



AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

CODICE C.U.P. E81B08000060009

PROGETTO DEFINITIVO

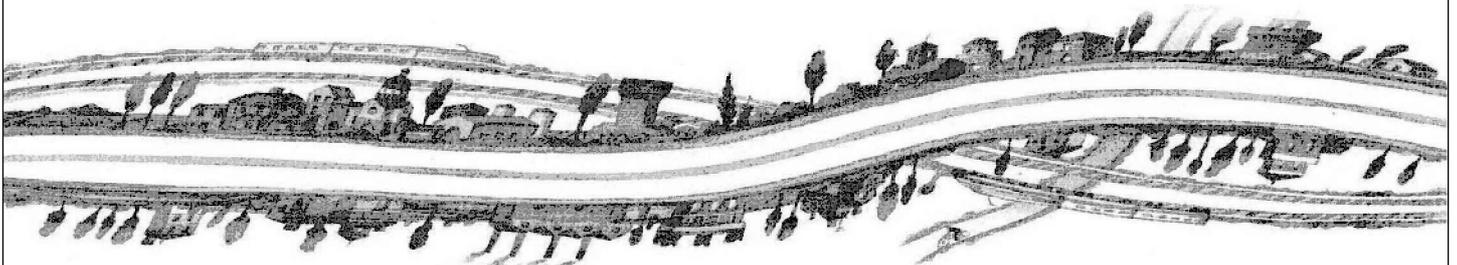
**ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI
DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)**

PROGETTAZIONE STRADALE

VIABILITA' INTERFERITA

V10 - SOTTOVIA PODERALE ALLA PK 12+000

RELAZIONE IDRAULICA



IL PROGETTISTA

Alpina S.p.A.
Dott. Ing. Marco Bonfanti
Ordine Ingegneri di Milano
n. A/23384

RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Emilio Salsi
Albo Ing. Reggio-Emilia n° 945



IL CONCESSIONARIO

Autostrada Regionale
Cispadana S.p.A.
IL PRESIDENTE
Graziano Pattuzzi

G. Pattuzzi

G										
F										
E										
D										
C										
B										
A	17.04.2012	EMISSIONE				Ing. Maddalena	Ing. Bonfanti	Ing. Salsi		
REV.	DATA	DESCRIZIONE				REDAZIONE	CONTROLLO	APPROVAZIONE		
IDENTIFICAZIONE ELABORATO										DATA: MAGGIO 2012
NUM. PROGR.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.	SCALA: _
1625	PD	0	V10	VCS10	0	SD	RI	01	A	

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. CRITERI PROGETTUALI ED ARTICOLAZIONE DELLO STUDIO	5
3. RIFERIMENTI NORMATIVI E TECNICI	7
4. DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO.....	7
5. ANALISI IDROLOGICHE	9
5.1. Metodologia di ricostruzione delle curve di possibilità pluviometrica per intensità di pioggia da 1, 1.5, 2, 2.5, 3, 6, 12 e 24 ore	9
5.2. Metodologia di ricostruzione delle curve di possibilità pluviometrica per intensità di pioggia inferiori a 1 ora.....	12
6. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI DRENAGGIO	14
6.1. Calcolo del velo idrico sulla piattaforma stradale	14
6.2. Calcolo del coefficiente di deflusso	16
6.3. Dimensionamento degli elementi di drenaggio	17
1.1.1. Pozzetti caditoia	18
6.4. Verifica degli elementi di margine.....	18
6.5. Dimensionamento dei collettori	21
7. STAZIONE DI SOLLEVAMENTO	24
7.1. Vasca di accumulo - Criteri di dimensionamento	24
7.2. Metodo delle sole piogge.....	24
7.3. Vasca di aspirazione.....	26
7.4. Macchine idrauliche	27
7.5. Dimensionamento idraulico dell'impianto di sollevamento	31
7.6. Pozzetto di disconnessione	32
7.7. Fosso di confluenza a recapito	33

ALLEGATO I – CALCOLO DEL VELO IDRICO	34
ALLEGATO II – INTERASSI SCARICHI.....	35
ALLEGATO III – DIMENSIONAMENTO COLLETTORI.....	36

1. PREMESSA

La presente relazione ha lo scopo di definire e verificare il sistema di raccolta, convogliamento e scarico nel recapito finale delle acque di piattaforma dell'opera SV10, che si configura nell'ambito del progetto definitivo della nuova Autostrada Regionale Cispadana, infrastruttura stradale di categoria A, avente origine in corrispondenza del casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 "Autostrada del Brennero" e termine al casello di Ferrara Sud sulla A13 "Autostrada Bologna-Padova.

L'intervento in esame, ha lo scopo di garantire la continuità della viabilità poderale interferita mediante la realizzazione di un manufatto sottopassante l'autostrada.

La realizzazione di tale opera comporta l'impermeabilizzazione delle superfici di piattaforma stradale con conseguenti problematiche connesse alla gestione delle acque meteoriche drenate dovute all'incremento delle portate idrauliche consegnate ai canali recettori.

Lo studio, che ha carattere idrologico, idraulico ed ambientale, ha portato alla definizione del sistema di raccolta e smaltimento delle acque di piattaforma e comprende:

1. reti interconnesse di raccolta ed evacuazione delle acque di piattaforma;
2. vasche di laminazione per il controllo delle portate rilasciate.

Per il corretto dimensionamento di tali opere, è stato individuato il migliore assetto da assegnare al sistema di drenaggio tenendo conto:

- della sollecitazioni pluviometriche;
- dei vincoli normativi;
- della particolare situazione morfologica e idraulica dell' area interessata dall'opera;
- dei vincoli quantitativi del canale recettore

Il sistema di drenaggio delle acque di piattaforma è caratterizzato da un sistema di tipo “aperto”, dunque non viene effettuato alcun trattamento delle acque di prima pioggia. Le acque vengono quindi interamente captate mediante caditoie e convogliate al recettore finale mediante collettori.

2. CRITERI PROGETTUALI ED ARTICOLAZIONE DELLO STUDIO

I criteri progettuali assunti derivanti dal Progetto Preliminare, sono i seguenti.

- progettazione della rete di evacuazione delle acque di piattaforma dimensionata per tempo di ritorno TR=20 anni;
- invarianza idraulica al recettore: si impongono come limite allo scarico i valori idrometrici prescritti dai singoli Consorzi di Bonifica
- evitare di riversare scarichi accidentali nei corpi recettori finali
- invarianza di bacino afferente: non si può scaricare in un fosso o canale acque a lui non deputate originariamente
- garantire sempre e ovunque la continuità idraulica dei campi sia ai fini di scolo che irrigua a monte ed a valle della infrastruttura stradale in progetto

Lo studio della rete di laminazione, trattamento ed evacuazione, delle acque di piattaforma autostradale si è articolato attraverso le seguenti fasi.

