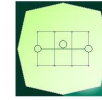


CONCEDENTE



CONCESSIONARIA



SOCIETÀ DI PROGETTO
BREBEMI SPA

CUP E3 1 B05000390007

COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE
DI CONNESSIONE TRA LE CITTA' DI
BRESCIA E MILANO

PROCEDURA AUTORIZZATIVA D. LGS 163/2006
DELIBERA C.I.P.E. DI APPROVAZIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO N° 42/2009

INTERCONNESSIONE A35-A4
PROGETTO DEFINITIVO

INTERCONNESSIONE A35-A4

PARTE GENERALE

00011 - IDRAULICA

RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

PROGETTAZIONE:



CONSORZIO B.B.M.

VERIFICA:

PER IL CONSORZIO
IL PROGETTISTA RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
IMPRESA PIZZAROTTI E C. S. P.A.
DOTT. ING. PIETRO MAZZOLI
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI PARMA N. 821

PER IL CONSORZIO
IL DIRETTORE TECNICO
IMPRESA PIZZAROTTI E C. S. P.A.
DOTT. ING. SABINO DEL BALZO
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI POTENZA N. 631

APPROVATO SdP

I.D.	IDENTIFICAZIONE ELABORATO											PROGR.		DATA:
	EMIT.	TIPO	FASE	M.A.	LOTTO	OPERA	PROG. OPERA	TRATTO	PARTI	PROGR.	PART. ODC.	STATO	REV.	MARZO 2015
60413	04	RD	D	I	I1	00	011	00	00	001	00	A	01	SCALA:

ELABORAZIONE PROGETTUALE

IL PROGETTISTA
IMPRESA PIZZAROTTI E C. S. P.A.
DOTT. ING. PIETRO MAZZOLI
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI PARMA N. 821

REVISIONE

N.	REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	DATA	CONTROLLATO	DATA	APPROVATO
A	00	EMISSIONE	04/03/15	PIACENTINI	04/03/15	MAZZOLI	04/03/15	MAZZOLI
A	01	RECEPIMENTO ISTRUTTORIA BREBEMI	25/03/15	PIACENTINI	25/03/15	MAZZOLI	25/03/15	MAZZOLI

IL CONCEDENTE



IL CONCESSIONARIO



SOCIETÀ DI PROGETTO
BREBEMI SPA

Società di Progetto
Brebemi SpA

IL PRESENTE DOCUMENTO NON POTRA' ESSERE COPIATO, RIPRODOTTO O ALTRIMENTI PUBBLICATO, IN TUTTO O IN PARTE, SENZA IL CONSENSO SCRITTO DELLA SdP BREBEMI S.P.A. OGNI UTILIZZO NON AUTORIZZATO SARÀ PERSEGUITO A NORMA DI LEGGE.
THIS DOCUMENT MAY NOT BE COPIED, REPRODUCED OR PUBLISHED, EITHER IN PART OR IN ITS ENTIRETY, WITHOUT THE WRITTEN PERMISSION OF SdP BREBEMI S.P.A. UNAUTHORIZED USE WILL BE PROSECUTED BY LAW

[Handwritten signature]


INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	INQUADRAMENTO GENERALE	5
2.1	INTRODUZIONE	5
2.2	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	5
2.3	ACQUE DI PRIMA PIOGGIA	5
3	PRINCIPALI INTERVENTI DI PROGETTO	8
3.1	VIABILITÀ IN TRINCEA	8
3.2	VIABILITÀ IN RILEVATO	9
3.3	INTERCONNESSIONE CON BARRIERA DI ESAZIONE.....	9
4	ANALISI PLUVIOMETRICA	10
4.1	DATI PLUVIOMETRICI.....	10
4.2	CURVE DI POSSIBILITÀ PLUVIOMETRICA	14
4.2.1	<i>Elaborazione statistico-probabilistica di Gumbel</i>	<i>14</i>
4.2.2	<i>Risultati.....</i>	<i>15</i>
5	PROGETTAZIONE DELLA RETE DI DRENAGGIO.....	16
5.1	PORTATE DI PROGETTO	16
5.1.1	<i>Calcolo del coefficiente di deflusso</i>	<i>16</i>
5.1.2	<i>Tempi di corrivazione</i>	<i>16</i>
5.1.3	<i>Calcolo delle portate di progetto</i>	<i>17</i>
5.2	DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DELLA RETE DI DRENAGGIO.....	18
5.2.1	<i>Elementi marginali (cunette)</i>	<i>18</i>
5.2.2	<i>Caditoie.....</i>	<i>19</i>
5.2.3	<i>Embrici</i>	<i>21</i>
5.2.4	<i>Condotte</i>	<i>21</i>
5.2.5	<i>Pozzetti separatori I e II pioggia.....</i>	<i>21</i>
6	VOLUMI DI LAMINAZIONE.....	23
7	SUPERFICI DI DISPERSIONE.....	26
7.1	TRINCEE DISPERDENTI	26
7.2	VASCHE DISPERDENTI.....	27
8	IMPIANTI DI TRATTAMENTO	29
8.1	CRITERI GENERALI PER IL DIMENSIONAMENTO.....	29
8.2	CAMPI DI APPLICAZIONE	29

