





**AUTORITA' DI SISTEMA PORTUALE DEL MARE  
ADRIATICO ORIENTALE - Porto di Trieste**



**INTERVENTI DI AMPLIAMENTO ALLA RADICE DEL MOLO VI  
PROG. A.P.T. N. 1801**

RESPONSABILE UNICO DEL  
PROCEDIMENTO  
dott.ing. Eric Marcone

PROGETTO		RESPONSABILI		
 <p>Via Colleoni, 56/58 36016 Thiene (VI) tel. 0445/375300 fax 0445/375375 e-mail: altieri@studioaltieri.it</p> <p><b>STUDIO ALTIERI SPA</b></p>	 <p>Via S.Fermo, 11 - 33100 - Udine tel.0432/526179 - fax 0432/624309 e-mail: alpe@alpeprogetti.it</p>	<p>INCARICATO DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</p> <p>dott.ing. Carlo Glaucio Amoroso</p>	<p>RESPONSABILE DELLA PROGETTAZIONE STRUTTURALE</p> <p>dott.ing. Francesco Alessandrini</p>	<p>RESPONSABILE DEGLI ASPETTI GEOLOGICI</p> <p>dott.geol. Umberto Stefanel</p>
		 <p><b>Servizi Qualità e Sicurezza SRL</b></p> <p>Viale Terza Armata n. 7 - 34123 TRIESTE (TS) T. 040 633864 - F. 040 3483217 e-mail: info@sqs-ts.com</p>	<p>COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p>p.i. Furio Benci</p>	<p>RESPONSABILE PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI</p> <p>dott.ing. Dario Turola</p>
 <p>Via Enrico Davila, 1 35028 Piove di Sacco (PD) Tel. 0425/1900552 email: info@progettando-srl.it</p>	<p>dott. geol. Umberto Stefanel</p> <p>Via G. Tullio n° 13 33100 Udine Tel/Fax 0432.513442 - Mob. 348.6037250 <a href="mailto:umbigeo@libero.it">umbigeo@libero.it</a> <a href="mailto:umberto.stefanel@epap.sicurezza postale.it">umberto.stefanel@epap.sicurezza postale.it</a></p>			

**PROGETTO DEFINITIVO**

TITOLO **Relazione idrologica e idraulica**

ELABORATO **Rid  
0020**

NOME FILE Rid\_0020\_relazione\_idraulica.doc

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
00	10-05-2017	EMISSIONE	FZ	FZ	FPA





## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>INQUADRAMENTO NORMATIVO .....</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>RETE ACQUE METEORICHE .....</b>	<b>6</b>
3.1	ANALISI IDROLOGICA .....	8
3.1.1	<i>Pluviometria .....</i>	8
3.1.2	<i>Marea .....</i>	8
3.2	ANALISI IDRAULICA .....	10
3.2.1	<i>Modello afflussi-deflussi.....</i>	10
3.2.2	<i>Risultati .....</i>	11
3.3	SISTEMA DI DRENAGGIO .....	12
3.4	IMPIANTI DI TRATTAMENTO ACQUE METEORICHE .....	14
3.4.1	<i>Schema impiantistico .....</i>	14
3.4.2	<i>Vasca di prima pioggia .....</i>	15
3.4.3	<i>Trattamento in continuo seconda pioggia.....</i>	15
3.4.4	<i>Dimensionamento impianti di trattamento .....</i>	16
<b>4</b>	<b>RETE ANTINCENDIO.....</b>	<b>17</b>
4.1	VERIFICA RETE IDRICA ED ANTINCENDIO.....	19



## 1 PREMESSA

La presente relazione descrive le opere idrauliche a servizio dei nuovi accosti "ro-ro" compresi tra il Molo V e il Molo VI previsti con l'ampliamento e il conseguente avanzamento della banchina portuale alla radice del Molo VI.

