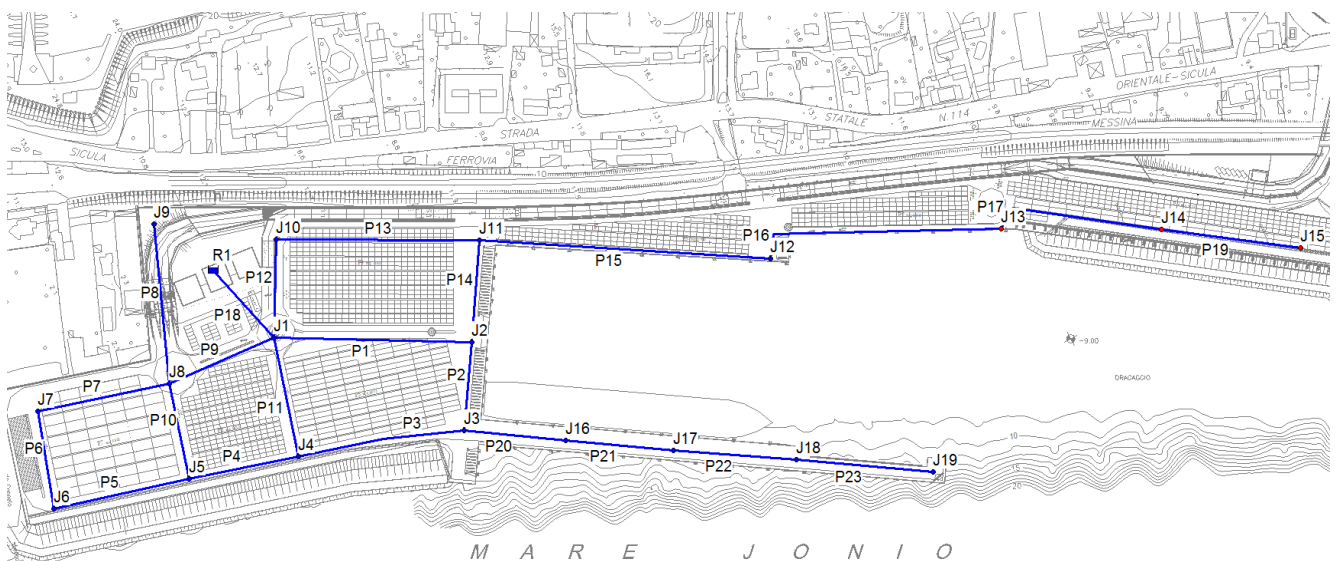


Figura 78– Schematizzazione della rete antincendio (indice J-nodale, indice P-condotta).

6.3.2 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 J17, J18 e J19
- F.3 - funzionamento contemporaneo degli idranti ai nodi J5, J6 e J7;
- F.4 - funzionamento contemporaneo degli idranti ai nodi J9 (2 idranti) e J8.