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA




	Doc. N. 60413-00011-A01.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RDDI1100011000000100A	REV. 00	FOGLIO 3 di 3
--	--------------------------------	---	------------	------------------

8.3	PRINCIPI DI FUNZIONAMENTO: SEPARATORI DI IDROCARBURI.....	29
8.4	REQUISITI TECNICI	30
8.5	DIMENSIONAMENTO DEGLI IMPIANTI DI TRATTAMENTO	31

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 60413-00011-A01.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RDDI100011000000100A	REV. 00	FOGLIO 4 di 4
--	--------------------------------	--	------------	------------------

1 PREMESSA

La presente relazione idraulica è relativa al progetto definitivo dell'interconnessione tra l'A35 Milano-Bergamo-Brescia e l'A4 Milano-Venezia e della conseguente conversione dell'esistente strada di categoria C ad autostrada di categoria A.

La relazione idraulica tratta la progettazione del sistema di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche di piattaforma dell'asse stradale e delle scarpate adiacenti.

Nella progettazione si è fatta particolare attenzione alle prescrizioni normative fondamentali in materia, prevedendo il trattamento delle acque di prima pioggia

La viabilità del tratto in progetto presenta tre diverse tipologie:

- viabilità in trincea dalla progressiva 0+ 000 km alla progressiva 2+922 km;
- viabilità in rilevato dalla progressiva 2+922 km alla progressive 3+942 km;
- interconnessione con barriera di esazione dalla progressiva 3+942 km a fine intervento.

L'intervento consiste nell'ampliamento della trincea esistente in tratti limitati per la realizzazione della pavimentazione e delle finiture della carreggiata nord in direzione A4>>A35.

La carreggiata sud in direzione A35>>A4 è invece già esistente in quanto si sovrappone esattamente alla strada di categoria C, la quale costituisce, allo stato di fatto, il raccordo tra l'autostrada A35 e la Tangenziale Sud di Brescia. Tale raccordo è stato realizzato contestualmente all'autostrada A35 ed è quindi già predisposto all'ampliamento della propria sede stradale.


Tale intervento consente la trasformazione da strada di categoria C ad autostrada a doppia carreggiata con due corsie per senso di marcia di categoria A. Così come la sede stradale anche tutte le opere d'arte principali presenti sul tracciato sono già predisposte per permettere l'allargamento della carreggiata attuale.

Analogamente al tratto in trincea, anche il tratto in rilevato presenta le stesse caratteristiche. Viene quindi allargato il rilevato attuale in modo tale da permettere la realizzazione della carreggiata nord in direzione A4>>A35.

L'ultima tratta stradale oggetto del progetto è l'interconnessione con barriera di esazione tra l'A35 Milano-Bergamo-Brescia e l'A4 Milano-Venezia. La piattaforma stradale viene ampliata per accogliere la barriera di esazione e la realizzazione delle rampe che costituiscono lo svincolo e che vanno a collegare la viabilità esistente con la viabilità in progetto.

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 60413-00011-A01.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RDDII100011000000100A	REV. 00	FOGLIO 5 di 5
--	--------------------------------	---	------------	------------------

2 INQUADRAMENTO GENERALE

2.1 Introduzione

Per quanto riguarda il corretto dimensionamento delle opere per la raccolta e lo smaltimento delle acque meteoriche, viene individuato il migliore assetto da assegnare al sistema rispetto al recapito finale tenendo conto:

- della sollecitazione meteorica di progetto;
- dei vincoli dettati dalle normative vigenti;
- dei vincoli dettati dalle prescrizioni degli Enti competenti;
- dalle esistenti opere per la raccolta e lo smaltimento delle acque;
- dall'analisi delle sensibilità del sistema (fascia delle risorgive, particolari aree di ricarica degli acquiferi, aree di salvaguardia di captazioni idro potabili, vocazione ittica);
- della funzionalità del sistema di trattamento delle acque;
- della particolare situazione morfologica ed idraulica dell'area.

