

IL CONCEDENTE

IL CONCESSIONARIO



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

CODICE C.U.P. E81B08000060009

PROGETTO DEFINITIVO

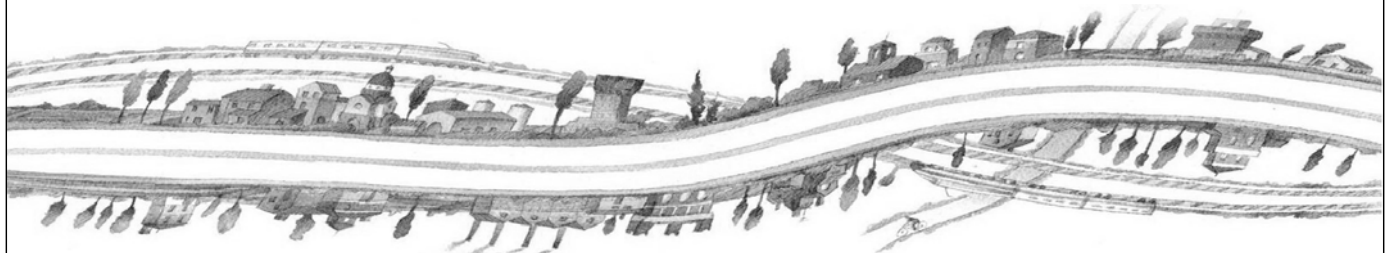
ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI)

PROGETTAZIONE STRADALE

VIABILITA' INTERFERITA

V27 - VIABILITA' DI COLLEGAMENTO TRA LA SP 468 E LA SC SALDE ENTRA'

RELAZIONE IDRAULICA ACQUE DI PIATTAFORMA



IL PROGETTISTA

Ing. Antonio De Fazio
Albo Ina Prov. Bologna n°3696



RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

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



IL CONCESSIONARIO

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

G									
F									
E									
D									
C									
B									
A	17.04.2012	EMISSIONE			Azzolini	De Fazio	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.
1836	PD	0	V27	VCS27	0	SD	RI	01	A
								SCALA: -	

I N D I C E

1. PREMESSA.....	2
2. CRITERI PROGETTUALI ED ARTICOLAZIONE DELLO STUDIO	3
3. RIFERIMENTI NORMATIVI E TECNICI	5
4. DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO.....	6
5. INDIVIDUAZIONE DEI RECETTORI E DEI LIMITI DI PORTATA	8
6. ANALISI IDROLOGICHE	9
6.1. 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
6.2. Metodologia di ricostruzione delle curve di possibilità pluviometrica per intensità di pioggia inferiori a 1 ora.....	12
7. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI DRENAGGIO	14
7.1. Calcolo del velo idrico sulla piattaforma stradale	14
7.2. Calcolo del coefficiente di deflusso	15
7.3. Dimensionamento degli elementi di drenaggio	16
7.3.1. Canaletta ad embrice	17
7.3.2. Pozzetti caditoia	17
7.3.3. Verifica degli elementi di margine.....	18
7.3.4. Dimensionamento dei collettori	19
8. DIMENSIONAMENTO DEI FOSSI DI LAMINAZIONE.....	21
ALLEGATO I – CALCOLO DEL VELO IDRICO	26
ALLEGATO II – INTERASSI SCARICHI.....	27
ALLEGATO III – DIMENSIONAMENTO COLLETTORI-ROTATORIA De=50 m, Di=36m	29
ALLEGATO IVa – CAPACITA' DI LAMINAZIONE FOSSI DI GUARDIA IN RETTIFILO .	30
ALLEGATO IVb – CAPACITA' DI LAMINAZIONE FOSSI DI GUARDIA IN CURVA.....	31
ALLEGATO IVc – CALCOLO PERCENTUALE AMMISSIBILE CURVA	32

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 della variante SP 468 di Correggio.

La realizzazione della viabilità di collegamento 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, smaltimento e trattamento delle acque di piattaforma e comprende:

1. reti interconnesse di raccolta, evacuazione delle acque di piattaforma;
2. presidi di sicurezza per il controllo degli sversamenti accidentali
3. fossi 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 delle aree interessate dall'infrastruttura stradale;
- dei vincoli quantitativi dei canali recettori

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 embrici e convogliate ai fossi di guardia che recapitano ai canali ricettori.

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
- scarichi individuati nella rete idrica superficiale nei corsi d'acqua principali e secondari da parte dei singoli Consorzi di Bonifica ; ogni scarico è dotato di manufatto di rilascio controllato;
- 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 stradale 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) Verifiche idrauliche: comprende il calcolo dei fossi di guardia e l'impatto dello scarico delle acque di piattaforma con i limiti allo scarico imposti,
- 5) 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. Per questa viabilità si ritiene che l'accumulo di inquinanti in tempo secco ed il loro lavaggio operato dalla pioggia sia trascurabile rispetto alle viabilità autostradali, interessate da intenso traffico veicolare e caratterizzate da superfici molto superiori.

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.

4. DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI DRENAGGIO

La sicurezza del traffico e le condizioni generali dell'ambiente urbano sono affidate sia alla corretta geometria del corpo stradale che al corretto dimensionamento delle opere di drenaggio, che devono provvedere alla raccolta, all'incanalamento ed all'allontanamento delle acque che vengono intercettate dal corpo stradale.

Il principale obiettivo nella progettazione delle opere di drenaggio è dunque quello di garantire l'assenza di ristagni d'acqua sulla superficie di usura della strada, che potrebbero seriamente pregiudicare la sicurezza degli automobilisti.

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 e da aree limitate.

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.

Il sistema di drenaggio in progetto è caratterizzato, per tutta la sua estensione dalla tipologia di viabilità "in rilevato: a determinati intervalli l'elemento marginale di trattenuta dell'afflusso di dilavamento è interrotto da manufatti di invito in calcestruzzo che si raccordano ad una canaletta ad embrici. Le acque vengono convogliate ai fossi di guardia posti al piede del rilevato.

I fossi di guardia verranno realizzati in terra, sia per contenere i costi di realizzazione, sia per ottenere un migliore inserimento ambientale; in corrispondenza degli scarichi degli embrici è previsto un rivestimento in cls sul fondo e sulle sponde del fosso; solo in corrispondenza degli acquiferi critici verrà prevista la posa di un materassino bentonitico ed uno strato vegetale di 20cm; nel caso di fossi pensili le arginature saranno costituite da materiale prevalentemente argilloso. I fossi avranno larghezza al fondo e altezza minima pari a 0.5 m, con pendenza delle sponde pari a 2/3; poiché sono intagliati sul piano campagna, seguendo le quote esistenti, le profondità varieranno in funzione del raccordo con il recettore.

I fossi di laminazione scaricano le acque nella rete idrica superficiale esistente ogni qual volta viene intersecato un corso d'acqua o un fosso di scolo. Lo scarico avviene attraverso un manufatto di regolazione in cls costituito da una soglia sfiorante all'interno della quale viene praticata una foronomia adeguata alla regolazione richiesta e una paratoia per la trattenuta degli sversamenti accidentali. In particolare, nel caso di fossi non arginati, la quota di scarico dovrà essere minimo pari a - 20 cm dal piano campagna.