- 1) Individuazione dei recettori e dei loro limiti di portata
- 2) Analisi idrologiche: preliminarmente sono state ricavate le curve di possibilità pluviometrica caratteristiche per ogni ambito territoriale da utilizzare nel dimensionamento degli afflussi che sollecitano la rete, quindi si è proceduto alla trasformazione Afflussi/Deflussi.
- 3) Schema idraulico di funzionamento delle reti di raccolta e smaltimento: comprende l'individuazione dei manufatti elementari del drenaggio di piattaforma ed il relativo dimensionamento in funzione dei parametri di progetto assunti; comprende anche la individuazione dei tratti omogenei e dei bacini ad essi afferenti
- 4) Dimensionamento dei manufatti di modulazione, evacuazione e laminazione

I metodi di calcolo e di analisi adottati sono sinteticamente riportati nei singoli paragrafi, mentre si

rimanda alla bibliografia di settore per gli approfondimenti teorici ed applicativi.

Nell'ambito del presente progetto non si ritiene necessario prevedere la separazione e il trattamento delle acque di prima pioggia prima della restituzione delle acque di pioggia all'ambiente naturale data la tipologia di viabilità in questione.

La predisposizione dei sistemi di raccolta delle acque di prima pioggia assolve, infatti, al duplice intento di intercettare gli eventuali sversamenti di sostanze non compatibili con la rete idrografica naturale in occasione di imprevisti inconvenienti di esercizio (ribaltamento mezzi, ecc.) e di raccogliere le inevitabili scorie prodotte da un intenso flusso veicolare. E' evidente che l'accumulo di inquinanti in tempo secco ed il loro lavaggio operato dalla pioggia può raggiungere livelli non trascurabili su superfici interessate da intenso traffico veicolare, quali le autostrade.

3. RIFERIMENTI NORMATIVI E TECNICI

Il progetto del sistema di smaltimento e trattamento delle acque di piattaforma è stato redatto conformemente alla “Normativa legislativa” ed alla “Normativa tecnica” vigenti sul territorio nazionale e regionale di interesse.

Gli aspetti inerenti la raccolta e smaltimento delle acque di piattaforma attraverso sistemi di fognatura canalizzata a cielo aperto od in sezioni chiuse sono stati affrontati con riferimento ai numerosi testi di norme tecniche UNI, EN, CEN, ecc... ai quali si rimanda e che per brevità non vengono riportati nel testo.

Gli aspetti inerenti il calcolo dei collettori fognari e degli impianti di depurazione sono stati sviluppati in conformità alle indicazioni tecniche riportate nel Regio Decreto n° 1265 del 27 luglio 1934 “Testo unico delle leggi sanitarie” nel Decreto Ministeriale LLPP del 12 dicembre 1985 “Normativa tecnica per le tubazioni” e nella Circolare Ministeriale LLPP n° 11633 del 7 gennaio 1974 “Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto”.

Gli aspetti inerenti la qualità delle acque, in particolare le problematiche connesse con la raccolta delle acque di prima pioggia sono trattate nell’ambito del Decreto Legislativo 152/99 e la successiva modifica costituita dal D.Lgs 258/00, in cui le acque di “prima pioggia” sono affrontate all’Articolo n. 39 ed esplicitati attraverso l’apposita Direttiva regionale. “*Direttiva concernente indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio da aree esterne*” approvata con delibera della Giunta Regionale del 14 febbraio 2005, n. 286”.

Si è inoltre fatto riferimento alle linee guida di progettazione emanate dalla Regione Emilia Romagna con Deliberazione della Giunta Regionale 18/12/2006 n° 1860 “*Linee guida di indirizzo per la gestione acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia in attuazione della deliberazione G.R. n. 286 del 14/2/2005*” e alla Legge Regionale n.4 del 6 marzo 2007.

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore elencate nell’elaborato PD_0_0000_0000_GE_KT_01 - ELENCO NORMATIVE DI RIFERIMENTO.

4. DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO

Le opere idrauliche destinate al drenaggio delle acque raccolte dal bacino d'influenza individuato dalle opere che verranno costruite per la realizzazione del sottopasso in oggetto, devono garantire un rapido e completo smaltimento delle acque meteoriche intercettate durante eventi piovosi.

Le opere di drenaggio sono costituite da pozzetti con caditoia in ghisa di dimensioni 50x50 cm e collettori in

PEAD aventi diametro minimo di 250 mm. Le acque raccolte dal sistema di drenaggio dovranno essere sollevate a quota tale da consentire il loro convogliamento al recapito finale, costituito dal canale "Fossa Berardi". Il dimensionamento del volume della vasca di stoccaggio posta in corrispondenza della stazione di pompaggio viene determinato sulla base di una portata allo scarico pari a 15 l/s.

Il sistema di smaltimento delle acque meteoriche adottato, non prevede la componente di trattamento delle acque di prima pioggia. La giustificazione deriva da un flusso veicolare non sostenuto.

Il dimensionamento delle opere è stato effettuato sulla base della portata massima attesa, determinata mediante l'utilizzo di un modello di trasformazione afflussi-deflussi che consente di valutare la portata di progetto a partire dalla conoscenza della curva di possibilità pluviometrica per un tempo di ritorno di 20 anni.

5. ANALISI IDROLOGICHE

Lo studio idrologico ha previsto l'indagine sul regime delle piogge di breve durata e forte intensità per un Tempo di Ritorno di 20 anni, in tutti i pluviometri situati nelle vicinanze della viabilità, finalizzata alla definizione delle curve di possibilità pluviometrica e dei relativi ietogrammi di progetto. Lo studio è stato suddiviso in due parti ciascuna influenzata dalla durata di pioggia:

- 1) verifica dei manufatti di raccolta e smaltimento sollecitata da eventi di pioggia di durata >1 ora. Rientrano tra questi i sistemi di raccolta che svolgono anche la funzione laminativa
- 2) verifica dei manufatti di raccolta e smaltimento sollecitata da eventi di pioggia di durata <1 ora. Rientrano tra questi manufatti le caditoie e i collettori che necessariamente debbono scaricare prima possibile le acque defluite.

5.1. Metodologia di ricostruzione delle curve di possibilità pluviometrica per intensità di pioggia da 1, 1.5, 2, 2.5, 3, 6, 12 e 24 ore

Per la determinazione della relazione fra altezza (h) e durata (t) dell'evento di pioggia in funzione del tempo di ritorno (TR), si fa riferimento alla legge probabilistica che meglio si adatta al campione di dati utilizzato.

Nel caso delle stazioni pluviometriche in esame, la determinazione della relazione fra altezza (h) e durata (t) dell'evento di pioggia, in funzione del Tempo di Ritorno (TR), è stata ottenuta tramite la legge probabilistica di Gumbel, stimandone i parametri $a(T)$ ed $n(T)$, al fine di ottenere la curva di possibilità pluviometrica nella forma:

$$h = a(T)t^{n(T)}$$

5.1

L'elaborazione statistica ha portato alla definizione delle curve di possibilità climatica, dove l'altezza di pioggia espressa in millimetri è rappresentata dall'espressione:

$$h = n - \frac{\ln \cdot \left(-\ln \cdot \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right)}{a}$$

5.2

dove:

TR = tempo di ritorno

$$n = Y - \bar{Y}_N \cdot S_Y / S_N$$

$$a = S_N / S_Y$$

Y_N = media della variabile ridotta

S_N = deviazione standard della variabile ridotta

Y = media aritmetica delle massime altezze di pioggia osservate

S_Y = scarto quadratico medio delle massime altezze di pioggia osservate.