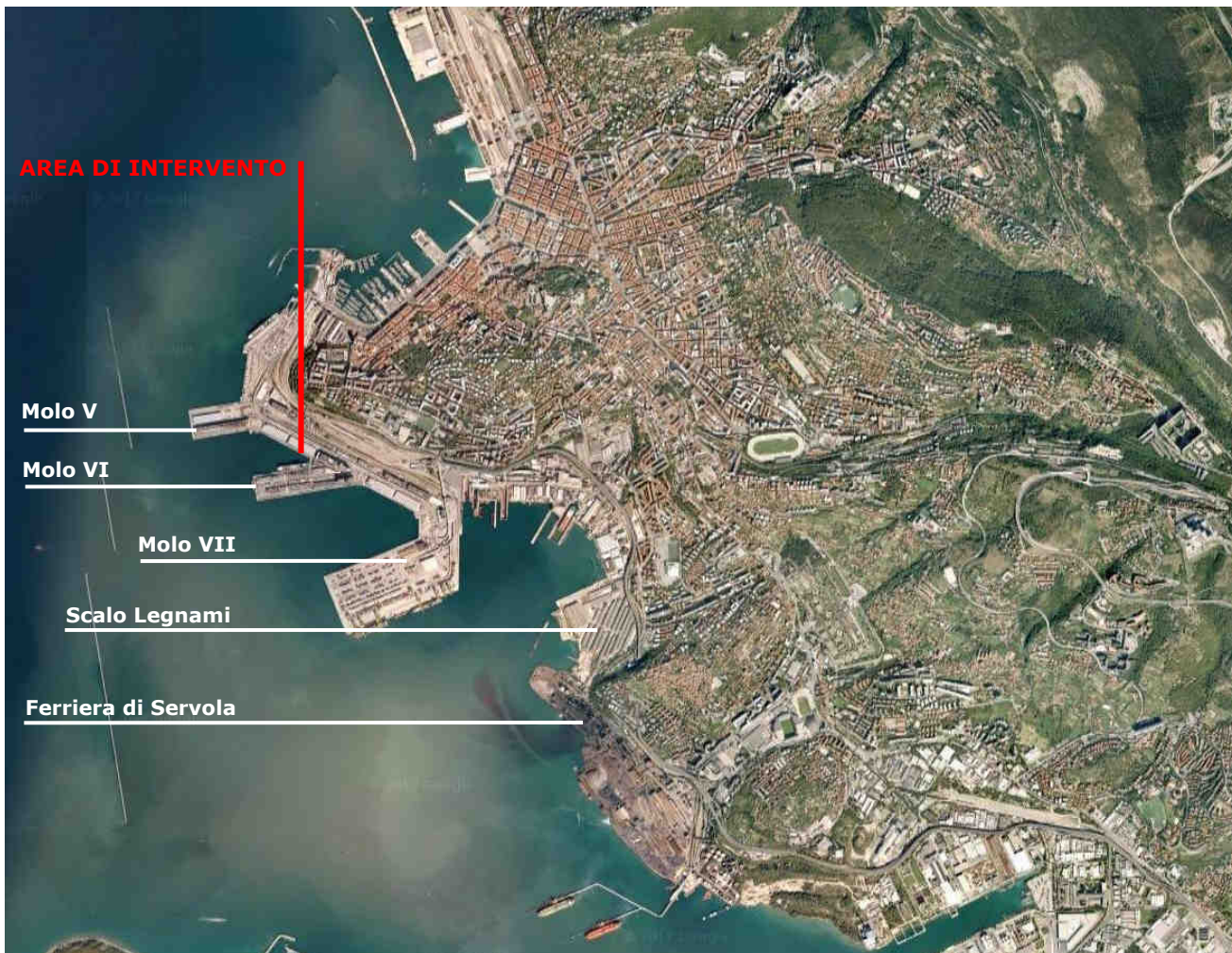


Figura 1: Inquadramento del sito di intervento

Saranno quindi sviluppati le verifiche ed i dimensionamenti della rete di drenaggio delle acque meteoriche e dell'adeguamento delle rete antincendio. In particolare la rete acque bianche per il drenaggio dei piazzali impermeabili, convoglia le acque verso il nuovo punto di scarico a mare presidiato da vasche di invaso per la prima pioggia e trattamenti per la seconda pioggia. Lo scarico a mare è dotato di valvole di non ritorno a clapet per impedire all'acqua del mare di raggiungere le vasche di invaso e trattamento. L'impianto antincendio, dimensionato secondo un carico di incendio di classe 3, garantirà la protezione antincendio dell'intera struttura e del fronte mare; l'alimentazione idrica per uso antincendio è fornita direttamente dalla rete esistente sviluppata sull'intera estensione del molo VI.



## 2 INQUADRAMENTO NORMATIVO

- D.Lgs. n. 152 del 3 aprile 2006, aggiornato dal D. Lgs. N. 128 del 29 giugno 2010
- Circolare Min. LL.PP. 7 gennaio 1974, n. 11633. Istruzioni per la compilazione degli elaborati dei progetti di fognature;
- Ministero dei Lavori Pubblici. Decreto 12 dicembre 1985. Norme tecniche relative alle tubazioni;
- Istruzioni relative alla normativa per le tubazioni. Decreto Ministero dei Lavori Pubblici, 12 Dicembre 1985. Circolare Ministero dei Lavori Pubblici, n. 27291 (Presidenza Consiglio Superiore – Servizio Tecnico Centrale, 20 marzo 1986);
- Norma EN 858-1 del 01/08/2005: "Impianti di separazione per liquidi leggeri (per esempio benzina e petrolio) - Parte 1: Principi di progettazione, prestazione e prove sul prodotto, marcatura e controllo qualità";
- DIN 1072 del 1985 - ponti e sovrappassaggi; approvazione carico SLW 60;
- D.M. 23 febbraio 1971. Norme Tecniche per gli attraversamenti e per i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie ed altre linee di trasporto;
- D.P.R. 24 maggio 1988 n. 236. Attuazione della direttiva 80/778/CEE concernente la qualità delle acque destinate al consumo umano;
- Decreto del Ministero dei LL. PP. Del 08/01/1997, n° 99. Regolamento sui criteri e sul metodo in base ai quali valutare le perdite degli acquedotti e delle fognature;
- Disposizioni del Ministero del LL.PP. del 04/02/1977. Criteri, metodologie e norme tecniche generali di cui all'art.2, lettere b), d), e) della legge 10/05/1976, n° 319, recante norme per la tutela delle acque dall'inquinamento;
- Normativa UNI EN 10779 del 2007. Impianti di estinzione incendi - Reti di idranti - Progettazione, installazione ed esercizio;
- Decreto Interministeriale del 10 marzo 1998. Gestione della sicurezza antincendio. Criteri generali di sicurezza antincendio e per la gestione dell'emergenza nei luoghi di lavoro;



### 3 RETE ACQUE METEORICHE

Le reti di drenaggio delle acque meteoriche è costituita dalla canaletta prefabbricata posta lungo il perimetro dell'implacato di progetto (lato banchina esistente) avente una larghezza utile interna di 300 mm ed una griglia in ghisa sferoidale classe F900 EN124.