Il parallelismo con la piattaforma autostradale e la conseguente quota di imposta dei fossi di guardia tra i due rilevati, fossi questi che seguono il profilo di progetto e quindi a forte pendenza privi di capacità di accumulo, ha imposto la predisposizione di bacini di accumulo concentrati a valle degli stessi.

Infine, in base al principio dell'invarianza idraulica secondo cui la portata al colmo di piena risultante dal drenaggio di un'area debba essere costante prima e dopo la trasformazione d'uso del suolo in quell'area, nelle rotatorie di raccordo alla viabilità esistente in corrispondenza delle quali non si ha trasformazione d'uso del suolo esistente si prevede di scaricare (tramite un sistema misto di embrici e caditoie) le acque di piattaforma direttamente nei fossi di guardia collegati alla rete di scolo esistente.

5. INDIVIDUAZIONE DEI RECETTORI E DEI LIMITI DI PORTATA

Il reticolo idrografico interferito è costituito da corsi d'acqua naturali e da una fitta rete di canali artificiali consortili e privati. La scelta dei corsi d'acqua riceventi le acque di piattaforma, pur accettando l'ipotesi dell'invarianza idraulica e della totale depurazione, è stata suffragata da una serie di considerazioni che hanno poi trovato conforto da uno stretto rapporto con i rispettivi consorzi di Bonifica.

Di seguito si riporta la tabella con l'indicazione dei limiti di scarico consentiti, relativamente a ogni interferenza idraulica.

TABELLA 5.1: CORPI IDRICI RICETTORI E LIMITI ALLO SCARICO PER IL TRACCIATO STRADALE

COD	NOME RILIEVO	GESTORE	POSSIBILITA' DI SCARICARE ACQUE DI PIATTAFORMA	LIMITI ALLO SCARICO (l/s*ha)
MO6A009	CAVO CANALINO	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA	NO	solo in caso di assenza di altri recapiti in cui è consentito scaricare si consente un limite allo scarico di 4 l/s*ha
MO6A010	SCOLO SANT'ALO'	CONSORZIO DI BONIFICA BURANA	NO	0,00
MO6A011	FOSSO 67	privato	NO	solo in caso di assenza di altri recapiti in cui è consentito scaricare si consente un limite allo scarico di 4 l/s*ha
MO6A012	FOSSO 68	privato	NO	solo in caso di assenza di altri recapiti in cui è consentito scaricare si consente un limite allo scarico di 4 l/s*ha
MO6A013	FOSSO 69	privato	NO	solo in caso di assenza di altri recapiti in cui è consentito scaricare si consente un limite allo scarico di 4 l/s*ha. Se occorre risezionare il fosso esistente dallo scarico fino alla foce
MO7A001	FOSSO 69	privato	NO	solo in caso di assenza di altri recapiti in cui è consentito scaricare si consente un limite allo scarico di 4 l/s*ha. Se occorre risezionare il fosso esistente dallo scarico fino alla foce
MO7A002	FOSSO 69	privato	NO	solo in caso di assenza di altri recapiti in cui è consentito scaricare si consente un limite allo scarico di 4 l/s*ha. Se occorre risezionare il fosso esistente dallo scarico fino alla foce
MO7A003	FOSSO 70	privato	NO	solo in caso di assenza di altri recapiti in cui è consentito scaricare si consente un limite allo scarico di 4 l/s*ha. Se occorre risezionare il fosso esistente dallo scarico fino alla foce

6. 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 tramite fosso di guardia che come già anticipato svolge 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 gli embrici, le caditoie, i bocchettoni, ecc. che necessariamente debbono scaricare prima possibile le acque defluite.

6.1. 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:

$$h = a(T)t^{n(T)} \quad 6.1$$

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

$$h = n - \frac{\ln \cdot \left(-\ln \cdot \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right)}{a} \quad 6.2$$

dove:

TR = tempo di ritorno

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

$$a = S_N / S_Y$$

\bar{Y}_N = media della variabile ridotta

S_N = deviazione standard della variabile ridotta

Y = media aritmetica delle massime altezze di pioggia osservate

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

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

TABELLA 6.1– VALORI DEI PARAMETRI (YN) E SN SECONDO GUMBELL

N	Media ridotta \bar{Y}_N									
	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									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	1,0010	1,0148	1,0270	1,0378	1,0476	1,0564	1,0644	1,0717	1,0785	1,0847
20	1,0904	1,0958	1,1008	1,1055	1,1098	1,1140	1,1178	1,1215	1,1250	1,1283
30	1,1314	1,1344	1,1372	1,1399	1,1425	1,1449	1,1473	1,1496	1,1518	1,1538
40	1,1559	1,1578	1,1597	1,1614	1,1632	1,1649	1,1665	1,1680	1,1696	1,1710
50	1,1724	1,1738	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	1,2075	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	1,2161	1,2165

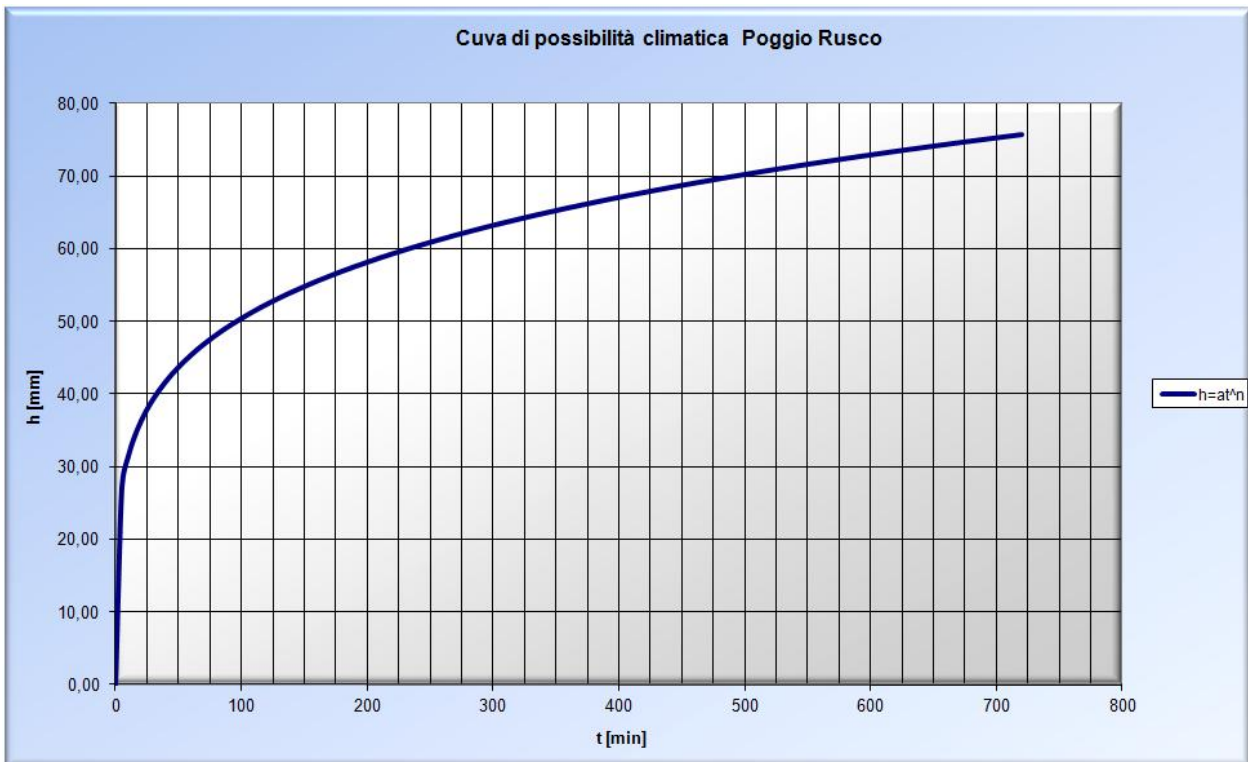
La CPP rappresentativa del tratto stradale in progetto corrisponde a quella più gravosa, che, per l'asse in esame, è quella derivata dai dati pluviometrici della stazione di Poggio Rusco