Il valore assunto dai parametri S_x e S_n è funzione del numero di osservazioni a disposizione; tali valori sono riportati nella tabella sottostante.

TABELLA 5.1– VALORI DEI PARAMETRI (Y_N) E S_N SECONDO GUMBELL

N	Media ridotta \bar{Y}_N \bar{Y}									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,5070	0,5100	0,5128	0,5154	0,5177	0,5198	0,5217
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5282	0,5296	0,5309	0,5321	0,5332	0,5343	0,5353
30	0,5362	0,5371	0,5380	0,5388	0,5396	0,5403	0,5411	0,5417	0,5424	0,5430
40	0,5436	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5463	0,5468	0,5472	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,5530	0,5532	0,5535	0,5538	0,5540	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,5571	0,5573	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	0,5581	0,5583	0,5584
90	0,5586	0,5588	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,5598	0,5599
100	0,5600	0,5602	0,5603	0,5604	0,5605	0,5606	0,5608	0,5609	0,5610	0,5611
N	Deviazione standard ridotta S_N S									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	1,0310	1,0148	1,0076	1,0019	1,0006	1,0004	1,0004	1,0007	1,0015	1,0047
20	1,0004	1,0016	1,0008	1,0005	1,0006	1,0006	1,0007	1,0015	1,0020	1,0033
30	1,1314	1,1344	1,1372	1,1399	1,1425	1,1449	1,1472	1,1495	1,1518	1,1538
40	1,1559	1,1578	1,1597	1,1614	1,1632	1,1649	1,1665	1,1680	1,1695	1,1710
50	1,1724	1,1736	1,1752	1,1765	1,1777	1,1789	1,1801	1,1813	1,1824	1,1835
60	1,1846	1,1856	1,1866	1,1876	1,1886	1,1895	1,1904	1,1913	1,1922	1,1931
70	1,1939	1,1947	1,1955	1,1963	1,1971	1,1978	1,1986	1,1993	1,2000	1,2007
80	1,2014	1,2020	1,2027	1,2033	1,2039	1,2045	1,2052	1,2057	1,2063	1,2069
90	1,2074	1,2080	1,2086	1,2091	1,2096	1,2101	1,2106	1,2111	1,2116	1,2121
100	1,2126	1,2130	1,2135	1,2139	1,2144	1,2148	1,2153	1,2157	1,2162	1,2165

Per stimare la CPP rappresentativa dell'area in questione si è proceduto nel seguente modo: si sono prese in esame le 3 stazioni pluviometriche prossime all'infrastruttura stradale, associando ad ognuna di esse un peso, calcolato con il metodo dell'inverso della distanza, si ricavano le intensità di pioggia per assegnato TR all'interno di ogni singolo tratto.

Il metodo dell'inverso delle distanze si basa sull'ipotesi che in ciascun punto del bacino la precipitazione possa essere stimata sulla base di tutte le precipitazioni misurate, attribuendo ad esse un peso pari all'inverso della distanza tra il punto e la stazione pluviometrica. Frequentemente si fa riferimento alla distanza al quadrato.

Indicato con k il generico elemento della griglia, essendo $k = 1, \dots, K$, il peso w_{ki} del pluviometro i nella maglia k risulta:

$$W_{ki} = \frac{\frac{1}{d_i^2}}{\sum_{j=1, M} \frac{1}{d_j^2}}$$

5.3

dove d_j indica la distanza tra l'elemento della griglia ed il pluviometro i ed M è il numero complessivo di pluviometri considerati.

Si riportano di seguito, per il TR20 anni le tabelle riassuntive dei valori dei parametri delle CPP per i diversi tratti della viabilità in questione.

TABELLA 5.2 PARAMETRI DELLE CPP PER DURATE DI PIOGGIA SUPERIORI ALL'ORA

a	46.035
n	0.175

5.2. Metodologia di ricostruzione delle curve di possibilità pluviometrica per intensità di pioggia inferiori a 1 ora

Per la verifica dei sistemi di raccolta, per i quali la risposta al deflusso è immediata, si deve necessariamente calcolare la sollecitazione più gravosa durante eventi di pioggia intensi e di durata inferiore ad 1 ora.

Il calcolo dei parametri delle CPP per durate inferiori all'ora è stato effettuato mediante la formula di Bell a partire dalle CPP per durate superiori all'ora.

$$\frac{h_{d,T}}{h_{60,T}} = 0.54d^{0.25} - 0.5$$

5.4

Con essa è possibile calcolare la pioggia di durata $d < 60$ minuti e tempo di ritorno T , in funzione del valore $h_{60,T}$ fornito dalla CPP relativa allo stesso periodo di ritorno.

I risultati ottenuti sono riportati nella sottostante tabella.

TABELLA 5.3 PARAMETRI DELLE CPP PER DURATE DI PIOGGIA INFERIORI ALL'ORA

a	48.024
n	0.469

6. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI DRENAGGIO

6.1. Calcolo del velo idrico sulla piattaforma stradale

Il processo di deflusso dalla sede stradale agli elementi marginali è da considerare con attenzione, dato i problemi che il velo liquido può porre per il traffico veicolare.

Le precipitazioni che si abbattano sulla sede stradale, soprattutto se brevi ed intense, possono produrre un deflusso superficiale di non trascurabile entità, il quale se non controllato con adatte disposizioni, può causare inconvenienti di rilievo.

Il velo idrico sulla sede stradale deve, infatti, essere contenuto entro prefissati valori (esso non dovrebbe superare i 6 mm [Rooseboom ed altri, 1986]), per non condizionare l'aderenza degli pneumatici, per questo motivo è necessario assegnare un'opportuna pendenza trasversale alla sede stradale.

L'altezza del velo liquido dipende, oltre che dalla pendenza trasversale, dall'intensità di precipitazione, dal percorso che compie l'acqua per raggiungere il bordo della carreggiata e dalla larghezza della strada e dunque dalla circostanza che il tratto stradale sia in rettilineo (in genere scola metà carreggiata per lato) o in curva (scola solo da una parte).