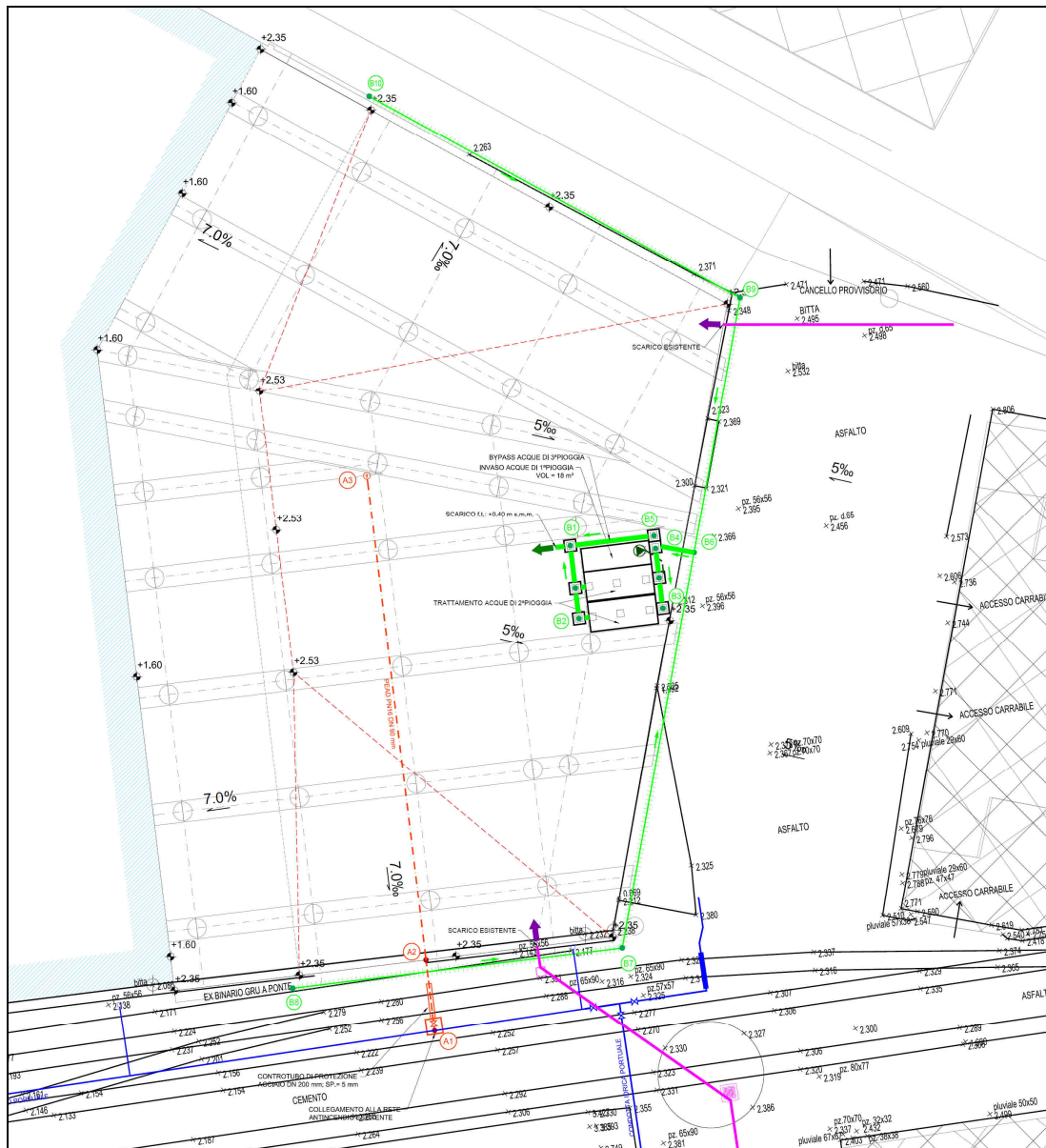


Figura 2: Planimetria reti idrauliche Molo VI

La disposizione dell'opera e la localizzazione delle vasche di trattamento delle acque di pioggia impongono la suddivisione della superficie scolante in due bacini principali di 1950 m<sup>2</sup> e 1380 m<sup>2</sup>. Nella superficie complessiva rientra anche il piazzale (estensione di 1070 m<sup>2</sup>) antistante al nuovo ampliamento del molo che tutt'oggi ha una pendenza di scarico verso la banchina. Diversamente, la porzione del nuovo molo coincidente con lo scivolo di Ro Ro (1040 m<sup>2</sup>), considerata la forte pendenza (7%) e la sua destinazione d'uso (raccordo per il ponte mobile dei



traghetti), non verrà interessata dal transito di mezzi o dal deposito di materiale e quindi non sarà soggetta ad inquinamento; le piogge insistenti su tale area non saranno pertanto intercettate e le acque ruscelleranno naturalmente verso mare.

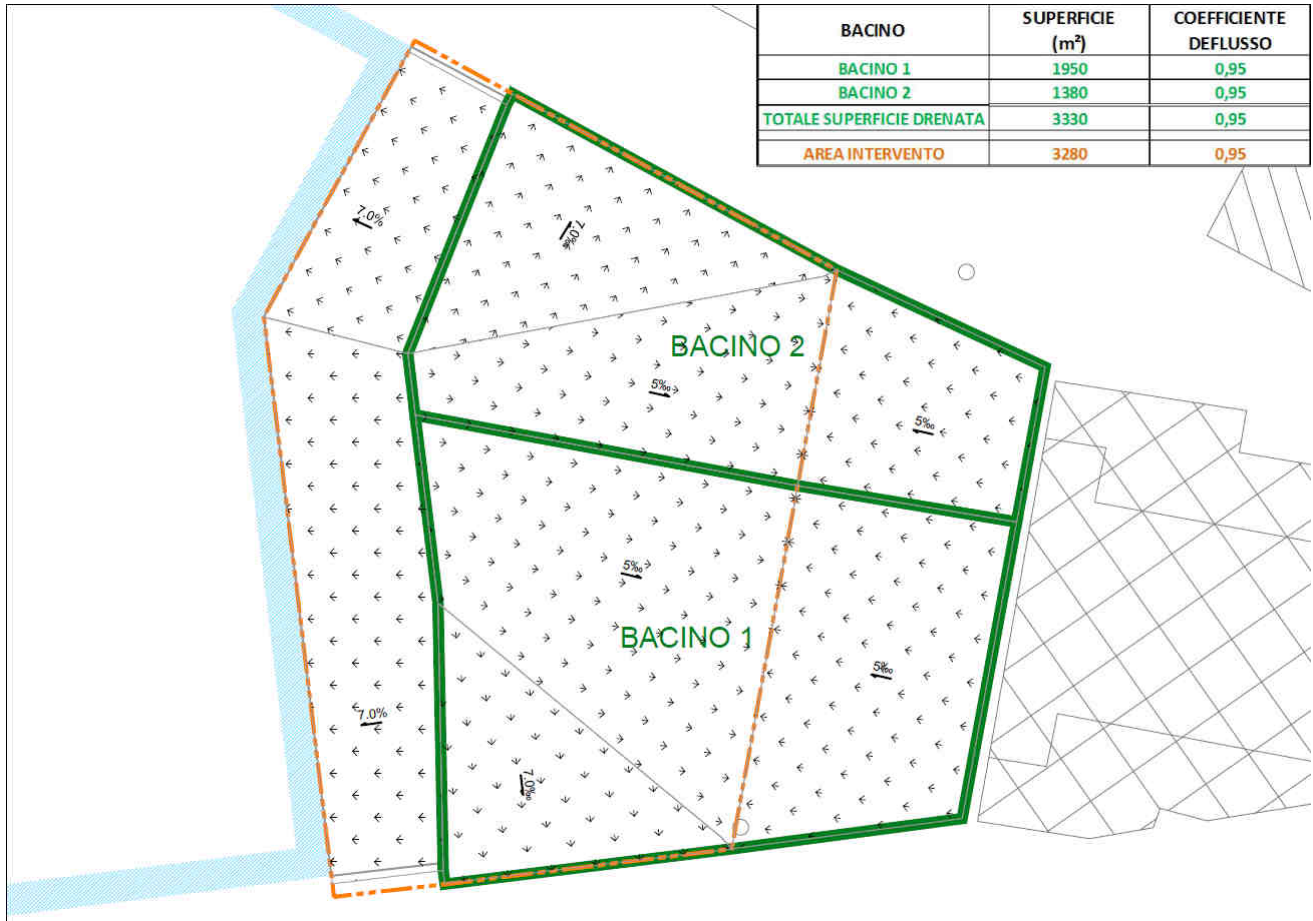


Figura 3: pendenze e delimitazione bacini idraulici rete acque meteoriche

Dalla canaletta di raccolta le acque intercettate confluiscono verso le vasche di trattamento (invaso 1<sup>a</sup> pioggia/sversamento accidentale e trattamento acque di 2<sup>a</sup> pioggia) e allo scarico finale mediante collegamenti idraulici in PVC e pozzetti in cemento armato posti sotto la struttura dell'impiacato.

La vasca di prima pioggia consente l'invaso fuori linea dei primi 5 mm di precipitazione uniformemente distribuiti sulla superficie drenata mediante la derivazione dell'intera portata del collettore PVC DN 400 mm. Ad esaurimento dell'evento meteorico i volumi di prima pioggia trattenuti nella vasca saranno inviati tramite pompaggio al trattamento in continuo di sedimentazione e disoleatura (trattamento acque di 2<sup>a</sup> pioggia).