2.2 Riferimenti normativi

I principali riferimenti normativi utilizzati per la presente progettazione vengono riassunti di seguito:

D.lgs. 16 gennaio 2008 n.4;

Delibera CIPE di Approvazione del Progetto Definitivo n° 42/2009;

D.lgs. 3 aprile 2006 n.152;

L.R. 62/85; L.R. 26/03 ;

R.R. 4/06.

2.3 Acque di prima pioggia

Con l'emanazione del D. Lgs. n. 152/99, successivamente modificato ed integrato dal D.Lgs. n. 258/00, che ha recepito la direttiva 91/271/CEE, si sono fornite le disposizioni in materia di tutela delle acque dall'inquinamento. In particolare è stato introdotto per la prima volta il concetto di "acque di prima pioggia".

La sopracitata normativa è stata abrogata dal Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152 "Norme in materia ambientale", che riprende i principi del D. Lgs. n. 152/99 disciplinando le misure per tutela dei corpi idrici dall'inquinamento.

Il Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n.152, anche considerate le integrazioni di cui al Decreto Legislativo 16 gennaio 2008, n. 4, così recita all'art. 113:


"1. Ai fini della prevenzione di rischi idraulici ed ambientali, le regioni, previo parere del Ministero dell'ambiente e della tutela del territorio, disciplinano e attuano:

a) le forme di controllo degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento provenienti da reti fognarie separate;

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 60413-00011-A01.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RDDII100011000000100A	REV. 00	FOGLIO 6 di 6
--	--------------------------------	---	------------	------------------

b) i casi in cui può essere richiesto che le immissioni delle acque meteoriche di dilavamento, effettuate tramite altre condotte separate, siano sottoposte a particolari prescrizioni, ivi compresa l'eventuale autorizzazione.

2. Le acque meteoriche non disciplinate ai sensi del comma 1 non sono soggette a vincoli o prescrizioni derivanti dalla parte terza del presente decreto.

3. Le regioni disciplinano altresì i casi in cui può essere richiesto che le acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne siano convogliate e opportunamente trattate in impianti di depurazione per particolari condizioni nelle quali, in relazione alle attività svolte, vi sia il rischio di dilavamento da superfici impermeabili scoperte di sostanze pericolose o di sostanze che creano pregiudizio per il raggiungimento degli obiettivi di qualità dei corpi idrici.

4. E' comunque vietato lo scarico o l'immissione diretta di acque meteoriche nelle acque sotterranee".

Il D.Lgs. 152/2006 non definisce le "acque di prima pioggia" e non fornisce per esse alcuna indicazione quantitativa (altezza di precipitazione in mm) demandando alle Regioni la loro disciplina. Per contro, nel prevedere la necessità di convogliamento e trattamento in impianti di depurazione, parla esclusivamente di acque di dilavamento di superfici impermeabili scoperte.

La vigente normativa demanda alle Regioni, allo scopo di prevenire i rischi idraulici ed ambientali, la disciplina e l'attuazione delle forme di controllo degli scarichi di acque meteoriche di dilavamento. Alle Regioni spetta, quindi, il compito di prescrivere i casi in cui può essere richiesto che le acque di prima pioggia e di lavaggio di aree esterne siano canalizzate ed opportunamente trattate.


La predisposizione dei sistemi di raccolta delle acque di prima pioggia assolve 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. In questo caso il trasporto degli inquinanti nei collettori fognari e la loro immissione diretta nei corpi idrici ricettori può essere causa di notevoli danni all'ambiente, soprattutto se posta in relazione agli obiettivi di qualità dei corpi idrici stabiliti dal citato D. Lgs. n. 152/06.

Nell'ambito del presente progetto si darà pertanto grande rilevanza alla necessità di controllare e trattare il carico inquinante legato al dilavamento delle deposizioni secche, prima della restituzione delle acque di pioggia all'ambiente naturale. La stessa progettazione delle "infrastrutture stradali" è stata quindi condizionata dai vincoli imposti dai sistemi di raccolta e trattamento delle acque di prima pioggia, in particolare per quanto riguarda l'estensione delle aree imposte e l'altimetria delle opere interferenti (attraversamenti stradali ed idraulici).

Entrando nel merito specifico del presente progetto, il primo problema che si pone è quello legato all'individuazione delle soglie di intervento del sistema, in altre parole la quantificazione delle acque di prima pioggia. La legislazione vigente in materia è estremamente vaga ed incompleta. L'unico riferimento normativo esistente, che offre un approccio sistematico e razionale al problema legato alla definizione di "acque di prima pioggia", è rappresentato dalla L.R. della Lombardia n. 62/85, dalla L.R. della Lombardia n. 26/03 e dal successivo Regolamento Regionale del 24/03/2006 – n.4.