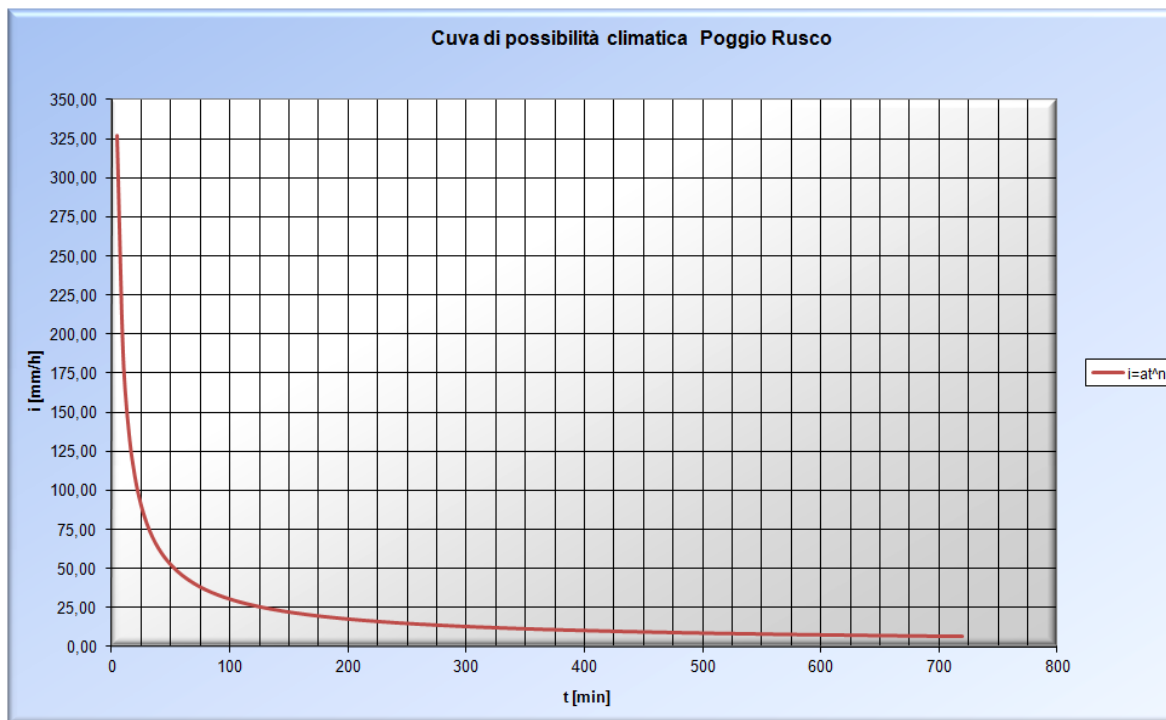
Si riportano di seguito, per il TR20 anni le tabelle riassuntive dei valori dei parametri delle CPP per i diversi tratti della viabilità in questione.

TABELLA 6.2 PARAMETRI DELLE CPP PER DURATE DI PIOGGIA SUPERIORI ALL'ORA

Km 29	
a	45.428
n	0.206

FIGURA 6.1-1- CPP PER DURATE DI PIOGGIA SUPERIORI ALL'ORA





6.2. 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.