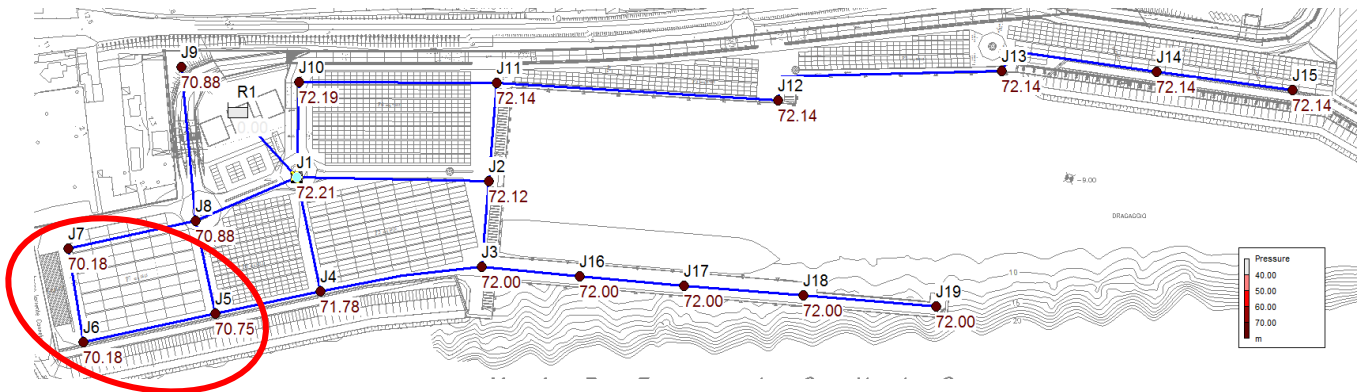
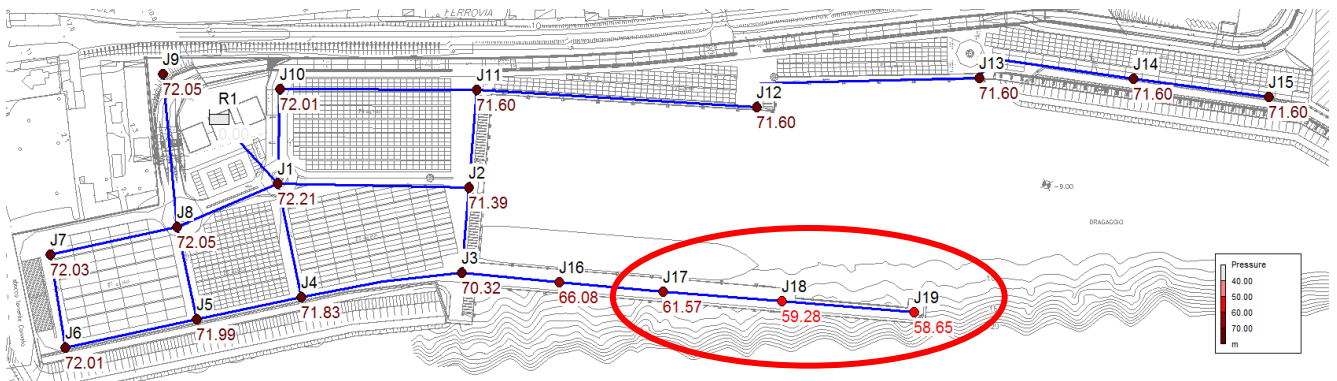
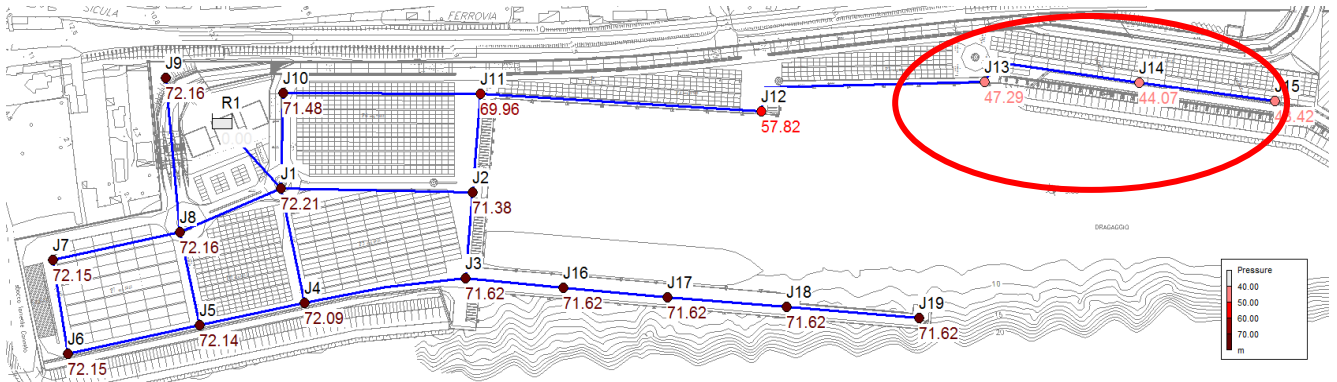
Si verifica che i punti idraulicamente più sfavoriti della rete sono quelli individuati dai nodi J13, J14 e J15, corrispondenti agli idranti situati nei piazzali di imbarco più lontani dal punto di pompaggio. Pertanto la situazione più gravosa per il sistema è quella rappresentata dal funzionamento F.1, che comporta una pressione residua nel nodo più distante di circa 43 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	74.21	72.21	Pipe P1	137.16	100	0.011	4.78	0.61
Junc J2	0	73.38	71.38	Pipe P2	61.59	100	0.011	-3.88	0.49
Junc J3	0	73.62	71.62	Pipe P3	117	100	0.011	-3.88	0.49
Junc J4	0	74.09	72.09	Pipe P4	77.06	100	0.011	-1.56	0.2
Junc J5	0	74.14	72.14	Pipe P5	96.42	100	0.011	-0.53	0.07
Junc J6	0	74.15	72.15	Pipe P6	67.99	100	0.011	-0.53	0.07
Junc J7	0	74.15	72.15	Pipe P7	93.03	100	0.011	-0.53	0.07
Junc J8	0	74.16	72.16	Pipe P8	112.32	100	0.011	0	0
Junc J9	0	74.16	72.16	Pipe P9	79.54	100	0.011	1.56	0.2
Junc J10	0	73.48	71.48	Pipe P10	67.43	100	0.011	-1.03	0.13
Junc J11	0	71.96	69.96	Pipe P11	83.79	100	0.011	2.32	0.3
Junc J12	0	59.82	57.82	Pipe P12	67.96	100	0.011	6.34	0.81
Junc J13	5	49.29	47.29	Pipe P13	141.67	100	0.011	6.34	0.81
Junc J14	5	46.07	44.07	Pipe P14	70.62	100	0.011	8.66	1.1
Junc J15	5	45.42	43.42	Pipe P15	202.5	100	0.011	15	1.91
Junc J19	0	73.62	71.62	Pipe P16	175.45	100	0.011	15	1.91
Junc J17	0	73.62	71.62	Pipe P17	120.73	100	0.011	10	1.27
Junc J16	0	73.62	71.62	Pipe P18	63.13	100	0.011	15	1.91
Junc J18	0	73.62	71.62	Pipe P19	97.8	100	0.011	5	0.64
Resvr R1	-15	78	0	Pipe P20	70.68	100	0.011	0	0
				Pipe P21	75.29	100	0.011	0	0