Viene pertanto adottata la definizione: "Sono considerate acque di prima pioggia quelle corrispondenti, per ogni evento meteorico, ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio. Ai fini del calcolo delle portate, si stabilisce che tale valore si verifichi in quindici minuti".


	Doc. N. 60413-00011-A01.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RDDI1100011000000100A	REV. 00	FOGLIO 7 di 7
--	--------------------------------	---	------------	------------------

Il deflusso originato da un evento di precipitazione di queste caratteristiche, che insiste sull'asse autostradale, verrà, nell'ambito della presente progettazione definitiva, opportunamente separato dalla portata eccedente e destinato ad un trattamento di disoleatura e dissabbiatura, che permetta di ridurre il carico di inquinanti ai valori imposti dalla normativa vigente ai limiti allo scarico in corpi idrici superficiali.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 60413-00011-A01.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RDDII100011000000100A	REV. 00	FOGLIO 8 di 8
--	--------------------------------	---	------------	------------------

3 PRINCIPALI INTERVENTI DI PROGETTO

3.1 Viabilità in trincea

Il tratto in trincea, dalla progressiva 0+000 km alla progressiva 2+922 km per quanto concerne il sistema di raccolta delle acque meteoriche può essere considerato suddiviso in quattro tratti aventi caratteristiche differenti.

Tratto tra la progressiva 0+000 km e la progressiva 1+260 km

Viene effettuata la raccolta delle acque meteoriche di piattaforma e scarpata tramite tubazioni o canale rivestito in conglomerato cementizio, depurata e smaltita tramite fosso drenante previsto a lato della carreggiata nord.

Nel dettaglio sulla carreggiata sud direzione A35>>A4 la raccolta delle acque di piattaforma avviene tramite la presenza di caditoie e collettori mentre sulla carreggiata nord in direzione A4>>A35 il drenaggio delle acque avviene tramite embrici, posti a passo costante lungo il ciglio esterno della carreggiata, che scaricano le acque in un fosso rivestito in conglomerato cementizio.

Il tratto considerato presenta un tratto in rettilineo dalla progressiva 0+000 km alla progressiva 0+900 km e un tratto in curva dalla progressiva 0+900 km alla progressiva 1+260 km. Data la variazione di pendenza della piattaforma stradale per il primo tratto le acque di piattaforma della carreggiata sud vengono raccolte mediante un collettore posto al ciglio esterno della carreggiata, mentre per il secondo vengono raccolte tramite il posizionamento del collettore lungo lo spartitraffico centrale alla piattaforma stradale. Entrambi i collettori presentano degli attraversamenti della piattaforma che permettono lo scarico di tali acque nel canale rivestito a lato della carreggiata nord.

Sia le acque della carreggiata sud che della carreggiata nord vengono convogliate ad un impianto di trattamento del volume di prima pioggia opportunamente dimensionato. Tale impianto scarica le acque depurate in una trincea disperdente ubicata oltre il ciglio nord dell'autostrada. Tale trincea oltre a raccogliere l'acqua depurata dall'impianto permette di raccogliere le acque provenienti dalla scarpata della trincea.

Tratto tra la progressiva 1+157 km e la progressiva 1+460 km


Nel secondo tratto, tra la progressiva 1+157 km e la progressiva 1+400 km per la carreggiata sud e tra la progressiva 1+260 km e la progressiva 1+460 km per la carreggiata nord, è presente una galleria artificiale per la quale non è presente la rete idraulica per lo smaltimento delle acque meteoriche.

Tratto tra la progressiva 1+460 km e la progressiva 2+362 km

In questo tratto il sistema di smaltimento delle acque meteoriche è costituito dalla presenza di caditoie e collettori, di opportune dimensioni, in parte esistenti e in parte di nuova realizzazione che convogliano le acque alla vasca di laminazione, anch'essa già esistente, posta alla progressiva 1+895 km. Da tale vasca le acque vengono poi evacuate tramite opportune pompe di sollevamento. Tali pompe, secondo disposizioni di norma, non possono recapitare ai ricettori superficiali una quantità d'acqua eccedente i 20 l/s/ha, limite imposto dalla normativa. Il volume della vasca di laminazione viene dimensionato non solo considerando la portata affluente corrispondente al tratto di piattaforma stradale di riferimento ma anche la possibilità di raccogliere acqua a fronte di un prolungato stop delle pompe.

APPROVATO

Società di Progetto
Brehemi SpA

	Doc. N. 60413-00011-A01.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RDDII100011000000100A	REV. 00	FOGLIO 9 di 9
--	--------------------------------	---	------------	------------------

Prima dell'immissione nella vasca di laminazione i volumi di prima pioggia vengono trattati secondo le disposizioni di norma tramite impianti di trattamento opportunamente dimensionati.