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

6.3

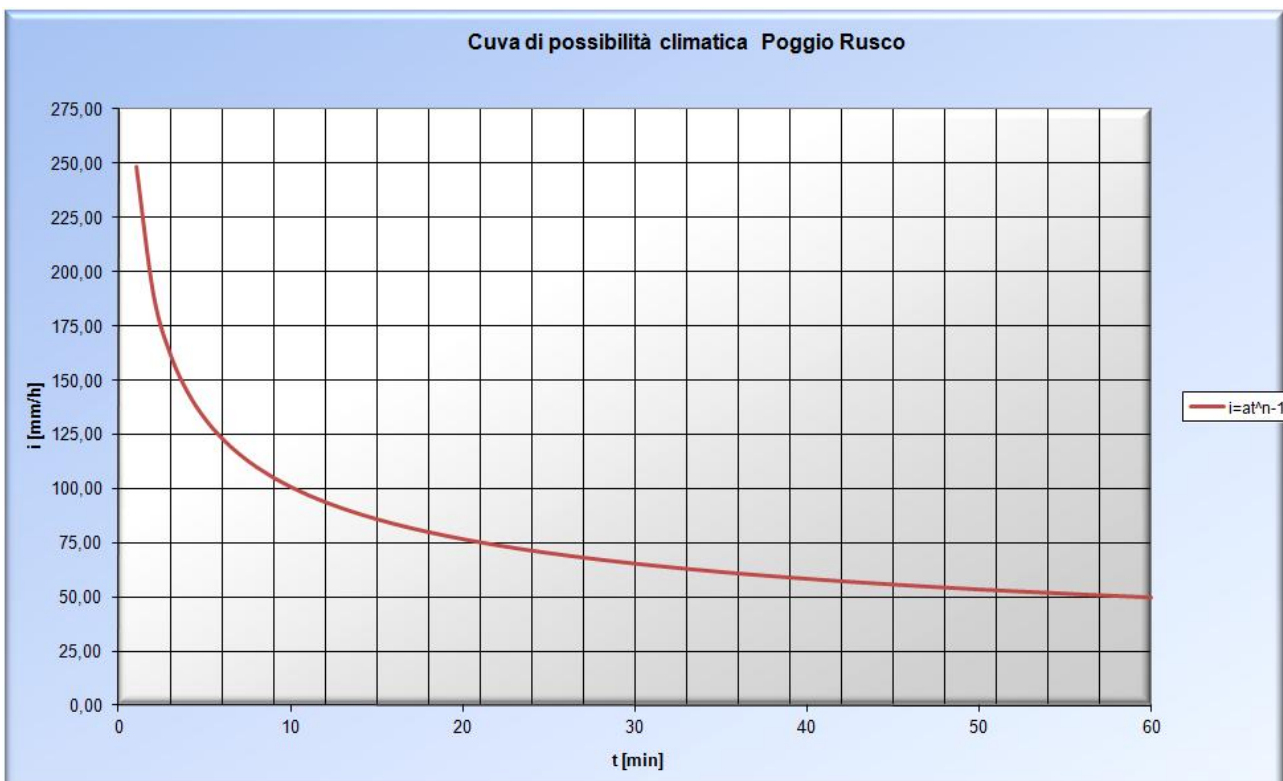
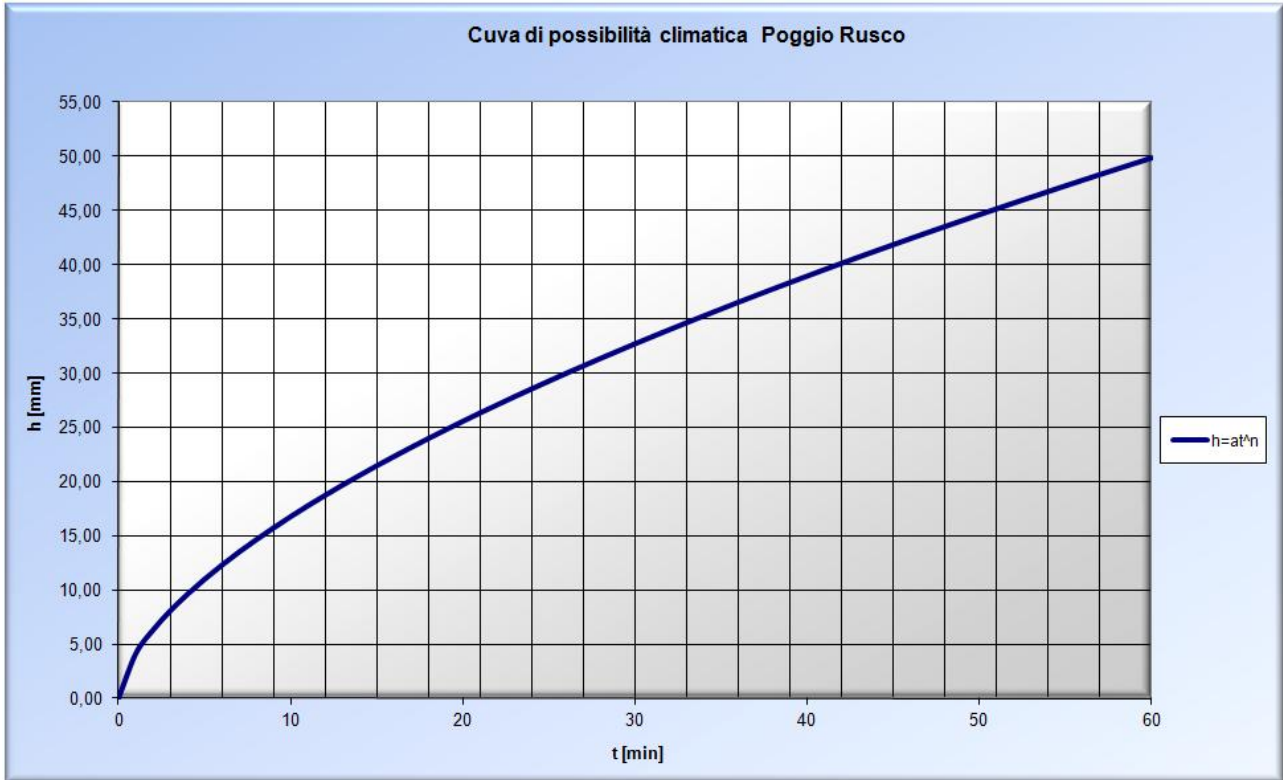
Con essa è possibile calcolare la pioggia di durata $d < 60$ minuti e tempo di ritorno T , in funzione del valore $h_{60,T}$ fornito dalla CPP relativa allo stesso periodo di ritorno.

I risultati ottenuti sono riportati nella sottostante tabella.

TABELLA 6.3 PARAMETRI DELLE CPP PER DURATE DI PIOGGIA INFERIORI ALL'ORA

Km 29	
a	49.848
n	0.608

FIGURA 6.2-1- CPP PER DURATE DI PIOGGIA INFERIORI ALL'ORA



7. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI DRENAGGIO

7.1. 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:

$$h_{max} = 0.0474 \cdot \sqrt{L_{eff} \cdot p \cdot i^{-0.2}} \quad 7.1$$

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:

$$L_{eff} = L_c \left[1 + \left(\frac{i_l}{i_t} \right)^2 \right]^{0.5} \quad 7.2$$

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

$$i = \left(\frac{L_c}{p} \right)^{0.5} + i_t^2$$

7.3

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

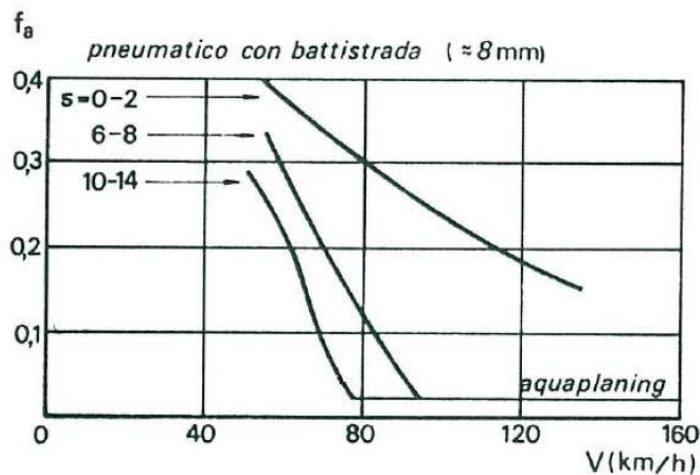


Figura 7.1-1- RAPPORTO VELO IDRICO/ADERENZA

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.

7.2. 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 7.1 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:

$$\varphi = \frac{\sum_i S_i \cdot \varphi_i}{\sum_i S_i} \quad 7.4$$

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

7.3. 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.

Il sistema è del tipo aperto, risulta perciò costituito da un sistema di canalette ad embrici che raccolgono le acque di piattaforma e che le immettono nei fossi disperdenti. Nei tratti in cui non è possibile lo scarico delle acque direttamente nei fossi di guardia, verranno posizionati pozzetti con griglia 40x40cm collegati tra loro da tubazioni in PEAD. Nel primo punto utile tali acque verranno scaricate nel recapito finale.

Lungo i ponti e i viadotti sono previsti bocchettoni DN160 con scarico nei sottostanti collettori in PVC.