Il valore del velo idrico massimo h_{\max} [mm], viene determinato attraverso un'espressione derivata da alcune esperienze condotte in Gran Bretagna dal Road Research Laboratory nella seguente forma:

$$h_{\max} = 0.0474 \cdot \sqrt{L_{\text{eff}} \cdot p \cdot i^{-0.2}} \quad 6.1$$

Dove:

- L_{eff} : lunghezza del percorso dell'acqua prima di raggiungere le canalizzazioni a lato della carreggiata [m], può essere calcolata sulla base della seguente formula:

$$L_{eff} = L_c \left[1 + \left(\frac{i_l}{i_t} \right)^2 \right]^{0.5} \quad 6.2$$

- i : pendenza della strada lungo la linea di corrente ricavata come risultante delle pendenze trasversali e longitudinali i_t e i_l :

$$i = (i_t^2 + i_l^2)^{0.5} \quad 6.3$$

- L_c : larghezza della carreggiata [m];
- p : intensità di pioggia [mm/h];

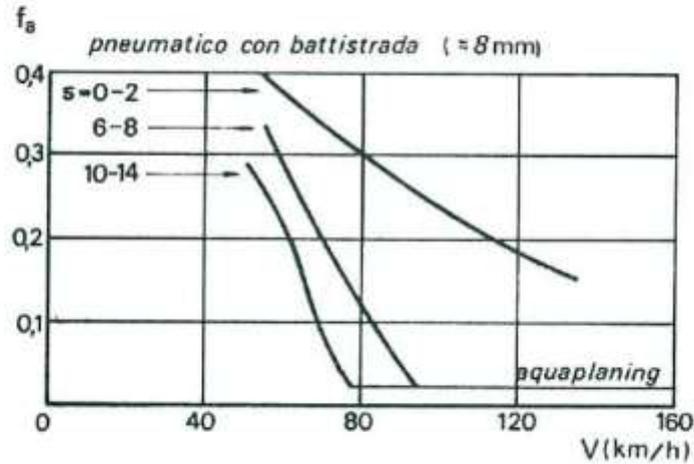


Figura 6.1 RAPPORTO VELO IDRICO/ADERENZA

L'ALLEGATO I – CALCOLO DEL VELO IDRICO riporta i calcoli per la determinazione di h_{max} , da cui si evince come i valori massimi raggiunti, assumono valori ovunque inferiori al valore limite assunto pari a 6 mm.

6.2. Calcolo del coefficiente di deflusso

Nei modelli di trasformazione dell'afflusso meteorico in deflusso, la precipitazione va depurata della componente destinata ad infiltrarsi nel terreno. La valutazione della portata infiltrata può essere effettuata attraverso il coefficiente di afflusso φ che rappresenta il rapporto tra il volume della pioggia netta ed il volume della pioggia totale. Tale coefficiente dipende da diversi fattori, alcuni dei quali variabili nel tempo. Nel presente progetto, per semplicità, il coefficiente φ verrà considerato costante per tutta la durata della pioggia.

Di seguito, vengono riportati i coefficienti di deflusso in funzione della superficie scolante:

TABELLA 6.1 COEFFICIENTI DI DEFLUSSO.

TIPO DI PAVIMENTAZIONE	COEFFICIENTE DI DEFLUSSO
Pavimentazione stradale	0.90
Scarpata erbosa	0.50
Superfici a verde piane	0.30

Il valore relativamente elevato assunto per le superfici erbose è giustificato dalla notevole pendenza delle scarpate.

Detto φ_i il coefficiente di deflusso relativo alla superficie S_i , il valore medio del coefficiente, relativo ad aree caratterizzate da differenti valori, si ottiene dalla seguente media ponderata:

$$\varphi = \frac{\sum_i (S_i \cdot \varphi_i)}{\sum_i (S_i)} \quad 6.4$$

I bacini contribuenti considerati sono quelli corrispondenti alle superfici di competenza dei differenti recapiti finali.

6.3. Dimensionamento degli elementi di drenaggio

Nei paragrafi successivi si riportano i criteri generali di dimensionamento di tutti gli elementi che costituiscono il sistema di drenaggio delle acque di piattaforma.

1.1.1. Pozzetti caditoia

Per i sottovia sottofalda, nei tratti in trincea verranno posizionati in banchina pozzetti caditoia 40x40, sovrastati da una griglia, collegati da tubazioni in PEAD, le cui modalità di dimensionamento sono descritte nel successivo paragrafo 6.5.

La verifica delle caditoie con funzionamento sotto battente si avvale della seguente formula [McGhee, 1991] tramite la quale si ottiene la portata transitabile Q [m^3/s]:

$$Q = KA h^{1/2} \quad 6.5$$

nella quale:

- A [m^2] rappresenta l'area libera della luce;
- h [m] il battente idrico che insiste sulla caditoia;
- K è un coefficiente pari a 2,96 nel sistema S.I.

Nell'ALLEGATO II – INTERASSI SCARICHI, sono state riportate anche le tabelle di dimensionamento delle caditoie. Dal rapporto tra la portata captata e la portata meteorica determinata con la formula razionale per unità di lunghezza, si ricava il passo massimo delle caditoie al variare del tracciato e la relativa efficienza.

6.4. Verifica degli elementi di margine

La conformazione della piattaforma stradale consente il deflusso delle acque meteoriche verso il margine della carreggiata stradale, presso il ciglio si origina quindi un'area di deflusso a forma triangolare che interessa la banchina stradale. Le condizioni di deflusso idrico lungo il margine stradale sono determinate dalle pendenze longitudinali e trasversali del corpo stradale, tali parametri individuano quindi la capacità di deflusso che può ottenersi lungo il ciglio. La capacità idraulica lungo il margine stradale è limitata dalla larghezza massima ammissibile per il velo idrico in

piattaforma che evidentemente non deve interessare in alcun modo la parte carrabile della piattaforma stradale. La verifica degli elementi di margine consiste quindi nel rapportare la capacità idraulica del margine stradale per i diversi sottotratti stradali, distinti sulla base dei valori di pendenza longitudinale e alla larghezza di piattaforma drenata, all'apporto meteorico specifico, ovvero alla stima della portata meteorica afferente per metro lineare di piattaforma stradale; dagli esiti di tale raffronto si ricava l'interasse massimo al quale devono porsi gli elementi di raccolta delle acque meteoriche per evitare il rischio che il deflusso idrico possa interessare anche il traffico veicolare.

Il calcolo del deflusso idrico in banchina viene eseguito considerando una sezione di deflusso triangolare, delimitata dal cordolo laterale e dal piano stradale inclinato, Figura 6.2.

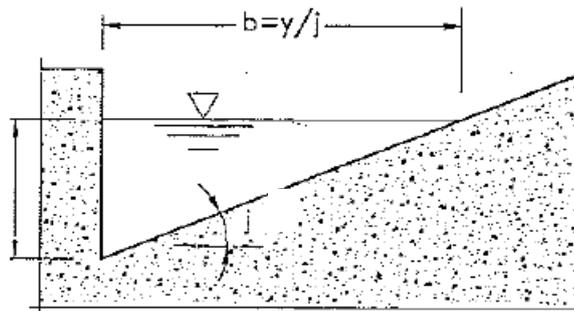


FIGURA 6.2 - SEZIONE TIPICA DI UNA BANCHINA LATERALE.

Il moto che si instaura viene assimilato al moto uniforme, con riferimento alla portata Q [m^3/s] che compete alla sezione terminale del tratto compreso tra due scarichi. Indicando con A [m^2] e R [m] rispettivamente area e raggio idraulica della sezione, con i la pendenza longitudinale e con K_s [$m^{1/3}/s$] il coefficiente di scabrezza secondo Gauckler - Strickler si ha la ben nota formula di Chézy:

$$Q = AK_s R^{2/3} i^{1/2}$$

6.6

Considerando la geometria della sede stradale e ipotizzando un allagamento della sede stradale che interessi l'intera banchina, si ottiene la portata convogliabile per ogni tratto stradale.