La seconda pioggia, determinata dai contributi di pioggia successivi ai primi 5 mm, sarà trattata mediante impianti di dissabbiatura e disoleatura con funzionamento in continuo aventi una capacità di trattamento limitata alla portata corrispondente all'evento meteorico caratterizzato da tempi di non ritorno di 10 anni (conformemente a quanto previsto dal PIANO REGOLATORE DEL PORTO DI TRIESTE - Relazione idraulica - settembre 2014). Le portate eccedenti limite di



trattamento dell'impianto di 2<sup>a</sup> pioggia, potranno essere considerate come non contaminate e quindi direttamente scaricabili (terze piogge).

Le vasche per l'invaso dei volumi di prima pioggia, avranno inoltre la funzione di intercettare e stoccare le sostanze inquinanti derivanti da eventuali sversamenti accidentali (onda nera); in tale circostanza sarà bloccato l'avvio delle pompe di svuotamento per consentire l'intervento e di rimozione degli inquinanti mediante autobotte.

### 3.1 Analisi idrologica

Conformemente a quanto previsto dal PIANO REGOLATORE DEL PORTO DI TRIESTE - Relazione idraulica – settembre 2014, le reti di smaltimento acque meteoriche sono calcolate per una eventi caratterizzati da tempo di ritorno  $Tr = 10$  anni.

#### 3.1.1 Pluviometria

Il dimensionamento della rete portuale delle acque bianche e degli impianti di trattamento è effettuato sulla base delle curve di possibilità pluviometrica caratteristiche dell'area. I dati di pioggia sono stati elaborati statisticamente per identificare le curve di possibilità pluviometrica, che presentano una formulazione del tipo:

$$h(mm) = a \times \tau^n$$

dove  $h$  è l'altezza di precipitazione e  $\tau$  è la durata in ore dell'evento meteorico. Il parametro  $n$  è caratteristico del sito considerato mentre il parametro  $a$  coincide con l'altezza di precipitazione oraria e dipende dalla frequenza dell'evento considerato, (cioè dal suo tempo di ritorno  $Tr$ ).

Per  $Tr = 10$  anni la curva di possibilità pluviometrica risulta essere:

$$h(mm) = 46,37 \times \tau^{0,239}$$

#### 3.1.2 Marea

Come condizione al contorno di valle, per la verifica idraulica in moto permanente delle tubazioni, è stata assunta la quota di marea per eventi  $Tr = 10$  anni. La previsione dell'evento di marea è stata realizzata analizzando le osservazioni disponibili al mareografo del CNR – Istituto Sperimentale Talassografico di Trieste, ubicato nell'area portuale di Trieste in corrispondenza del Molo Sartorio.

Le misure delle maree estreme annue sono state desunte da "Osservazioni meteomarine eseguite a Trieste nel trentennio 1965-1994" (Crisciani, Ferraro, Maselli, Raicich - 1995) riportati in Tabella 3.1 espressi in cm sullo zero Istituto Talassografico (Z.I.T.)

Anno	Marea Massima [cm s.Z.I.T.]	Marea Minima [cm s.Z.I.T.]
1965	285	45
1966	294	58





## RELAZIONE TECNICA DEGLI IMPIANTI IDRAULICI

1967	276	58
1968	289	63
1969	360	65
1970	278	70
1971	259	63
1972	277	56
1973	257	64
1974	255	52
1975	282	61
1976	274	56
1977	273	68
1978	268	65
1979	302	67
1980	302	69
1981	291	63
1982	308	65
1983	259	66
1984	279	59
1985	281	71
1986	289	75
1987	284	61
1988	251	69
1989	255	52
1990	274	59
1991	265	48
1992	275	57
1993	290	47
1994	251	46
1995	258	69
1996	265	78
1997	284	66
1998	268	69
1999	272	64
2000	270	72
2001	272	72

Tabella 3.1 – Livelli estremi annui di marea Trieste

L'interpretazione della marea massima e minima è stata eseguita secondo la metodologia di Gumbel, dopo aver riportato i livelli da riferimento Z.I.T. a I.G.M.

Si è così risaliti alle altezze di marea massime e minime per vari tempi di ritorno, riportate nella seguente tabella.

Livello marea [m rif I.G.M.]		
Tr	Max	Min
5	1,25	1,11
10	1,37	1,15
20	1,48	1,20
50	1,63	1,26
100	1,74	1,30



200	1,85	1,35
500	1,99	1,40

Si sottolinea che l'evento meteorico con  $T_r = 10$  anni abbinato a una condizione al contorno di valle di marea  $T_r = 10$  anni descrive un evento avente probabilità di accadimento superiore a  $T_r = 10$  anni, essendo i due eventi, almeno parzialmente, probabilisticamente indipendenti.

## 3.2 Analisi idraulica

### 3.2.1 Modello afflussi-deflussi

La rete meteorica a servizio della nuova struttura è stata dimensionata secondo il metodo cinematico o del ritardo di corrivazione, considerando una curva di possibilità pluviometrica di  $h(mm) = 46,37 \times \tau^{0,239}$  corrispondente ad un tempo di ritorno di 10 anni.

Pertanto, se in un bacino di superficie  $S$  cade, per una durata di pioggia  $t$ , una precipitazione di altezza  $h$ , solo una frazione  $\varphi$  del volume meteorico  $S \times h$  risulta efficace agli effetti del deflusso, perdendosi per varie ragioni (evaporazione, filtrazione nel terreno, ecc.) la frazione  $(1 - \varphi)$ . Il valore della portata media efficace  $\bar{Q}$ , essendo  $\tau_c$  il ritardo di corrivazione (pari alla durata della fase di esaurimento della piena), è pertanto:

$$\bar{Q} = \varphi S h / (\tau + \tau_c)$$

Nel caso in cui la durata  $t'$  dell'evento sia inferiore al ritardo di corrivazione, pur essendo più rapido l'accrescimento della portata per essere maggiore l'intensità della precipitazione, il valore massimo è minore di quello precedente, non contribuendo in nessun istante tutto il bacino alla formazione della piena. In altre parole l'evento meteorico si esaurisce prima che le particelle d'acqua cadute sulle parti del bacino più lontane dalla sezione di chiusura abbiano raggiunto quest'ultima, impiegando, cessata la pioggia, un tempo pari a quello di corrivazione.

Schematizzando il bacino come una superficie rettangolare inclinata, l'idrogramma di piena ha, in questo caso, forma trapezia con fase di decrescita e crescita di durata pari al tempo di pioggia  $\tau'$ : il valore massimo della portata (a cui contribuisce una frazione di bacino pari a  $\tau'/\tau$ ) si mantiene per un tempo  $\tau_c - \tau'$ .