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

Pipe P22	85.65	100	0.011	0	0
Pipe P23	95.39	100	0.011	0	0



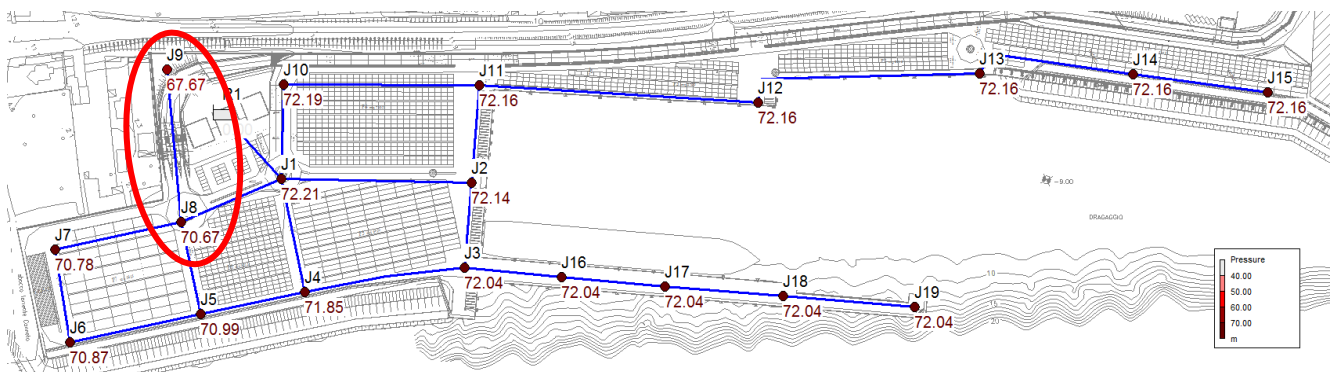


Figura 79: in ordine, simulazioni F.1 – F.2 – F.3 – F.4

6.4 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).