7.3.1. Canaletta ad embrice

L'allontanamento delle acque dalla sede stradale al fosso di laminazione al piede del rilevato è affidato alle canalette ad embrice disposte ad interassi regolari lungo la scarpata.

Il funzionamento idraulico di un embrice può essere assimilato a quello di una soglia sfiorante; la portata sfiorata Q [m^3/s] può essere definita come:

$$Q = C_q L h \sqrt{2gh} \quad 7.5$$

nella quale:

- $C_q = 0,42$ è il coefficiente di deflusso;
- L [m] rappresenta la larghezza dell'embrice
- h [m] rappresenta l'altezza del velo liquido all'imbocco dell'embrice.

Nell'ALLEGATO II – INTERASSI SCARICHI, sono state riportate le tabelle di dimensionamento degli embrici. In particolare è stata calcolata la portata sfiorata e, dal rapporto tra quest'ultima e la portata drenata determinata con la formula razionale per unità di lunghezza, il passo minimo degli embrici al variare del tracciato.

Verranno posti embrici con passo 20 ml.

7.3.2. Pozzetti caditoia

Nei tratti lungo i quali non è possibile scaricare le acque di dilavamento mediante embrici, 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 7.3.4

Per il calcolo dell'efficienza della caditoia possono essere utilmente utilizzati i risultati ottenuti dalla John Hopkins University, in parte riportati da Stephenson [Stephenson, 1981 Developments in Water Science, 14 – Stomwater Hydrology and Drainage]. Essi fanno riferimento alla teoria delle correnti a caduta libera, la cui validità fu provata anche con salti muniti di barre longitudinali. Nel caso di derivazione totale si ha:

$$Q = 0,417 \cdot L \cdot h^2 \cdot g^{0,5} \cdot \left(h - \frac{W}{tg \vartheta} \right)^{-0,5} \quad 7.6$$

in cui L è la lunghezza della caditoia, g è l'accelerazione di gravità, W è la larghezza della caditoia, h è il carico idraulico e θ è angolo tra piattaforma e la verticale.

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 minimo delle caditoie al variare del tracciato e la relativa efficienza.

7.3.3. 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 (embrici, caditoie) 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 7..

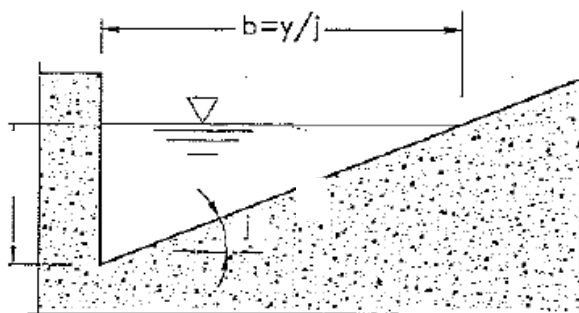


FIGURA 7.3.3-1 - SEZIONE TIPICA DI UNA BANCHINA LATERALE.

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:

$$Q = AK_s R^{2/3} i^{1/2} \quad 7.7$$

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 0.9 e un coefficiente di efflusso φ pari a 0.5 (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.

$$i = a \cdot t_c^{n-1} \quad 7.8$$

$$u = 2.78 \cdot \varphi \cdot \varepsilon \cdot i \quad 7.9$$

$$Q_{drenata} = u \cdot A \quad 7.10$$

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 (embrici e caditoie) siano in grado di smaltire la portata in arrivo, come spiegato nei precedenti paragrafi.

7.3.4. 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

$$Q = AK_s R^{2/3} i^{1/2} \quad 7.7$$

Il valore del coefficiente di scabrezza assunto è $K_s=75 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ per le tubazioni in PVC, $K_s=80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ 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.
- $0,60 < v_{\text{eff}} < 5,00 \text{ m/s}$, 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:

$$t_c = t_a + t_r \quad 7.11$$

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:

$$t_r = \sum_{i=1}^N \frac{L_i}{v_i} \quad 7.12$$

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 DEI COLLETTORI, sono riportate le verifiche idrauliche relative al dimensionamento delle condotte.

8. DIMENSIONAMENTO DEI FOSSI DI LAMINAZIONE

I fossi di guardia al piede del rilevato sono impostati in modo da garantire la laminazione delle acque di piattaforma prima del collegamento ai canali recettori. La necessità di contenere le portate scaricate nel reticolo idrico superficiale e nel contempo l'esigenza di limitare l'impatto sul territorio della nuova opera in termini di aumento delle superfici impermeabili determina il dimensionamento dei fossi di guardia, ovvero le dimensioni dei fossi sono ricavate in modo da garantire lo scarico controllato delle portate idrauliche assumendo come limite di scarico i valori richiesti dai Consorzi di competenza.

I limiti di scarico consentiti in ogni singolo corso d'acqua interferito sono riportati in **TABELLA 5.1**.

A favore di sicurezza si è abbassato il limite allo scarico a 2 l/sec*ha

Le dimensioni del fosso di guardia sono calcolate rispetto al massimo volume idrico che è necessario invasare, ipotizzando un franco di 10 cm.

I fattori che influiscono sull'effetto di laminazione operato da una vasca volano e che dunque costituiscono l'oggetto del dimensionamento sono:

- la geometria della vasca;
- le caratteristiche dei dispositivi di scarico;
- il volume massimo utile W della vasca.

Usualmente i primi due fattori vengono definiti nella fase preliminare del dimensionamento, salvo poi prevedere loro perfezionamenti successivi, così che esso si riduce principalmente all'individuazione del volume che è necessario assegnare alla vasca per ridurre la portata massima in uscita al valore desiderato Q_e , inferiore alla portata al colmo della piena entrante Q_{max} .

Di seguito verrà brevemente esposto uno dei più usuali metodi pratici approssimati per la determinazione del volume da assegnare alla vasca. Ad esso si perviene attraverso ipotesi semplificative sia sull'onda di piena in ingresso che sulle modalità di efflusso dalla vasca.

Tale metodo approssimato si basa generalmente sulla considerazione che, assegnati l'idrogramma entrante e la massima portata Q_e desiderata a valle, il massimo effetto di laminazione, cioè la riduzione del colmo con il minimo volume invasabile, si otterrebbe con un dispositivo di scarico tale da evacuare una portata costante durante tutta la fase di colmo. L'area dell'idrogramma entrante che sovrasta la linea orizzontale corrispondente alla Q_e , individua quindi il minimo volume d'invaso necessario, in tale situazione ottimale, per ottenere il desiderato effetto di laminazione.