Il volume defluente nel tempo  $\tau_c + t'$  è dato da:

$$\varphi S h = \frac{1}{2} [(\tau_c - \tau') + (\tau_c + \tau')] Q_{\max} = \tau_c Q_{\max}$$

quindi la portata al colmo per  $t' \leq \tau_c$  è

$$Q_{\max} = \frac{\varphi S h}{\tau_c}$$

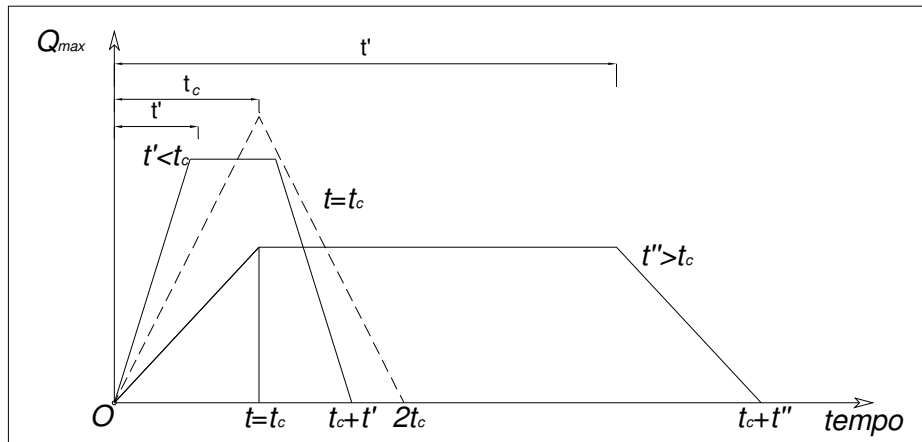


Figura 4: metodo cinematico: idrogramma di piena per differenti durate di precipitazione

essendo  $h(mm) = a \times \tau^n$ .

In particolare la portata massima col modello adottato si ha per  $\tau' = \tau_c$ , come prova l'osservazione che la funzione  $h = a \tau^n$  è funzione crescente con  $\tau$ : cioè per una precipitazione di durata pari al tempo di corrivazione. Nel caso di durata della precipitazione maggiore del tempo di corrivazione, l'idrogramma di piena ha forma trapezia con fase di crescita e decrescita pari al tempo di corrivazione: il valore massimo della portata (a cui contribuisce tutto il bacino) si mantiene per un tempo  $\tau'' - \tau_c$  e vale:

$$Q_{\max} = \varphi S h / \tau''$$

In questo caso la portata massima decresce all'aumentare della durata della pioggia in maniera proporzionale al rapporto  $h / \tau'' = a \tau^{n(n-1)}$ .

La condizione  $\tau = \tau_c$  porta dunque, utilizzando il modello illustrato, ad un idrogramma di piena avente forma di triangolo isoscele, caratterizzato quindi da un valore massimo della portata doppio di quello medio.

Il tempo di corrivazione utile per massimizzare le portate è stato stimato come il tempo necessario alla particella più distante per arrivare alla rete di collettamento e per raggiungere la sezione terminale dello scarico.

### 3.2.2 Risultati

Il sistema di raccolta delle acque meteoriche è composto da due bacini ( $S_1 = 1950 \text{ m}^2$ ;  $S_2 = 1380 \text{ m}^2$ ) che recapitano le acque in testa al sistema di trattamento. Il tempo di corrivazione dei due bacini sono:

$$\tau_{c1} = 10 \times 60 \text{ s} + 63 \text{ s} = 663 \text{ s.}$$

$$\tau_{c2} = 10 \times 60 \text{ s} + 57 \text{ s} = 657 \text{ s.}$$

La corrispondente portata massima allo scarico risulta pari a:



RELAZIONE TECNICA DEGLI IMPIANTI IDRAULICI

$$Q_{\max 1} = \frac{\varphi S_1 h}{\tau_{c1}} = 86,51 \text{ l/s}; \quad Q_{\max 2} = \frac{\varphi S_2 h}{\tau_{c2}} = 61,61 \text{ l/s}$$

con  $\varphi$  = coefficiente di deflusso = 0,95

DATI INPUT			
S1	0,195	ha	
Cd	0,95		
a	46,37	mm/(ore^n)	
n	0,239		
tc	0,184	ore	
OUTPUT			
Qmax	86,470351	l/s	311,2933 m³/h
u	443,4377	l/(s×ha)	

Tabella 2 Calcolo portata massima Bacino 1

DATI INPUT			
S2	0,138	ha	
Cd	0,95		
a	46,37	mm/(ore^n)	
n	0,239		
tc	0,183	ore	
OUTPUT			
Qmax	61,619227	l/s	221,8292 m³/h
u	446,51614	l/(s×ha)	

Tabella 3 Calcolo portata massima Bacino 2

I valori di portata calcolati saranno presi di riferimento per la verifica dei due tratti, B6-B7 e B6-B8, della canaletta di drenaggio posta perimetralmente all'impalcato di progetto.

Diversamente per il dimensionamento degli impianti di trattamento verrà utilizzata la portata del bacino complessivo pari a 147,7 l/s.

DATI INPUT			
Stot	0,333	ha	
Cd	0,95		
a	46,37	mm/(ore^n)	
n	0,239		
tc	0,184	ore	
OUTPUT			
Qmax	147,66475	l/s	531,5931 m³/h
u	443,4377	l/(s×ha)	

Tabella 4 Calcolo portata ingresso impianti di trattamento

### 3.3 Sistema di drenaggio

Come anticipato nei paragrafi precedenti, il sistema di drenaggio della struttura di progetto è costituito da una canaletta prefabbricata in cemento armato di larghezza interna pari a 300 mm, posta lungo il perimetro dell'impalcato.

Dal punto di vista idraulico la canaletta rappresenta un collettore con portata in ingresso distribuita lungo il suo percorso, viste inoltre la geometria del bacino scolante, la portata entrante risulta praticamente costante per unità di lunghezza. Poiché l'immissione dei contributi è ortogonale alla direzione del moto (l'energia posseduta dal contributo laterale viene dissipata nella confluenza), l'energia necessaria al moto è determinata dal sovrizzo del pelo libero a monte. La trattazione idraulica, sviluppata in molti libri di testo per il dimensionamento di una grondaia, si basa sull'applicazione del principio della quantità di moto; con le semplificazioni applicabili l'altezza nella sezione di monte  $y_m$  può essere calcolata mediante l'equazione:



RELAZIONE TECNICA DEGLI IMPIANTI IDRAULICI

$$y_m = \sqrt{3} \times y_c$$

Dove  $y_c$  corrisponde all'altezza critica in corrispondenza della sezione finale.

Vista la lunghezza della canaletta (circa 60 m), è necessario considerare anche le perdite di carico distribuite ovvero dare alla canaletta una pendenza in senso del moto pari al valore medio della cadente dell'energia:

$$i = j_m = \frac{\Delta H}{L} = 0.85 \frac{g}{k_s^2 y_c^{1/3}}$$

Poiché la larghezza utile interna della canaletta scelta è pari 300 mm, con le precedenti formule si ottiene:

DATI INPUT	
Portata massima	86,5 l/s
Lunghezza tratto	63,00 m
Larghezza canaletta	0,300 m
Scabrezza canaletta (Strickler)	70 m <sup>1/3</sup> /s
OUTPUT	
altezza critica (Yc)	0,20 m
altezza monte (Ym)	0,35 m
Cadente media / pendenza canaletta	2,9 ‰

Tabella 5 Calcolo altezza sezione di monte e pendenza fondo canaletta

La pendenza media di circa 3‰ può essere ottenuta utilizzando tratti di canaletta prefabbricata ad altezza interna diversa, variabile tra 35÷55 cm.