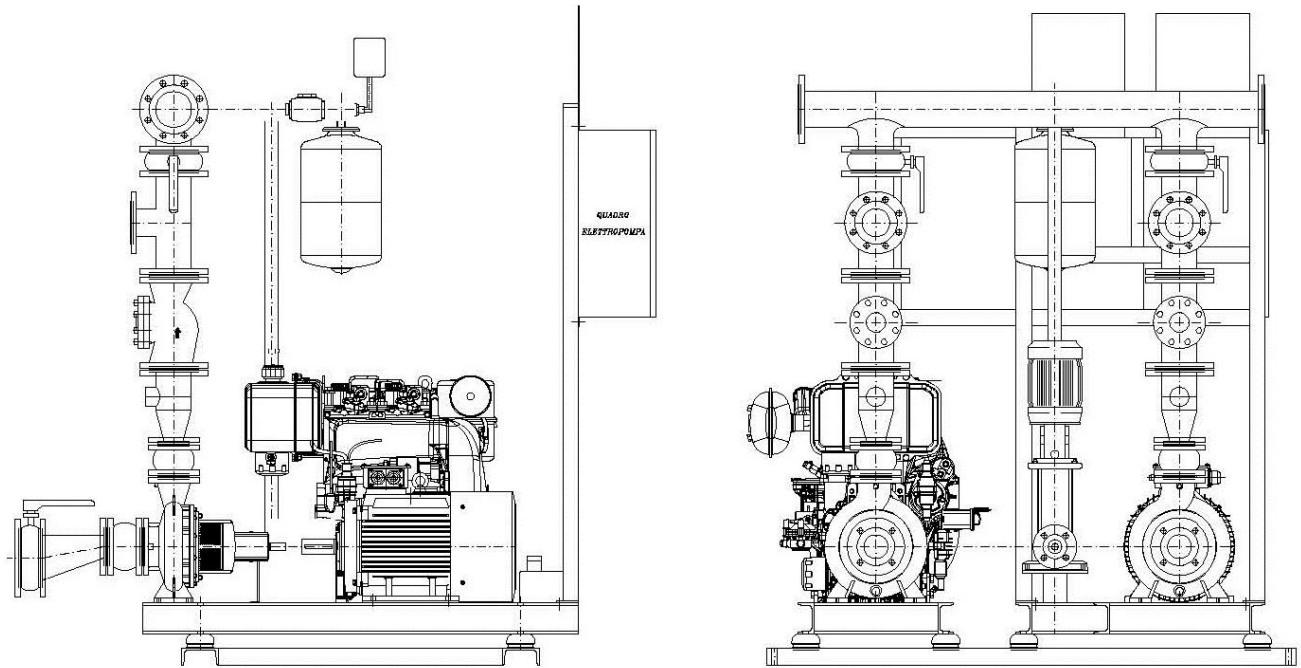


Figura 80– Particolari del gruppo di pompaggio (motopompa, pompa di pressurizzazione e elettropompa) per impianto idrico antincendio (EN 12845).

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

7.1 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.

7.2 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.

7.3 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.

7.4 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.

7.5 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 $Fr^2 = \frac{\alpha Q^2 B}{g A^3}$, 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,

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

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

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

7.6 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.

7.7 CRITERI PER LA VERIFICA DEGLI ATTRAVERSAMENTI

Le caratteristiche del moto in corrispondenza degli attraversamenti (caratterizzati nello studio in esame, per lo più da condotte scatolari) 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:

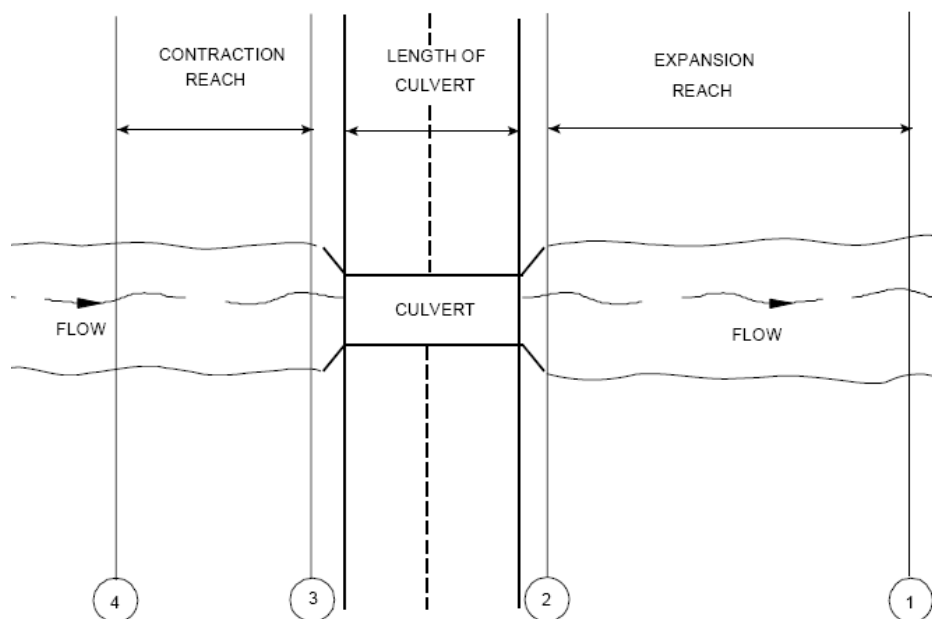


Figura 81 Sezioni di riferimento per l'analisi delle caratteristiche idrauliche del flusso attraverso il coltretto (attraversamenti).