Il metodo di dimensionamento sulla base delle sole piogge fornisce una valutazione del volume di invaso

della vasca sulla base della sola curva di possibilità pluviometrica e della portata massima, ipotizzata costante, che si vuole in uscita dalla vasca. Con questa semplicistica ipotesi il volume entrante nella vasca per effetto di una pioggia di durata θ risulta:

$$W_a = S \cdot \phi \cdot h(\theta) = S \cdot \phi \cdot a \cdot \theta^n \quad \mathbf{8.1}$$

dove ϕ è il coefficiente d'afflusso costante del bacino drenato a monte della vasca. Nello stesso tempo θ il volume uscito dalla vasca sarà:

$$W_e = Q_e \cdot \theta \quad \mathbf{8.2}$$

Il volume invasato nel serbatoio sarà dunque:

$$W = W_a - W_e = S \cdot \phi \cdot a \cdot \theta^n - Q_e \cdot \theta \quad \mathbf{8.3}$$

Il volume da assegnare alla vasca è il valore massimo W_m di questo volume che si ottiene per una precipitazione di durata θ_w critica per la vasca.

La durata θ_w è localizzata ove è massima la distanza verticale tra le due curve. Esprimendo matematicamente tale condizione di massimo si trova:

$$\theta_w = \left(\frac{Q_e}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}} \quad \mathbf{8.4}$$

e quindi:

$$W_m = S \cdot \phi \cdot a \cdot \left(\frac{Q_e}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{n}{n-1}} - Q_e \cdot \left(\frac{Q_e}{S \cdot \phi \cdot a \cdot n} \right)^{\frac{1}{n-1}} \quad \mathbf{8.5}$$

Con questo metodo le portate di piena in ingresso alla vasca vengono sopravvalutate così come, di conseguenza, anche i volumi di laminazione.

Il coefficiente di afflusso per unità di lunghezza di piattaforma è stato determinato con il seguente metodo di ragguglio:

$$\phi = \frac{B_S \cdot \phi_S + 2 \cdot B_b \cdot \phi_b}{B_{TOT}} = 0.727 \quad \mathbf{8.6}$$

in cui, ipotizzando un'altezza media di rilevato pari a 1 metro:

$B_S =$	9,50 m	Larghezza piattaforma impermeabile;
$B_b =$	3,6028 m	Larghezza banchina+rilevato+sottobanca;
$B_{TOT} = L_S + 2 \cdot L_b =$	16,7056 m	Larghezza totale

$\phi_s=0.90$ coefficiente di afflusso piattaforma impermeabile;
 $\phi_b=0.50$ coefficiente di afflusso relativo a: banchina+rilevato+sottobanca

FOSSI IN RETTIFILO

Il calcolo del volume geometrico del fosso viene effettuato sotto le seguenti ipotesi:

$b_F=$	0,50 m	larghezza fondo fosso
$h_{min}=$	0,50 m	altezza minima fosso
$y_{max}=$	0,40 m	tirante idrico massimo (franco 10 cm)
$i_S=$	3/2 (base/altezza)	pendenza scarpate
$B_F=$	1,70 m	larghezza superiore fosso
$V=$	0,440 mc/m	volume per unità di lunghezza

La procedura del calcolo del volume minimo necessario alla laminazione prevede:

Dati in ingresso (per unità di lunghezza):

$\phi=$	0,727	coeff. afflusso area
$B=0.5*B_{TOT}=$	8,3528 m	larghezza piattaforma equivalente
$S_{imp.}=$	8,35280 m ² /m	superficie impermeabile

I parametri della CPP (TR=20 anni) risultano pari a:

$a=$	45,428	
$n=$	0,206	
$q_e=$	2l/sec*ha	portata minima specifica in uscita
$Q_e=q_e*S_{imp.}=$	0,002 l/sec*m	portata in uscita
$\theta_w=$	16,922 ore	tempo dell'evento che massimizza il volume da invasare
$h=a\theta^n=$	81,355 mm	altezza di pioggia
$i=a\theta^{n-1}=$	4,808 mm/h	intensità di pioggia
$W_a=\phi S a \theta^n=$	0,494 mc/m	volume affluito
$Q_{max}=\phi*S*i=$	0,008 l/sec*m	portata max per evento di durata θ_w
$W_e=Q_e*\theta=$	0,102 mc/m	volume allontanato
$W_p=W_a-W_e=$	0,392 mc/m	volume da invasare (metodo delle piogge)

Oltre ai vincoli rappresentati dai limiti allo scarico sopra menzionati, occorre dimensionare i fossi di scolo delle acque di piattaforma stradale garantendo sempre un volume di laminazione almeno pari a 500 m³/ha di superficie impermeabilizzata. Nel caso in esame:

$W_w=500*S_{imp.}=$	0,418 mc/m	
$W=\max(W_p; W_w)$	0,418 mc/m	volume utile laminazione

Si interpola in funzione della lunghezza di piattaforma così come indicato in ALLEGATO IV, dimostrando che la **capacità di immagazzinamento specifica è sufficiente.**

FOSSI IN CURVA

Il calcolo del volume geometrico del fosso viene effettuato sotto le seguenti ipotesi:

$b_F=$	0,50 m	larghezza fondo fosso
$h_{min}=$	0,50 m	altezza minima fosso
$y_{max}=$	0,40 m	tirante idrico massimo (franco 10 cm)
$i_S=$	3/2 (base/altezza)	pendenza scarpate
$B_F=$	1,70 m	larghezza superiore fosso
$V=$	0,440 mc/m	volume per unità di lunghezza

La procedura del calcolo del volume minimo necessario alla laminazione prevede:

Dati in ingresso (per unità di lunghezza):

$\phi=$	0,727	coeff. afflusso area
$B=B_{TOT}=$	13,103 m	larghezza piattaforma equivalente
$S_{imp.}=$	13,103 m ² /m	superficie impermeabile
I parametri della CPP (TR=20 anni) risultano pari a:		
$a=$	45,428	
$n=$	0,206	
$q_e=$	2l/sec*ha	portata minima specifica in uscita
$Q_e=q_e * S_{imp.}=$	0,003 l/sec*m	portata in uscita
$\theta_w=$	16,922 ore	tempo dell'evento che massimizza il volume da invasare
$h=a\theta^n=$	81,355 mm	altezza di pioggia
$i=a\theta^{n-1}=$	4,808 mm/h	intensità di pioggia
$W_a=\phi S a \theta^n=$	0,775 mc/m	volume affluito
$Q_{max}=\phi * S * i=$	0,013 l/sec*m	portata max per evento di durata θ_w
$W_e=Q_e * \theta=$	0,160 mc/m	volume allontanato
$W_p=W_a-W_e=$	0,615 mc/m	volume da invasare (metodo delle piogge)

Oltre ai vincoli rappresentati dai limiti allo scarico sopra menzionati, occorre dimensionare i fossi di scolo delle acque di piattaforma stradale garantendo sempre un volume di laminazione almeno pari a 500 m³/ha di superficie impermeabilizzata. Nel caso in esame:

$W_w=500 * S_{imp.}=$	0,655 mc/m	
$W=max(W_p; W_w)$	0,655 mc/m	volume utile laminazione

Si interpola in funzione della lunghezza di piattaforma così come indicato in ALLEGATO IV, dimostrando che la **capacità di immagazzinamento specifica è insufficiente.**

Dai calcoli precedenti risulta evidente che la capacità di invaso specifica (cioè per unità di lunghezza) di un fosso in curva ricevente le acque provenienti dalla totalità della piattaforma stradale, risulta insufficiente. Da semplici calcolazioni matematiche la percentuale massima di curva consentita per asta, oltre la quale il volume disponibile del fosso di guardia risulta insufficiente, è pari al **21,5%**, così come indicato in ALLEGATO IV.