Tratto tra la progressiva 2+362 km e la progressiva 2+922 km

Nel quarto tratto il sistema di smaltimento acque è differente a seconda della carreggiata considerata.

Per quanto riguarda la carreggiata sud, quella esistente, il sistema è costituito da caditoie e collettori che convogliano l'acqua all'impianto di trattamento e alla vasca di laminazione, alla progressiva 1+895 km, sopra citata.

Il sistema di smaltimento delle acque che interessano la carreggiata nord è invece costituito da embrici a passo costante posti sul ciglio esterno della strada che convogliano l'acqua in un canale rivestito in conglomerato cementizio, opportunamente dimensionato per la raccolta dei volumi di prima pioggia. Questo permette di convogliare i volumi di prima pioggia all'impianto di sedimentazione e disoleazione che scaricherà l'acqua all'interno del bacino di laminazione disperdente posto alla progressiva 2+362 km.

A fianco di tale canale sarà presente una trincea disperdente che permette la raccolta e lo smaltimento delle acque eccedenti ai volumi di prima pioggia e quelle provenienti dalla superficie della scarpata della trincea.

3.2 Viabilità in rilevato

Per il tratto in leggero rilevato, dalla progressiva 2+922 km alla progressiva 3+942 km, il sistema dell'idraulica di piattaforma è risolto tramite la raccolta delle acque della sede stradale con embrici posti a passo costante lungo i cigli esterni di entrambe le carreggiate e con caditoie e collettori posti sullo spartitraffico centrale per i tratti in curva.

Per quanto riguarda la sede stradale di nuova realizzazione, carreggiata nord in direzione A4>>A35, l'acqua evacuata dagli embrici viene raccolta da una canaletta a sezione rettangolare in conglomerato cementizio che convoglia il volume di prima pioggia agli impianti di trattamento e, tramite apposite soglie di stramazzo scarica la portata di seconda pioggia nelle trincee disperdenti che corrono parallelamente alla canaletta stessa. Anche in questo caso, la portata di acqua trattata viene scaricata all'interno delle trincee disperdenti.

3.3 Interconnessione con barriera di esazione

Oltre la progressiva 3+942 km si realizza l'interconnessione della A35 con l'autostrada A4 e la barriera di esazione. In quest'area il sistema di smaltimento è quello dinanzi descritto per il tratto in rilevato con canaletta in conglomerato cementizio che raccoglie tramite embrici posti sul ciglio della carreggiata le acque di prima pioggia e tramite opportune soglie di stramazzo scarica l'acqua eccedente nelle trincee e/o bacini disperdenti. In limitati tratti della piattaforma stradale sono presenti caditoie con collettori che scaricano le acque nelle stesse trincee e/o bacini disperdenti.

Tutte le canalette e/o tubazioni convogliano l'acqua raccolta, corrispondente ai volumi di prima pioggia, agli impianti di trattamento posizionati in opportune piazzole idrauliche. Tali impianti scaricano i volumi di acqua trattata nelle trincee e/o bacini disperdenti sopra citati.

Società di Progetto
Brebemi SpA



4 ANALISI PLUVIOMETRICA

Le condizioni più critiche, che il sistema idraulico oggetto di studio deve essere in grado di affrontare, sono relative a:

- massima portata che la rete di drenaggio deve essere in grado di smaltire;
- massimo volume che i dispositivi di accumulo e laminazione devono essere in grado di immagazzinare.

Tali condizioni critiche si verificano rispettivamente quando (come verrà confermato nei paragrafi successivi):

- la durata dell'evento meteorico è dell'ordine dei minuti (pari al tempo di corrivazione del sottosistema idraulico in esame);
- la durata dell'evento meteorico è dell'ordine delle ore.

L'analisi pluviometrica è stata perciò svolta sia per precipitazioni di durata inferiore all'ora (scrosci), sia per precipitazioni di durata oraria.

4.1 Dati pluviometrici

Sono state reperite le serie storiche dei dati pluviometrici della stazione di Brescia (fonte: Istituto Tecnico Agrario Statale "G. Pastori").