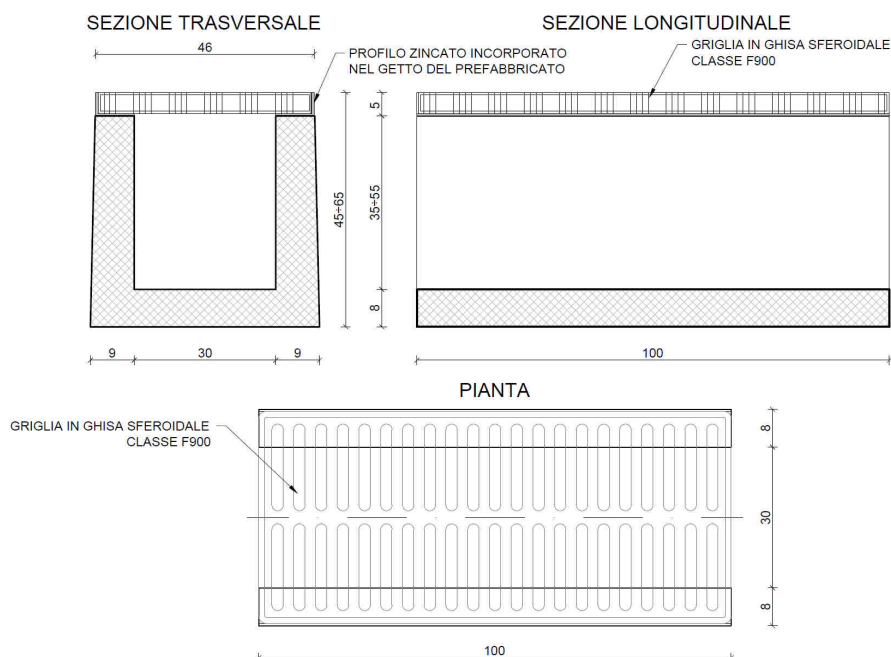


Figura 5: caratteristiche geometriche canaletta di drenaggio



### 3.4 Impianti di trattamento acque meteoriche

Nel caso in esame, vista la destinazione d'uso dell'area oggetto dello studio e vista la tipologia di automezzi che possono circolare su tale viabilità, le superfici scolanti risultano interessate da possibile transito e stoccaggio di merci pericolose.

Lo schema di impianto scelto consente, nel caso di sversamenti accidentali di sostanze non separabili fisicamente e, quindi, miscibili in acqua, di bloccare le pompe di alimentazione dell'impianto di trattamento in continuo a valle e di smaltire tramite allontanamento, il refluo inquinato.

Per il trattamento delle acque successive alla prima pioggia, si prevede l'inserimento di sistemi monoblocco di trattamento in grado di eseguire la decantazione, la grigliatura e la disoleazione.

Le maggiori portate rispetto la capacità di trattamento di 2<sup>a</sup> pioggia defluiranno direttamente verso lo scarico a mare senza limitazione.

#### 3.4.1 Schema impiantistico

Il trattamento è composto da:

- separazione delle acque di prima pioggia
- linea prima pioggia
- accumulo acque di prima pioggia
- chiusura accumulo
- rilancio acque di prima pioggia: con pompe poste a monte del trattamento di decantazione
- linea acque successive alla prima pioggia
- derivazione della portata di seconda pioggia
- decantazione
- grigliatura
- disoleatura

Le acque arrivano ad un pozzetto di selezione delle acque di prima pioggia e, fino al riempimento del bacino di accumulo delle acque di prima pioggia, entrano in quest'ultimo. A riempimento avvenuto le acque defluiscono a valle verso il trattamento in continuo di seconda pioggia (decantazione, grigliatura manuale e disoleazione).

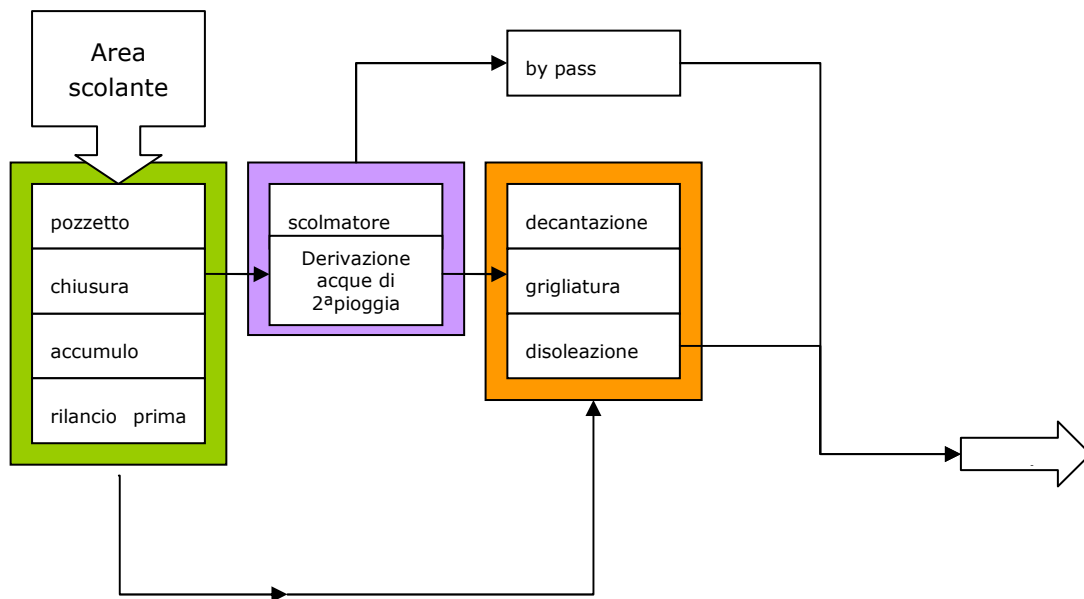


Figura 6: schema trattamento acque di pioggia

### 3.4.2 Vasca di prima pioggia

La vasca di prima pioggia raccoglie l'acqua di lavaggio delle superfici potenzialmente inquinate da olii, metalli pesanti e polveri. Il dimensionamento della vasca di accumulo dipende dal volume del solido di pioggia generato dai primi 5 mm (50 m<sup>3</sup>/ha) d'acqua caduti sulla superficie interessata.