La portata drenata viene determinata tramite il metodo razionale. Considerando i parametri delle CPP forniti dall'analisi idrologica, un coefficiente di laminazione ε pari a 1 e un coefficiente di efflusso φ pari a 0.9 (superficie impermeabile), in funzione del tempo di corrivazione t_c [h], si ottengono l'intensità di precipitazione massima prevista i [mm/h], il coefficiente udometrico u [l/s/ha] e la portata drenata dalla piattaforma stradale $Q_{drenata}$ [l/s]. La 4-13 rappresenta la formula razionale.

$$i = a \cdot t_c^{n-1} \quad 6.7$$

$$u = 2.78 \cdot \varphi \cdot \varepsilon \cdot i \quad 6.8$$

$$Q_{drenata} = u \cdot A \quad 6.9$$

Dividendo il valore della massima portata transitabile in banchina per la portata drenata, si ottiene l'interasse tra gli scarichi.

Tale interasse deve essere tale per cui gli elementi di raccolta siano in grado di smaltire la portata in arrivo, come spiegato nei precedenti paragrafi.

In Tabella 6.2 sono riassunti i risultati ottenuti, riportati nell' ALLEGATO II – INTERASSI SCARICHI.

TABELLA 6.2 INTERASSE E TIPOLOGIA ELEMENTI DI RACCOLTA ACQUE DI PIATTAFORMA

TRATTO STRADALE	ELEMENTO DI RACCOLTA ACQUE DI PIATTAFORMA	INTERASSE
0+032.400-0+164.400	Caditoia	12
0+174.400-0+252.400	Caditoia	12

Si fa notare, come riportato nel dettaglio nell'ALLEGATO II, che dai calcoli di proporzionamento dell'interasse massimo ammissibile per soddisfare i vincoli di sicurezza stradale descritti in precedenza la distanza fra successivi elementi di drenaggio poteva portarsi in linea teorica fino a 40 [m], tale distanza massima è stata ridotta come scelta progettuale per realizzare un sistema di allontanamento dei deflussi più puntuale ed ottimizzarne la posa in opera in relazione al passo della gradonatura delle rampe.

6.5. Dimensionamento dei collettori

La verifica per il dimensionamento dei collettori, viene effettuata ipotizzando che ciascun tratto di collettore, sia percorso tutto dalla stessa portata e in condizioni di moto uniforme, utilizzando la formula di Gauckler –Strickler, riportata nell'equazione

$$Q = AK_s R^{2/3} i^{1/2} \quad 6.6$$

6.10

Il valore del coefficiente di scabrezza assunto è $K_s=80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per le tubazioni in PEAD.

Fissati un coefficiente di scabrezza K_s e una pendenza longitudinale i , si è in grado, con la formula precedente, di determinare la combinazione di diametro e grado di riempimento che danno luogo ad una portata Q pari a quella massima di progetto.

La verifica consisterà nel rispettare le seguenti condizioni:

- $h/D \leq 0,70$, il grado di riempimento delle condotte deve essere tale che il rapporto tra la sezione bagnata e la sezione piena della condotta sia minore o uguale di 0,70.
- $0,60 < v_{\text{eff}} < 5,00$ m/s, relazione valida per le fognature bianche e miste.

Il dimensionamento dei collettori viene effettuato mediante il “Metodo di corrivazione” o “Metodo razionale”.

Questo metodo si basa sulla considerazione che le gocce di pioggia cadute in punti diversi del bacino nel medesimo istante, impiegano tempi differenti per arrivare alla sezione di chiusura e che ogni bacino ha un tempo caratteristico, detto “tempo di corrivazione”, che rappresenta il tempo necessario affinché la goccia caduta nel punto idraulicamente più lontano del bacino raggiunga la sezione di chiusura dello stesso.

La durata di pioggia critica per il bacino (o tempo di corrivazione) si determina mediante la seguente formula:

$$t_c = t_a + t_r \quad 6.11$$

dove t_c [h] è la durata critica di pioggia; t_a è il tempo di entrata in rete, ossia il tempo massimo necessario alle gocce d’acqua per raggiungere la rete di drenaggio dal punto di caduta (il tempo di entrata è funzione, generalmente, della densità della rete di drenaggio e della natura delle superfici scolanti); infine t_r è il tempo di traslazione lungo i rami costituenti il percorso idraulicamente più lungo (“asta principale”).

Il tempo di ingresso in rete t_a viene posto pari a 5 minuti per tenere in conto il forte effetto d’invaso che si ha all’inizio della precipitazione, mentre il tempo di traslazione t_r alla generica sezione può essere valutato con la seguente relazione:

$$t_r = \sum_{i=1}^N \frac{L_i}{v_i}$$

6.12

dove:

- N: numero dei tronchi della rete a monte della generica sezione facenti parte dell'asta principale;
- L_i : lunghezza del tronco i-esimo;
- v_i : velocità nel tronco i-esimo.

Nota la curva di possibilità pluviometrica per il tempo di ritorno T prefissato, la massima portata di piena può essere calcolata per ogni sezione di progetto partendo da monte verso valle, determinando per ciascuna di esse l'area drenata e il tempo di corrivazione.

Il calcolo del deflusso sostenuto dalla condotta è eseguito mediante la formula di Gaukler-Strikler precedentemente descritta.

Nell'ALLEGATO III – DIMENSIONAMENTO COLLETTORI, sono riportate le verifiche idrauliche relative al dimensionamento delle condotte.

7. STAZIONE DI SOLLEVAMENTO

7.1. Vasca di accumulo - Criteri di dimensionamento

Gli impianti di sollevamento prevedono la realizzazione di una vasca di accumulo temporaneo finalizzato alla laminazione delle portate provenienti dalle condotte nei tratti in trincea.

La necessità di rendere disponibili dei volumi utilizzabili per la laminazione delle portate di piena deriva dal fatto che la portata restituita ai corpi ricettori esistenti, su indicazione del Consorzio di Bonifica di riferimento, non può essere superiore a 15-20 l/s.

Le acque meteoriche accumulate all'interno della vasca verranno opportunamente sollevate e inviate al recettore.

7.2. Metodo delle sole piogge

Per la determinazione del volume massimo da invasare nelle circostanze appena descritte si è utilizzato il cosiddetto *metodo delle sole piogge*.