Di seguito si riportano le coordinate Gauss – Boaga di tale stazione:

Stazione	Est	Nord
Brescia	1'598'521	5'042'096

Stazione pluviometrica di Brescia

La tabella seguente riporta le altezze di pioggia massime annue (espresse in mm) relative alle precipitazioni di durata inferiore all'ora:

Anno	Durata precipitazione [minuti]			
	15	30	45	60
1950	20	23	27	35
1951	27	47	49	50
1952	25	35	44	48
1953	12	20	32	42
1954	20	25	32	39
1955	20	25	30	33
1956	10	17	18	19
1957	15	30	32	33
1958	6	12	16	18
1959	26	36	38	40

Società di Progetto
Brebemi SpA



Anno	Durata precipitazione [minuti]			
	15	30	45	60
1960	20	24	25	26
1961	40	55	80	93
1962	20	22	24	26
1963	20	30	40	50
1964	15	18	22	26
1965	15	20	25	25
1966	40	42	43	43
1967	10	20	20	20
1968	13	27	30	33
1969	12	20	20	32
1970	15	16	18	19
1971	28	28	28	28
1972	18	18	18	19
1973	30	35	36	37
1974	20	25	29	31
1975	14	20	28	28
1976	50	50	50	50
1977	10	17	25	47
1978	12	17	22	24
1979	6	11	13	20
1980	10	15	17	19
1981	10	16	25	29
1982	25	48	73	74
1983	10	14	15	17
1984	14	17	19	20
1985	20	25	25	25
1986	15	25	28	31
1987	20	32	32	32
1988	14	20	22	25
1989	20	31	35	37
1990	15	21	29	29
1991	20	38	43	44
1992	18	19	20	22
1993	24	40	50	70
1994	12	17	26	30

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Anno	Durata precipitazione [minuti]			
	15	30	45	60
1995	26	28	30	33
1996	21	23	25	35
1997	15	24	26	30
1998	24	25	29	38
1999	21	23	23	23
2000	20	40	43	60
2001	25	35	40	46
2002	31	31	37	38
2003	10	20	30	40
2004	28	40	45	50
2005	16	20	25	28
2006	12	16	20	27

La tabella seguente riporta le altezze di pioggia massime annue (esprese in mm) relative alle precipitazioni di durata oraria:

Anno	Durata precipitazione [ore]				
	1	3	6	12	24
1950	35	75	90	94	103
1951	50	62	62	108	132
1952	48	55	55	55	58
1953	42	45	60	80	132
1954	39	45	45	45	47
1955	33	43	43	55	64
1956	19	31	40	58	58
1957	33	36	37	43	73
1958	18	22	56	93	118
1959	40	88	97	97	97
1960	26	33	39	71	79
1961	93	97	111	111	111
1962	26	34	37	43	51
1963	50	80	91	93	101
1964	26	34	34	51	63
1965	25	38	50	64	64
1966	43	45	45	45	71

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Anno	Durata precipitazione [ore]				
	1	3	6	12	24
1967	20	22	25	29	48
1968	33	63	72	72	80
1969	32	36	46	46	54
1970	19	22	30	30	56
1971	28	29	33	45	48
1972	19	22	27	40	50
1973	37	43	49	50	52
1974	31	38	42	49	69
1975	28	28	37	60	81
1976	50	50	50	72	94
1977	47	47	47	63	83
1978	24	28	45	53	53
1979	20	34	38	55	69
1980	19	23	31	57	87
1981	29	45	47	47	54
1982	74	75	75	75	89
1983	17	23	32	43	47
1984	20	40	48	50	55
1985	25	25	28	44	59
1986	31	32	34	35	64
1987	32	32	32	37	42
1988	25	52	56	56	57
1989	37	58	63	63	71
1990	29	35	35	43	49
1991	44	44	44	59	85
1992	22	32	49	68	90
1993	70	93	93	93	107
1994	30	55	61	69	74
1995	33	36	38	48	60
1996	35	40	45	59	59
1997	30	38	57	64	64
1998	38	45	64	75	80
1999	23	31	44	48	57
2000	60	85	90	118	118
2001	46	59	59	59	59

APPROVATO SDP

 Società di Progetto
Brebemi SpA



Anno	Durata precipitazione [ore]				
	1	3	6	12	24
2002	38	73	90	90	101
2003	40	54	59	59	59
2004	50	54	64	66	66
2005	28	35	36	50	56
2006	27	30	52	67	78

4.2 Curve di possibilità pluviometrica

4.2.1 Elaborazione statistico-probabilistica di Gumbel

L'elaborazione statistico-probabilistica delle precipitazioni è stata condotta utilizzando il metodo di Gumbel, già ampiamente utilizzato nella pratica progettuale.

Alle precipitazioni massime annue della durata di ore e minuti, intese come eventi estremi che costituiscono una serie di elementi tra loro indipendenti, può applicarsi la seguente descrizione statistica:

$$X(T_r) = \bar{X} + F \cdot S_X$$

essendo:

- X(Tr) il valore dell'evento caratterizzato da un tempo di ritorno Tr;
- X il valore medio degli eventi considerati;
- F il fattore di frequenza;
- SX lo scarto quadratico medio della variabile in esame.