La vasca di prima pioggia è costituita da struttura prefabbricata in cemento armato. Lo schema dell'impianto prevede il semplice accumulo del volume di prima pioggia, pari a 17 m<sup>3</sup>, con sollevamento di rilancio verso il trattamento di dissabbiatura e disoleatura. L'immissione dell'acqua di prima pioggia avviene dall'alto in modo che il volume della vasca di raccolta sia totalmente sfruttato. Il controllo elettrico del funzionamento è basato sui livelli rilevati dalla sonda piezometrica, dall'interruttore di sicurezza a galleggiante e dal sensore di rilevamento dell'evento di pioggia che insieme consentono di definire l'inizio e la fine della precipitazione, il riempimento della vasca, l'avviamento e l'arresto della pompa.

### 3.4.3 Trattamento in continuo seconda pioggia

Il sistema di trattamento delle acque di seconda pioggia è costituito da un sistema composto da n°2 monoblocchi in calcestruzzo armato a perfetta tenuta idraulica, dimensionati secondo le UNI EN 858-1:2005 e 858:2-2004 per una portata di 75 l/s.

All'interno delle vasche di disoleazione, sarà posizionato un telaio in acciaio inox AISI 316 con deflettori di flusso a paratia contenente una batteria di filtri a coalescenza che esercita sulle particelle di olio ancora flottanti una azione aggregante, in tal modo anche le particelle più



piccole che per la loro dimensione potrebbero sfuggire all'effetto gravitazionale ed avviarsi all'uscita, vengono trattenute e ricomposte facilitando la loro risalita.

Poiché il piano di posa è situato ad un livello sotto il livello del mare, sarà previsto un sistema di ancoraggio mediante l'apposizione di boccole presso il fondo di ciascuna vasca, sul perimetro esterno.

Per la definizione della portata da impiegare per il dimensionamento degli impianti in continuo di seconda pioggia, ci si è basati sulla curva di possibilità climatica per le precipitazioni con tempi di ritorno di 5 anni.



Figura 7: trattamento in continuo acque di seconda pioggia

#### 3.4.4 Dimensionamento impianti di trattamento

Secondo la normativa vigente, sono considerate acque di prima pioggia i deflussi dei primi 5 mm di pioggia caduti sulle superfici scolanti, secondo la formula:

$$V_{PRIMA\ PIOGGIA} = \frac{Superficiescolante(m^2) * 5mm}{10000}$$

Impianto	Superficie area scolante (m <sup>2</sup> )	Volume effettivo di prima pioggia (m <sup>3</sup> )	Volume vasche di prima pioggia (m <sup>3</sup> )	Portata di picco Tr = 10 anni (l/s)
BACINO 1	1950	9.8	20	147.7
BACINO 2	1380	6.9		

Tabella 6: Volumi vasca di prima pioggia





## 4 RETE ANTINCENDIO

L'impianto antincendio, dimensionato cautelativamente per un carico di incendio 3 "Rischio alto", garantisce la protezione antincendio esterna agli edifici presenti, alle torri faro e al fronte mare.

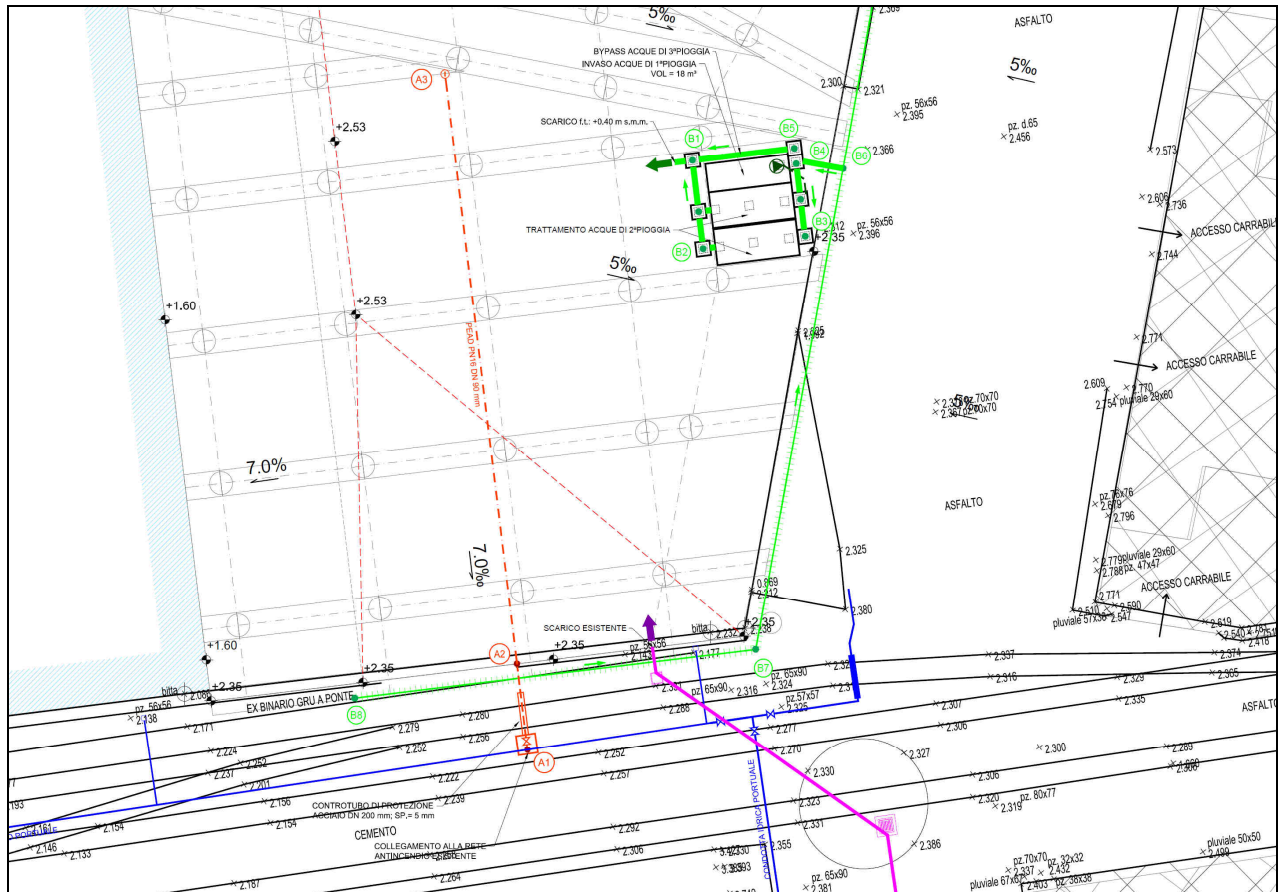


Figura 8: Planimetria rete antincendio

Considerata la ridotta estensione dell'area, la protezione sarà garantita da un idrante soprasuolo a colonna DN 80 in ghisa G20 dotato di due sbocchi UNI 70, installato in corrispondenza della torre faro prevista in posizione baricentrica del nuovo impalcato. Come previsto dalla normativa, l'idrante infatti coprirà un fronte di 80 m. L'alimentazione dell'idrante di progetto è realizzata mediante l'esecuzione del collegamento (Nodo A1) alla rete e la posa di una condotta in PEAD PE100 PN16 DN 90 mm installata, per la maggior parte del suo sviluppo, sotto impalcato (tratto A2-A3) ed interrata per circa 10 m nel tratto sotto la banchina esistente (tratto A1-A2).