Il volume da invasare V_i , a un certo tempo θ , è data dalla differenza tra volume entrante V_e e volume uscente V_u :

$$V = V_e - V_u \quad 7.1$$

Il volume entrante V_e è determinato dall'afflusso meteorico h (altezza di precipitazione) su di una superficie S , caratterizzata da un coefficiente di deflusso ϕ , in un certo tempo di pioggia θ :

$$V_e = \phi S h(\theta) = \phi S a \theta^n \quad 7.2$$

mentre il volume uscente V_u , nell'ipotesi di portata uscente Q_u costante, è dato da:

$$V_u = Q_u \cdot \theta \quad 7.3$$

Pertanto il volume da invasare nel caso di un evento meteorico di durata θ risulta:

$$V_i = \phi S a \theta^n - Q_u \cdot \theta \quad 7.4$$

V_i , pertanto, assumerà il suo valore massimo per un evento di precipitazione di durata θ_p pari a:

$$\theta_p = \left(\frac{Q_u}{\phi S a n} \right)^{\frac{1}{n-1}} \quad 7.5$$

Da cui

$$V_{i \max} = \phi S a \left(\frac{Q_u}{\phi S a n} \right)^{\frac{n}{n-1}} - Q_u \left(\frac{Q_u}{\phi S a n} \right)^{\frac{1}{n-1}} \quad 7.6$$

Nel rispetto delle restrizioni imposte dagli Enti gestori, la portata restituita all'idrografia superficiale sarà:

$$Q_u = 15 \text{ l/s}$$

Valutata, dunque, la superficie afferente a ciascun recapito e le sue caratteristiche di deflusso (ϕ) è possibile determinare θ_p e, quindi, il valore massimo che può assumere il volume da invasare.

I risultati del calcolo, riportati in tabella, portano ad un valore di $\theta_p = 0,1$ ore, al quale corrisponde un volume minimo di invaso pari a 35 m^3 .

Lunghezza sottopasso	Superficie Totale	ϕ	Q impianto	θ_c	V invaso
[m]	[m ²]	[-]	[l/s]	[ore]	[m ³]
187	1122.60	0.90	15.00	0.10	35

Tabella 7.1 – volume massimo di invaso (metodo delle sole piogge)

Al valore di $V_i \max$ va sommato un volume V' , che tenga conto del transitorio iniziale in cui la portata uscente Q_u si porta dal valore 0 al valore di progetto. Nelle vasche tale valore è controllato dai livelli di attacco delle pompe.

Poiché la vasca ha una sezione libera pari a 12,80 m² e un'altezza utile di 3,3 m, il volume di laminazione si ha con un tirante massimo di circa 2,75 m dal fondo della vasca di accumulo, quindi con un franco di 0,45 m dal massimo riempimento.

Il locale pompe dovrà avere una zona più depressa al fine di garantire che le pompe rimangano sempre sommerse, l'altezza minima di immersione della pompa è di almeno 0.50 m.

7.3. Vasca di aspirazione

Le dimensioni e la conformazione della camera di aspirazione di un impianto di sollevamento per acque reflue, devono essere tali da:

- limitare il numero di avviamenti ed arresti dei motori entro valori compatibili con il funzionamento degli stessi;
- evitare la formazione di turbolenze che possano causare ingresso d'aria nella pompa;
- consentire il compenso e la modulazione delle portate da avviare al ricettore.

Normalmente, il numero di avviamenti orari non deve eccedere i limiti indicati nella tabella successiva, anche se tale indicazione è comunque fornita nello specifico dal costruttore della macchina.

POTENZA DEL MOTORE	NUMERO DI AVVIAMENTI ORARI	
	INSTALLAZIONE A SECCO	INSTALLAZIONE SOMMERSA
fino a 7,5 kW	15	30
fino a 30 kW	12	24
oltre 30 kW	10	20

FIGURA 7.1- NUMERO MASSIMO DI AVVIAMENTI ORARI DA NON SUPERARE PER LE POMPE CON INSTALLAZIONE, RISPETTIVAMENTE, A SECCO E SOMMERSA

Le dimensioni della vasca devono quindi soddisfare il miglior compromesso fra le suddette esigenze, cui si aggiunge normalmente la necessità di modulare le portate avviate al ricettore in base all'andamento delle portate in arrivo alla stazione di pompaggio.

Nel caso di impianti dotati di una sola pompa il volume utile V (m^3) della vasca di aspirazione è dato dall'espressione:

$$V = \frac{Q_p}{4z} \quad 7.7$$

Essendo Q_p (m^3/h) la portata media sollevata dalla pompa e z il numero massimo di avviamenti orari accettabili per il motore.

7.4. Macchine idrauliche

Una volta definita la portata da sollevare, per il dimensionamento delle pompe occorre conoscere la prevalenza da superare.

La prevalenza ΔH è definita dalla somma di due termini:

$$H = H_{geo} + H_f \quad 7.8$$

dove:

H_{geo} è il dislivello compreso tra la quota minima cui si trova l'acqua da sollevare (nella fattispecie la quota cui si trova il girante della pompa) e la quota massima che deve raggiungere l'acqua.

H_f sono le perdite di carico, divise in perdite di carico continue e localizzate.

Il dislivello geodetico è dato dalla geometria del problema. Le perdite di carico sono dovute al fatto che il moto in pressione di un fluido attraverso una condotta avviene con dissipazione di energia per effetto degli attriti contro le pareti della tubazione e fra le singole particelle di fluido. Riferendo

l'energia dissipata ad un volume di fluido di peso unitario, si ottiene una grandezza avente le dimensioni di una lunghezza che si misura in metri e viene detta "perdita di carico".

Le perdite di carico continue, dovute a fenomeni di attrito lungo le condotte, vengono calcolate come:

$$\Delta H_{fc} = J \cdot L \tag{7.9}$$

Dove L è la lunghezza della condotta e J la cadente piezometrica.

Per il calcolo della cadente piezometrica si è fatto riferimento alla seguente formula di Williams-Hazen (valida in regime di moto assolutamente turbolento)

$$J = V^{1,85} \times (0.00457 \times D^{0,63} \times C)^{-1,85} \tag{7.10}$$

Nella quale:

- V è la velocità della corrente in [m/s]
- D è il diametro interno della condotta in [mm]
- C è il coefficiente di scabrezza della condotta, i cui valori vengono riportati nella tabella sottostante
- J è espresso in [m/km]

DN	ACCIAIO		PVC	PEAD	GHISA CENTR.		CEM. AM. 10 ANNI	VETRO- RESINA
	NUOVO	10 ANNI			RIVESTITA	10 ANNI		
80	126	115	152	145	100	100	-	140
100 ÷ 125	128 ÷ 131	115	152	145	100	105	123	140
150 ÷ 300	133 ÷ 134	120	152 ÷ 154	150	130	110	123	140
350 ÷ 700	136 ÷ 140	125	154 ÷ 156	150	140	120	125	140
800 ÷ 1000	140 ÷ 145	130	-	155	140	125	125	140
1100 ÷ 2000	140 ÷ 155	135	-	-	140	130	125	140

FIGURA 7.2 - COEFFICIENTI ADIMENSIONALI DI ATTRITO VALIDI PER L'APPLICAZIONE DELLA FORMULA DI WILLIAMS-HAZEN.

Le perdite localizzate si possono invece esprimere con la seguente relazione:

$$\Delta H_{fL} = k \cdot \frac{V^2}{2g} \quad 7.11$$

dove:

K è il coefficiente numerico di perdita di carico (ricavato dalla Tabella 5.II) e v è velocità nella condotta.