Il metodo di Gumbel consiste nell'assegnare ad F l'espressione:

$$F = \frac{Y(T_r) - \bar{Y}_N}{S_N}$$

essendo:

- Y(Tr) variabile ridotta, funzione del tempo di ritorno;
- YN media della variabile ridotta, funzione del numero N di osservazioni;
- SN scarto quadratico medio della variabile ridotta, funzione di N.
- I valori dei parametri YN e SN sono riportati in apposite tabelle.

APPROVATO SDP

Operando la sostituzione della F nella formula precedente si ha:

$$X(T_r) = \bar{X} - \frac{S_X}{S_N} \cdot Y_N + \frac{S_X}{S_N} \cdot Y(T_r)$$

dove:

$$\bar{X} - \frac{S_X}{S_N} \cdot Y_N$$

è chiamata moda;

$$\frac{S_X}{S_N}$$

è chiamata alfa.

La funzione Y(Tr) è legata al tempo di ritorno Tr dalla relazione seguente:

$$Y(T_r) = -\ln\left(-\ln\frac{T_r - 1}{T_r}\right)$$

Dall'equazione, fissato il tempo di ritorno Tr, si ricavano per ogni durata di precipitazione i corrispondenti valori delle altezze h di precipitazione.

Interpolando poi in un piano bilogarithmico i punti così ottenuti, si trova, per il prefissato tempo di ritorno, l'equazione di possibilità pluviometrica:

$$h = at^n$$

che, data la durata dell'evento piovoso, fornisce l'altezza di pioggia al termine della precipitazione.

4.2.2 Risultati

Il dimensionamento dei sistemi di drenaggio e smaltimento delle acque di piattaforma, oggetto della presente relazione, sono stati effettuati assumendo come base di calcolo un evento meteorico con tempo di ritorno pari a 20 anni.

Per tale tempo di ritorno, relativamente alla stazione pluviometrica dell'Istituto Tecnico Agrario Statale "G. Pastori" di Brescia, sono stati ottenuti i seguenti valori dei coefficienti a e n delle curve di possibilità pluviometrica rispettivamente per temi di durata inferiore all'ora e tempi di durata oraria:

E.P.P. - Stazione Brescia		
Scrosci - Eventi durata ≤ 1 h		
Tr	a	n
(anni)	(mm ore ⁻ⁿ)	
20	64,08	0,418

E.P.P. - Stazione Brescia		
Orarie - Eventi durata 1÷24 h		
Tr	a	n
(anni)	(mm ore ⁻ⁿ)	
20	66,30	0,185

Società di Progetto
Brebemi SpA



5 PROGETTAZIONE DELLA RETE DI DRENAGGIO

5.1 Portate di progetto

5.1.1 Calcolo del coefficiente di deflusso

La precipitazione va depurata della componente destinata ad infiltrarsi nel terreno. Il coefficiente di deflusso esprime dunque la percentuale della pioggia caduta che contribuisce alla formazione delle portate. I tipi di superficie presi in considerazione ed i relativi coefficienti di deflusso sono riportati nella seguente tabella:

tipo di pavimentazione	coefficiente di deflusso
pavimentazione stradale	1.00
scarpate erbose	0.60
fosso di guardia	1.00

I valori assunti sono cautelativamente quelli relativi alle superfici già imbibite, e considerati costanti durante tutto l'evento meteorologico.

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

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

$$\phi = \frac{\sum \phi_i S_i}{\sum S_i}$$

5.1.2 Tempi di corrivazione


Il tempo di corrivazione relativo ad una determinata sezione della rete idraulica è l'intervallo di tempo necessario affinché nella sezione considerata giungano insieme i contributi di tutte le parti che formano il bacino.

Come noto in letteratura il tempo di corrivazione è dato da:

$$\tau_c = \tau_e + \tau_r$$

dove:

τ_e è il tempo di entrata in rete, in secondi, da valutarsi per i sottobacini drenanti dalle singole caditoie, assumendo poi il valore maggiore, tramite l'espressione di Mambretti e Paoletti (v. CSDU – Sistemi di fognatura Manuale di progettazione – Hoepli)

	Doc. N. 60413-00011-A01.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RDDII100011000000100A	REV. 00	FOGLIO 17 di 17
--	--------------------------------	---	------------	--------------------

$$\tau_e = \left(\frac{3600^{\frac{n-1}{4}} \cdot 0.5 \cdot l}{s^{0.375} \cdot (a \cdot \varphi \cdot S)^{0.25}} \right)^{\frac{4}{n+3}}$$

dove:

l è la massima lunghezza del deflusso superficiale del sottobacino [m];

s è la pendenza media del sottobacino [m/m];

S è la superficie del sotto-bacino [ha];

φ è il coefficiente di afflusso del sottobacino;

a ed n sono i parametri della curva di possibilità pluviometrica, con “ a ” espresso in in mm h-n.