RELAZIONE TECNICA DEGLI IMPIANTI IDRAULICI

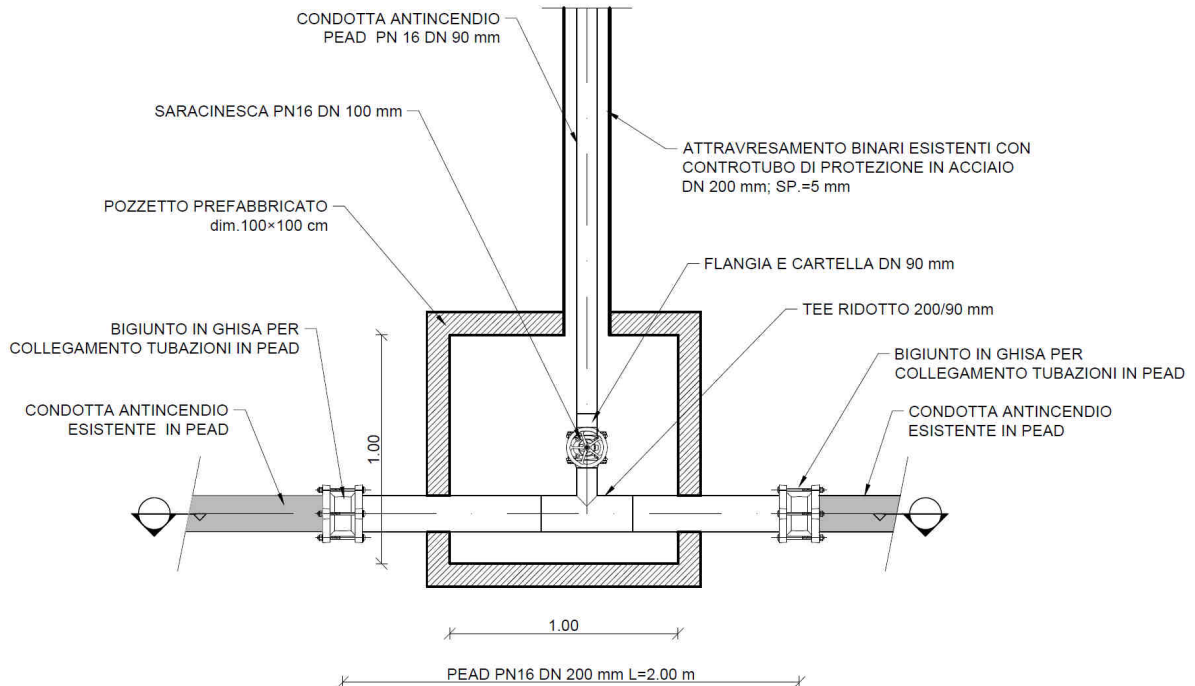


Figura 9: collegamento alla rete antincendio esistente - nodo A1 di progetto

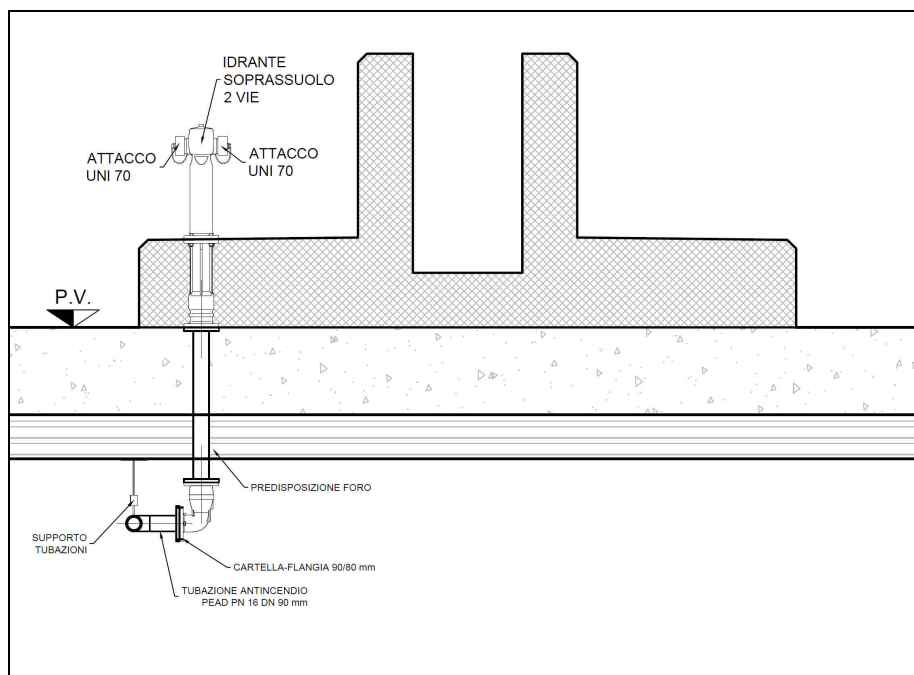


Figura 10: installazione idrante soprasuolo sul basamento torre faro



Figura 11: installazione tipo sotto impalcato

#### 4.1 Verifica rete idrica ed antincendio

La verifica della rete idrica antincendio di progetto è stata eseguita mediante il calcolo delle perdite di carico lungo la condotta PEAD PE100 PN16 DN 90 mm avente una lunghezza complessiva di 47 m.

Poiché la norma UNI 10779 prescrive per il livello di rischio 3, una portata di 5 l/s e una pressione residua di 4 bar per ogni idrante in esercizio (funzionamento contemporaneo di 6 idranti), il calcolo delle perdite diventa:

CALCOLO PERDITE CON GAUCKLER-STRICKLER			
(Nota la portate da convogliare, le caratteristiche geometriche e il materiale della tubazione vengono determinate le caratteristiche del moto)			
Inserire:		Risultati:	
Diametro (m) =	0,0736	Perdita per unità di lunghezza j =	0,035103
Ks (m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup> ) =	90	Perdita totale (m) =	1,65
Portata (m <sup>3</sup> /s) =	0,005	Velocità (m/s) =	1,18
Lunghezza tubazione (m) =	47	Sforzo tangenziale (kg/m <sup>2</sup> ) =	0,64588917

Tabella 7: verifica condotta antincendio

Considerata la posizione della nuova struttura, molto prossima all'adduzione antincendio, e il limitato sviluppo della condotta di progetto rispetto all'estensione della rete esistente sull'intero molo VI, la perdita di carico calcolata (pari a 1.65 m), appare ampiamente compatibile con il corretto funzionamento della rete antincendio.