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

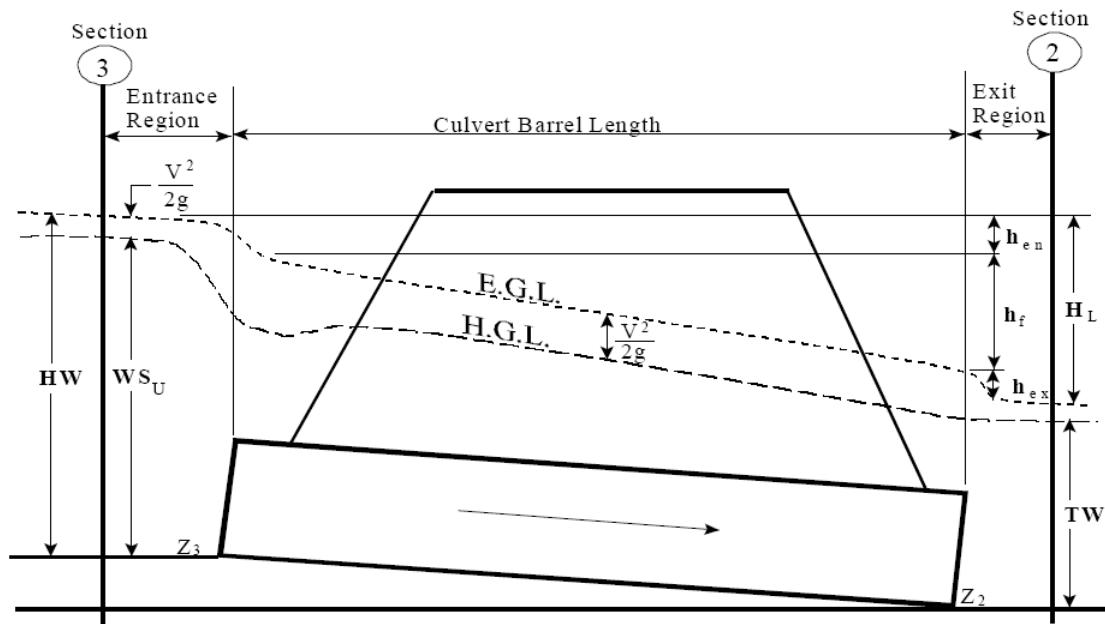


Figura 82 : Schema per l'identificazione dei parametri idraulici che insistono a monte ed a valle dell'attraversamento.

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. Z₃ : quota di scorrimento del tombotto a monte;
5. Z₂ : 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. Z₃ : quota di scorrimento del tombotto a monte;
2. Y₃ : tirante idrico a monte dell'imbocco dell'attraversamento;
3. V₃ : 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.

7.8 PERDITE ALL'IMBOCCO

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

7.9 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.

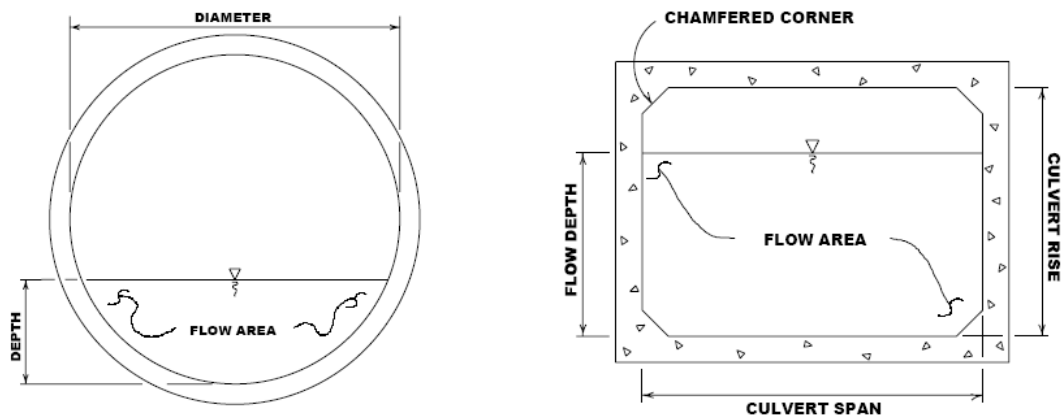
L'equazione impiegata è la seguente:

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

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.