Tabella 5.II – Perdite di carico localizzate: valori del coefficiente K

<i>Installazione</i>	<i>Coefficiente K</i>
Gomito a 90°	0.75
Giunto a T	2.00
Valvola a saracinesca	0.25
Valvola di controllo	0.30

TABELLA 7.2– PERDITE DI CARICO LOCALIZZATE: VALORI DEL COEFFICIENTE K

In base alla relazione precedente, la prevalenza che una pompa deve fornire ad un impianto è una funzione della portata che vi deve transitare. Tale funzione rappresentata su un piano cartesiano di ascisse Q e ordinate H è detta curva caratteristica dell'impianto e, fissati i materiali e la geometria dello stesso impianto, assume andamento crescente al crescere della portata Q.

La curva caratteristica di una pompa (o di più pompe funzionanti in parallelo o in serie) rappresenta invece, sullo stesso piano di ascisse Q e ordinate H, la prevalenza che la pompa è in grado di fornire al fluido in funzione della portata sollevata, ed ha andamento decrescente al crescere di Q.

Tale curva è calcolata e fornita dal costruttore della macchina idraulica.

Se le due curve caratteristiche vengono rappresentate sul medesimo piano, il punto di intersezione fra esse fornisce la portata e la prevalenza di funzionamento della pompa, detto punto di lavoro.

Tale punto è l'unico compatibile contemporaneamente con le caratteristiche dell'impianto e con le prestazioni della pompa, sebbene non sia detto che tale punto consenta il funzionamento efficiente della macchina.

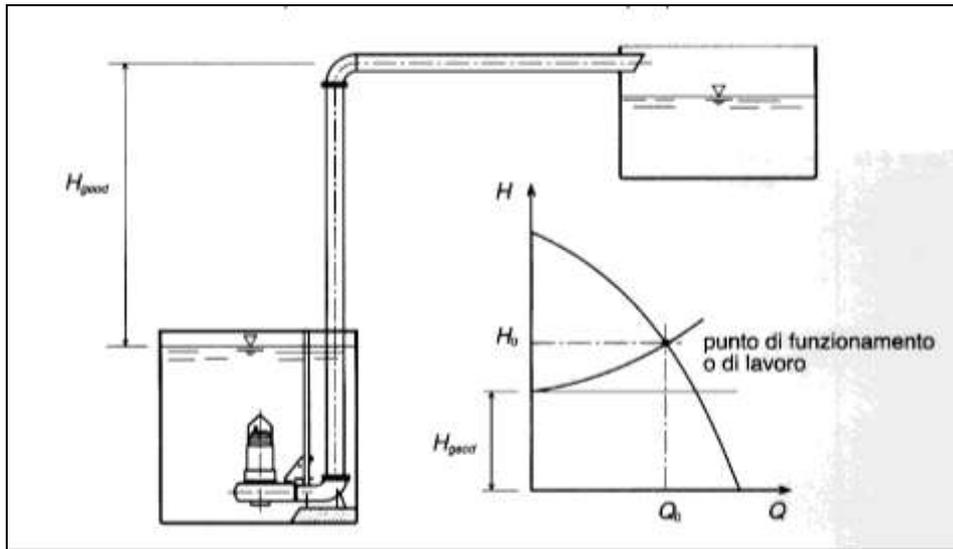


FIGURA 3.2: PUNTO DI LAVORO: INTERSEZIONE TRA CURVA CARATTERISTICA DELL'IMPIANTO E CURVA CARATTERISTICA DELLA POMPA

L'efficienza di funzionamento della macchina si misura infatti in base al suo rendimento complessivo al punto di lavoro, misurato come rapporto tra la potenza ceduta al fluido dalla pompa e la potenza assorbita dalla pompa stessa, espresse in kW:

$$\eta_{tot} = \frac{W_{ceduta}}{W_{assorbita}}$$

7.12

Minore rendimento significa maggiori consumi e dunque un costo di esercizio dell'impianto superiore.

Anche le curve di rendimento in funzione del punto di lavoro sono calcolate e fornite dal costruttore della macchina idraulica.

7.5. Dimensionamento idraulico dell'impianto di sollevamento

L'impianto di sollevamento prescelto è costituito da due elettropompe sommerse alloggiato in un apposito manufatto ed asservite ai livelli della vasca di aspirazione, di cui una in servizio e una di riserva, a funzionamento alternato; ogni pompa ha una portata nominale pari a 15 l/s.

Per garantire il corretto funzionamento dell'impianto è necessario limitare il numero degli attacchi e stacchi delle pompe. Assumendo 8 attacchi ogni ora ($t = 7.5$ minuti tra un attacco e il successivo), il volume minimo che deve avere la vasca compreso tra il minimo livello e il livello di attacco è dato dalla formula:

$$V = t \times Q_T / 4 = 1,68 \text{ m}^3 \quad 7.13$$

Nel caso in esame il volume di regolazione, dato dalle reali dimensioni della vasca, risulta ampiamente superiore in quanto la vasca stessa assolve anche la funzione di vasca di laminazione garantendo quindi un volume di invaso pari, come ricordato in precedenza, a 35 m^3 .

Il locale pompe dovrà avere una zona più depressa al fine di garantire che le pompe rimangano sempre sommerse, l'altezza minima di immersione della pompa è di almeno 0.50 m, il locale pompe dovrà essere accessibile per la manutenzione.

L'allontanamento delle acque pompate avviene mediante le condotte di mandata che confluiscono in superficie in apposito pozzetto da cui si diparte la tubazione di scarico.

Ogni condotta di mandata è attrezzata con una valvola di non ritorno.

La prevalenza manometrica dell'impianto di sollevamento H è pari a:

$$H = H_{geo} + H_f = 10,23 \text{ m}$$

7.14

H_{geo} = dislivello geodetico 9,47 m (differenza di quota tra l'asse della tubazione alla restituzione e il minimo livello nella vasca di aspirazione).

H_f = perdite ripartite nel tubo di mandata e in stazione assunte cautelativamente pari a circa l'8% della prevalenza complessiva.

Considerando un rendimento del sistema di 0.7, la potenza assorbita da ciascuna pompa sarà 2,02 watt.

Dimensionamento impianto di sollevamento	
Potenza [KW]	2.02
Q sollevata singola pompa [l/s]	15
Prevalenza geodetica [m]	9.47
Perdite di carico concentrate [m]	0.148728343
Diametro condotta mandata [mm]	150
coefficiente scabrezza C	150
velocità [m/s]	0.848826363
Perdite di carico distribuite [m/km]	0.004319831
lunghezza condotta	14
Perdite di carico distribuite [m]	6.04776E-05
Prevalenza totale singola pompa [m]	9.62

Perdite di carico concentrate	k	n°
gomito 90°	0.75	5
giunto T	2	0
valvola saracinesca	0.25	0
valvola controllo	0.3	1
k_{TOT} perdite di carico concentrate	4.05	

Parametri calcolo potenza	
ρ	1000
g	9.81
η	0.7

TABELLA 7.3– DIMENSIONAMENTO IMPIANTO DI SOLLEVAMENTO

7.6. Pozzetto di disconnessione

La portata pompata dal locale pompe prima di essere recapitata nel fosso di scolo impermeabilizzato e da questa al recapito ultimo "Fossa Berardi", transita per un pozzetto di disconnessione che scarica a gravità tramite una tubazione in Pead DN315 mm avente pendenza minima dello 0.5%.