L'effettiva limitazione delle portate scaricate nel reticolo superficiale si ottiene prevedendo in corrispondenza della sezione terminale del fosso un opportuno setto in calcestruzzo ove è realizzato presso il fondo una luce di scarico. Il dimensionamento dell'orifizio si basa sull'applicazione dell'equazione dell'efflusso sotto battente

$$Q = \mu \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad 8.7$$

in cui:

- Q è la portata scaricata dalla luce il cui valore è fissato sulla base del limite di scarico ammissibile per lo specifico fosso in ragione della relativa superficie afferente
- μ è il coefficiente d'efflusso (pari a 0.6)
- A è la luce di efflusso (incognita da determinare)
- h è il carico sulla luce, in particolare riguardo a tale dato si deve considerare che indipendentemente dalla tipologia dei fossi esso può assumere il valore massimo tale per cui si abbia un franco idraulico di sicurezza di 5-10 cm.

Nel caso di fossi non arginati verrà considerato anche l'apporto delle acque meteoriche defluenti dai campi circostanti, per una fascia di terreno di 5 metri, considerando un coefficiente di deflusso pari a $\varphi = 0.30$.

ALLEGATO I – CALCOLO DEL VELO IDRICO

CURVA DI POSSIBILITA' CLIMATICA: $h=atn$

a= 49,848

n= 0,608

Tc (10 min)= 0,17 ore

Intensità di pioggia p= 100,62 mm/h

Sezioni			rettifilo SLmin	rettifilo SLmax	curva STmin	curva STmin	curva STmax	curva STmax
Larghezza falda stradale	WF	m	4,75	4,75	9,5	9,5	9,5	9,5
Pendenza longitudinale	SL	m/m	0,0001	0,0300	0,0001	0,0300	0,0001	0,0300
Pendenza trasversale	ST	m/m	0,025	0,025	0,025	0,025	0,070	0,070
Calcolo percorso del ruscellamento	Leff	m	4,8	7,4	9,5	14,8	9,5	10,3
Calcolo della pendenza fittizia	i	m/m	0,025	0,039	0,025	0,039	0,070	0,076
Altezza velo liquido in assenza asfalto drenante	hmax	mm	1,5	1,8	2,1	2,5	1,9	2,0

ALLEGATO II – INTERASSI SCARICHI

CURVA DI POSSIBILITA' CLIMATICA: $h=at^n$

a= 49,848

n= 0,608

Tc (10 min)= **0,17** ore

Intensità di pioggia p= 100,62 mm/h

Sezioni			rettifilo SL _{min}	rettifilo SL _{max}	curva ST _{min}	curva ST _{min}	curva ST _{max}	curva ST _{max}
Larghezza piattaforma drenata	WF	m	4,75	4,75	9,5	9,5	9,5	9,5
Pendenza stradale trasversale	i	%	0,025	0,025	0,025	0,025	0,070	0,070
Angolo sulla verticale	q	gradi	88,57	88,57	88,57	88,57	86,00	86,00
Larghezza banchina allagata	b	m	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
Altezza d'acqua massima ammissibile	h	m	0,031	0,031	0,031	0,031	0,088	0,088
Pendenza stradale longitudinale	p	m/m	0,0001	0,0300	0,0001	0,0300	0,0001	0,0300
Area di deflusso	A _d	m ²	0,020	0,020	0,020	0,020	0,055	0,055
Raggio idraulico banchina	R	m	0,016	0,016	0,016	0,016	0,041	0,041
Coefficiente di Strickler	K _s	m ^{1/3} /s	75	75	75	75	75	75
Portata longitudinale convogliata dalla banchina	Q	l/sec	0,95	16,50	0,95	16,50	4,90	84,95
Velocità di deflusso in cunetta	v	m/sec	0,05	0,82	0,05	0,82	0,09	1,54
Coefficiente udometrico	u	l/s/ha	125,88	125,88	125,88	125,88	125,88	125,88
Portata drenata/m	Q	l/s*m	0,06	0,06	0,12	0,12	0,12	0,12
Interasse scarichi		m	15,93	275,91	7,96	137,95	41,02	710,41

Verifica interasse embrici								
Carico idrico	h	m	0,031	0,031	0,031	0,031	0,088	0,088
Larghezza embrice	L	m	0,280	0,280	0,280	0,280	0,280	0,280
Portata sfiorata embrice	Q	l/sec	2,88	2,88	2,88	2,88	13,48	13,48
Interasse embrici	Xe	m	48,12	48,12	24,06	24,06	112,72	112,72
Verifica interasse caditoie								
Carico idrico	h	m	0,031	0,031	0,031	0,031	0,088	0,088
Lunghezza caditoia	L	m	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
Larghezza caditoia	W	m	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
Angolo tra piattaforma e la verticale	θ	rad	1,55	1,55	1,55	1,55	1,50	1,50
Portata transitabile caditoia	Q	l/sec	3,50	3,50	3,50	3,50	16,39	16,39
Interasse caditoie	Xc	m	58,52	58,52	29,26	29,26	137,10	137,10

ALLEGATO III – DIMENSIONAMENTO COLLETTORI-ROTATORIA De=50 m, Di= 36m

CURVA DI POSSIBILITA' CLIMATICA:

$h=at^n$

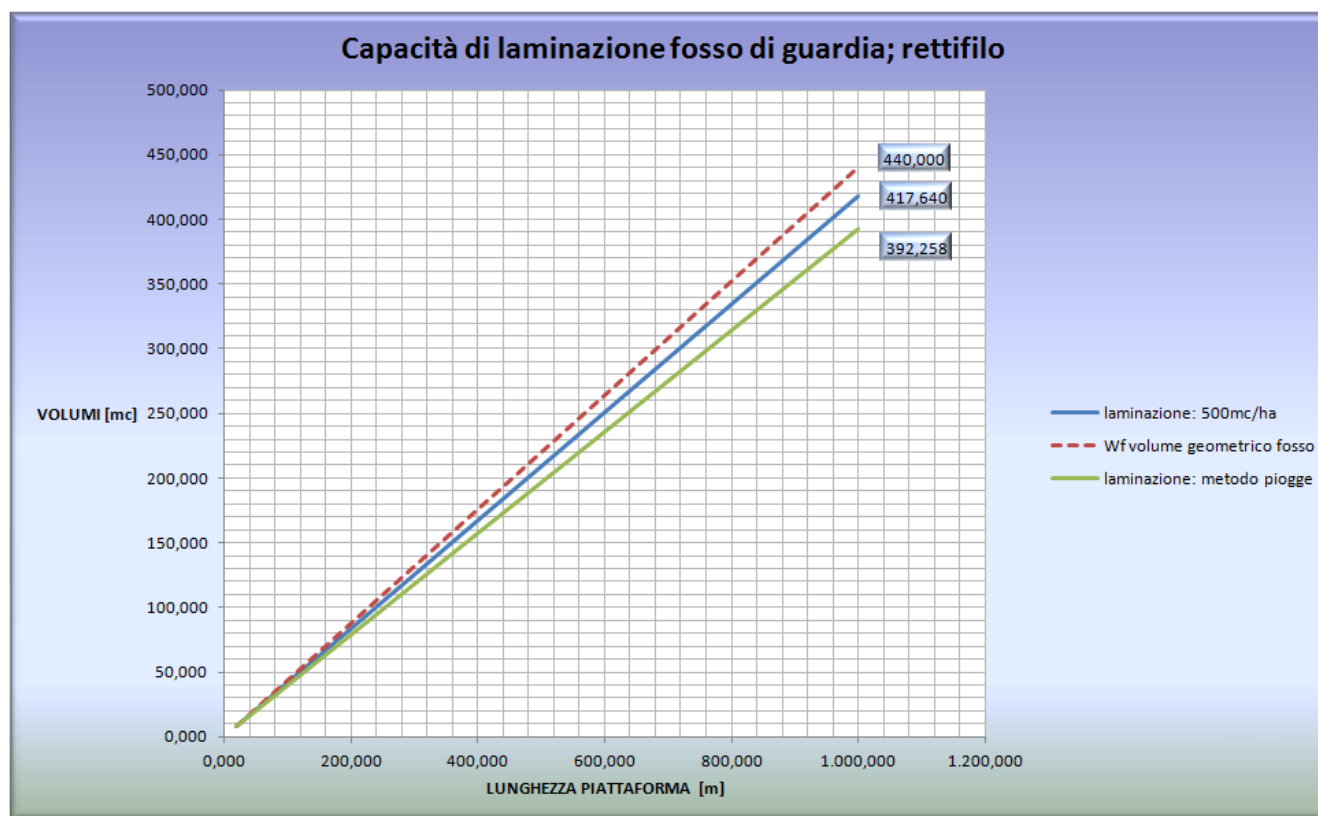
a= **49,848**

n= **0,608**

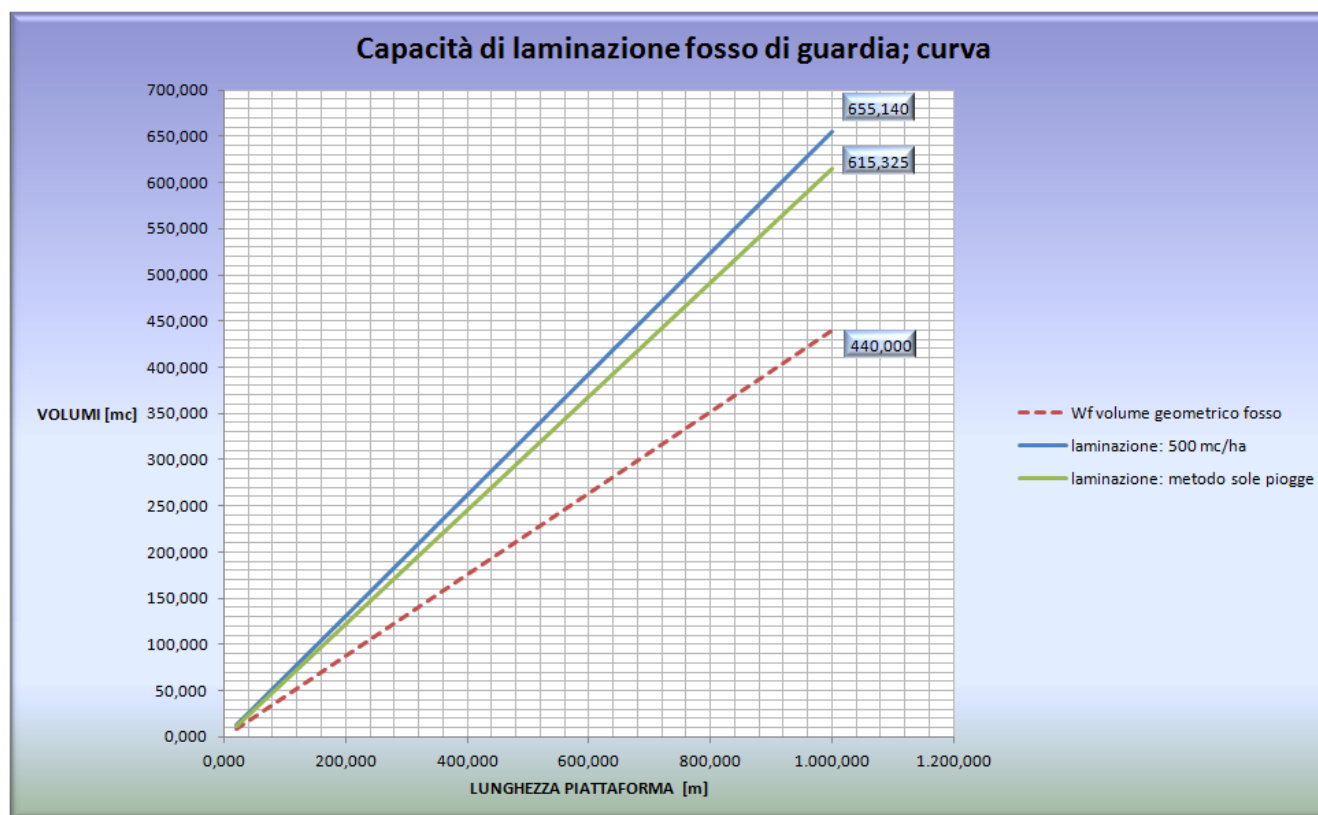
De	50,00	m
Di	36,00	m
b	7,00	m
S _{pav.}	945,14	m ²
S _{imp.}	1017,36	m ²
φ _{pav.}	0,90	
φ _{imp.}	0,50	
φ _{progetto}	0,69	

Ramo	Area [m ²]	Diametro Nominale [mm]	Pendenza	Lunghezza [m]	T ingresso [min]	Max T _{trasl} [min]	T _{corrivaz} [min]	Q _{critica} [m ³ /s]	Q _{max} riempim [m ³ /s]	h _{riempim} [m]	Rapporto di riempim.	Velocità [m/sec]
1	245,3	250	0,0010	25,00	5,0	0,69	5,69	0,006	0,013	0,09	0,38	0,38
2	735,9	315	0,0010	25,00	5,0	0,69	5,69	0,018	0,024	0,15	0,51	0,51

ALLEGATO IVa – CAPACITA' DI LAMINAZIONE FOSSI DI GUARDIA IN RETTIFILO



ALLEGATO IVb – CAPACITA' DI LAMINAZIONE FOSSI DI GUARDIA IN CURVA



ALLEGATO IVc – CALCOLO PERCENTUALE AMMISSIBILE CURVA