8 APPENDICE 2 – IL MODELLO DI SIMULAZIONE IDRAULICA EPA SWMM

8.1 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.

8.2 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), S_f la pendenza d'attrito, h_L 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 S_f 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 h_L 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:

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

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:

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

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 compute. Queste soluzioni sono denominate come Q_{last} e H_{last} .

- L'espressione (4) viene risolta nuovamente, inserendo livelli, aree e velocità che appartengono ai valori Q_{last} e H_{last} appena computati. Un fattore Ω è impiegato per combinare il nuovo flusso stimato Q_{new} , con la stima precedente Q_{last} secondo l'equazione $Q^{new} = (1 - \Omega) \cdot Q^{last} + \Omega \cdot Q^{new}$ per la produzione del valore aggiornato di Q_{new} ;
- L'espressione (5) è risolta nuovamente per livelli impiegati per la stima di Q_{new} . Come per le portate, questa nuova soluzione per il livello, H_{new} è pesato con H_{last} per produrre una stima aggiornata per i livelli $H^{new} = (1 - \Omega) \cdot H^{last} + \Omega \cdot H^{new}$;
- Se H_{new} è abbastanza vicino a H_{last} il processo si arresta con Q_{new} e H_{new} come soluzioni al tempo $t + \Delta t$. Diversamente, H_{last} e Q_{last} sono sostituiti rispettivamente con Q_{new} e H_{new} , 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 H_1 e H_2 , dai quali possono essere derivati i corrispondenti valori dei tiranti idrici y_1 e y_2 .

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.

8.3 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 collettrice 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:

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c) \cdot e^{-kt}$$

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:

$$dV = I(t) dt$$

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 dt compresa tra 0 e t , ovvero dal seguente integrale denominato integrale di convoluzione:

$$Q(t) = \int_0^t u(t - \tau) \cdot I(\tau) \cdot d\tau.$$

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:

$$I(t) - Q(t) = \frac{dV}{dt} = K \cdot \frac{dQ}{dt},$$

moltiplicando entrambi i membri per $e^{\frac{t}{k}}$ si ottiene:

$$e^{\frac{t}{k}} \cdot I(t) = e^{\frac{t}{k}} \cdot Q(t) + e^{\frac{t}{k}} \cdot K \cdot \frac{dQ}{dt} = \frac{d}{dt} \left[e^{\frac{t}{k}} \cdot K \cdot Q(t) \right]$$

e quindi integrando tra 0 e t si ottiene:

$$\int_0^t e^{\frac{t}{k}} \cdot I(\tau) \cdot d\tau = \int_0^t \frac{d}{dt} \left[e^{\frac{t}{k}} \cdot K \cdot Q(t) \right] \cdot dt = e^{\frac{t}{k}} \cdot K \cdot Q(t).$$

Si ottiene perciò:

$$Q(t) = \int_0^t \frac{e^{-\frac{t-\tau}{k}}}{K} \cdot I(\tau) \cdot d\tau$$

che confrontata con l'integrale di convoluzione fornisce:

$$u(t) = \frac{e^{-\frac{t}{k}}}{K}.$$

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:

$$K = \frac{a \cdot L^{0.6} \cdot n^{0.6}}{I_{MAX}^{0.4} \cdot S^{0.3}} \quad \text{dove:}$$

K è il coefficiente di invaso;

L è la lunghezza del bacino;

I_{max} 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

9 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 Protection 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 perdite 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:

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

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:

$$h_i - h_j = \alpha_{ij} \cdot Q_{ij};$$

dove: $\alpha_{ij} = |Q_{ij}| \cdot f \cdot L / (A^2 \cdot D \cdot 2g)$;

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

$$\sum_j Q_{ij} = \bar{Q}_j;$$

dove: \bar{Q}_j 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.