La portata esitabile, con un grado di riempimento del 70% è pari a 45,5 l/s, quindi superiore alla capacità dell'impianto di pompaggio, pari a 15l/s.

La portata di progetto transita con un grado di riempimento pari al 37%.

7.7. Fosso di confluenza a recapito

La portata di punta dopo essere stata sollevata sino al pozzetto di disconnessione, da questo a gravità afferisce ad un fosso in terra con sezione 0,5x0,5 e pendenza delle sponde 1/1 che trasferisce tale portata al recapito ultimo. Tale fosso verrà rivestito sul fondo mediante la stesa di un materassino bentonitico che impedisca l'eventuale percolazione di acqua nel sottosuolo a completa tutela della risorsa idrica sotterranea.

La pendenza del fosso in questione sarà pari a 0.1% che con una scabrezza $K_s = 20$ [$m^{1/3}/s$] risulta in grado di vettoriare con un grado di riempimento del 70% una portata di 65 l/s, pertanto la portata di punta proveniente dall'impianto di pompaggio verrà smaltita con un grado di riempimento del 32%.

ALLEGATO I – CALCOLO DEL VELO IDRICO

Sezioni				2_3	6_5
Larghezza falda stradale	W_F		m	3.00	3.00
Pendenza longitudinale	S_L		m/m	0.06	0.065
Pendenza trasversale	S_T		m/m	0.025	0.025
Calcolo del percorso del ruscellamento	L_{eff}		m	7.8	8.4
Calcolo della pendenza fittizia	i		m/m	0.065	0.070
Altezza velo liquido in assenza afalto drenante	h_{max}		mm	3.0	3.1

ALLEGATO II – INTERASSI SCARICHI

Calcolo deflusso in banchina					
Pk inizio tratto - Pk fine tratto					
				0+032.400-0+164.400	0+174.400-0+252.400
Sezioni					
				2 3	6 5
Larghezza piattaforma drenata	W	m		3.00	3.00
Pendenza stradale trasversale	i	%		0.025	0.025
Angolo sulla verticale	θ	gradi		88.57	88.57
Larghezza banchina allagata	b	m		0.75	0.75
Altezza d'acqua massima ammissibile	h	m		0.0188	0.0188
Pendenza stradale longitudinale	p	%		0.062	0.065
Area di deflusso	Ad	m ²		0.007	0.007
Raggio idraulico banchina	R	m		0.009	0.009
Coefficiente di Strickler	Ks	m ^{1/3} /s		75	75
Portata longitudinale convogliata dalla banchina	Q	l/s		5.74	5.88
Velocità di deflusso in cunetta	v	m/s		0.82	0.84
Verifica dimensioni caditoia (raccolta mista)					
Formula Empirica					
Larghezza caditoia	l	0.40	m		
Larghezza caditoia sull'orizzontale	l'		m	0.40	0.40
Lunghezza caditoia	L	0.40	m		
Velocità limite per grate a barre normali alla corrente	v ₀	0.90	m/s		
Velocità limite per grate a barre parallela alla corrente	v ₀	1.59	m/s		
Efficienza della caditoia (solo contributo frontale)	E ₀			0.869	0.869
Portata Laterale	Q ₂		l/s	0.752	0.770
Battente a fine caditoia	h ₁		m	0.00875	0.00875
Larghezza residua	b-l		m	0.35	0.35
Area di deflusso Q2	A ₂		m ²	0.0015	0.0015
Velocità deflusso Q2	V ₂		m/s	0.491	0.503
Rendimento captazione portata laterale	R ₂			0.12	0.11
Efficienza totale della caditoia (con il contributo laterale)	E		l/s	0.884	0.884
Verifica interasse caditoie					
Coefficiente sistema S.I.	k	2.96			
Lunghezza caditoia	L	0.40	m		
Larghezza caditoia	W	0.40	m		
Numero barre	n				
Spessore Barre	s				
Area libera della luce	A	0.08	m		
Battente idrico che insiste sulla caditoia	h		mm	0.02	0.02
Portata intercettata	Q		l/s	32.425	32.425
Portata intercettata ridotta del 30%	Q _r		l/s	22.698	22.698
Passo delle caditoie raccolta mista	X _C	m		151.464	151.464
Calcolo interassi scarico acque miste					
Coefficiente udometrico	u	500	l/s/ha	500	500
Portata drenata/m	Q		l/sm	0.150	0.150
Interasse scarichi			m	38.314	39.230
Progetto					
interasse elementi raccolta mista	m			12	12

ALLEGATO III – DIMENSIONAMENTO COLLETTORI

Ramo	DN (mm)	Pendenza	Lunghezza (m)	T ingresso (min)	Max T traslaz. (min)	T corrivaz. (min)	Qcritica (m3/s)	Qmax riempim. (m3/s)	h riempim. (m)	Rapporto di riempim.	Velocità (m/s)
1	250	0.061	11.50	5.0	0.07	5.04	0.003	0.106	0.024	0.11	1.23
2	250	0.098	12.00	5.0	0.12	5.08	0.004	0.134	0.027	0.13	1.66
3	250	0.099	12.00	5.0	0.18	5.12	0.006	0.135	0.031	0.14	1.83
4	250	0.080	12.00	5.0	0.24	5.16	0.008	0.121	0.037	0.17	1.81
5	250	0.056	12.00	5.0	0.31	5.21	0.009	0.102	0.044	0.20	1.69
6	250	0.030	12.76	5.0	0.42	5.28	0.011	0.074	0.057	0.26	1.43
7	250	0.073	11.50	5.0	0.06	5.04	0.003	0.116	0.025	0.12	1.37
8	250	0.100	12.00	5.0	0.12	5.08	0.005	0.136	0.028	0.13	1.72
9	250	0.096	12.00	5.0	0.17	5.12	0.006	0.133	0.033	0.15	1.84
10	250	0.073	12.00	5.0	0.24	5.16	0.008	0.116	0.039	0.18	1.78
11	250	0.050	12.00	5.0	0.31	5.21	0.010	0.096	0.046	0.21	1.64
12	250	0.025	12.00	5.0	0.42	5.28	0.011	0.068	0.059	0.27	1.34
13	250	0.003	22.46	5.0	1.02	5.68	0.013	0.024	0.118	0.54	0.65
14	250	0.002	20.00	5.0	1.67	6.11	0.013	0.019	0.131	0.60	0.55
15	250	0.002	20.00	5.0	2.32	6.54	0.012	0.019	0.128	0.59	0.55
16	250	0.002	11.78	5.0	2.70	6.80	0.012	0.019	0.126	0.58	0.55
attravers	315	0.0013	6.00	5.0			0.023	0.028	0.188	0.69	0.55
scarico	400	0.002	2.00	5.0			0.047	0.066	0.212	0.61	0.77