τ_r è il tempo di rete, stimabile con la seguente formula:

$$\tau_r = \sum_i \frac{L_i}{v_{ri}}$$

con:

L_i lunghezza dell’ i -esima tubazione della rete di drenaggio a monte della sezione in esame [m].

5.1.3 Calcolo delle portate di progetto

Il calcolo della portata da allontanare dalla strada, e quindi della portata che la rete deve essere in grado di recepire, viene effettuato utilizzando il metodo razionale, il quale ben si adatta ad un caso come questo. Secondo tale metodo, la portata di colmo prodotta da un’altezza di pioggia h in un bacino di superficie S è pari a:

$$Q = \varphi \cdot \frac{Sh}{\tau_c}$$

dove:

φ : coefficiente di deflusso del bacino;

S : superficie del bacino;

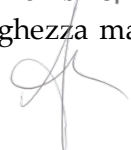
τ_c : tempo di corrivazione;


$h = a\tau^n$: altezza di precipitazione

Il bacino scolante nel punto di captazione sulla carreggiata, che è rappresentato da una caditoia o da un embrice, è evidentemente pari al prodotto della larghezza della carreggiata L_c per l’interasse (int) tra i vari punti. Il tempo di corrivazione date le limitate distanze da percorrere e le pendenze non elevate della strada, è stato posto pari a 5 minuti. Lungo l’intero tratto l’interasse degli embrici e delle caditoie è pari a 25 m. Per considerare la situazione più gravosa si considera la larghezza massima della superficie affluente pari ad una larghezza della piattaforma stradale pari a 28 m.

APPROVATO SDR

Società di Ingegneria
Brambini SpA



	Doc. N. 60413-00011-A01.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RDDII100011000000100A	REV. 00	FOGLIO 18 di 18
--	--------------------------------	---	------------	--------------------

Con i dati sopra citati è possibile ricavare il seguente valore di portata di deflusso della carreggiata da considerare come la massima possibile. Tale valore viene preso in considerazione per il dimensionamento e la verifica degli elementi idraulici appartenenti alla rete in oggetto.

$$\varphi=1, L_c= 28m, \text{int} = 25 m, t=5 \text{ min}$$

si ottiene:

$$h=at^n =12 \text{ mm (a ed n per } T_R = 20 \text{ anni)}$$

$$Q=52.9 \text{ l/s}$$

I dimensionamenti di tutti gli elementi idraulici saranno quindi eseguiti sulla portata massima, posta pari a $Q=52.9 \text{ l/s}$

5.2 Dimensionamento e verifiche della rete di drenaggio

5.2.1 Elementi marginali (cunette)

Il calcolo idraulico delle cunette si può svolgere utilizzando le formule di moto uniforme con riferimento alla portata Q che compete alla sezione terminale del tratto compreso tra due punti di captazione della portata.

La portata massima Q_c transitante nella cunetta potrà essere calcolata con la formula di Gauckler-Strickler, assumendo:

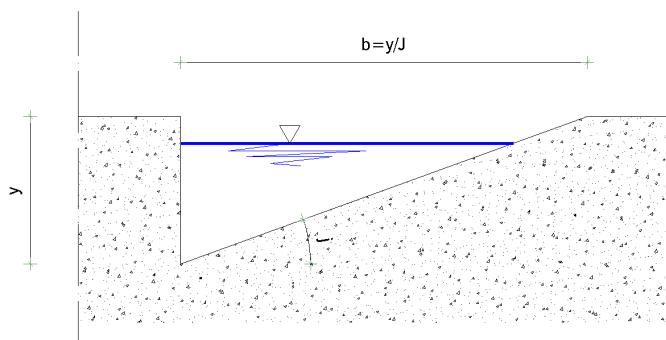
$$A = b^2 \times j / 2 : \text{area liquida nella cunetta}$$

$$R_h = b j / 2$$

i = pendenza longitudinale media della strada


$$Q = K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot i^{1/2} \cdot A \quad \text{portata calcolata con la formula di Gauckler-Strickler}$$

dove “ b ” è la larghezza della cunetta e “ j ” la sua pendenza trasversale, come mostrato nella figura di seguito riportata:



Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 60413-00011-A01.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RDDII100011000000100A	REV. 00	FOGLIO 19 di 19
--	--------------------------------	---	------------	--------------------

La portata "Q_c" calcolata in questo modo dovrà essere maggiore o uguale alla portata "Q" che defluisce dalla carreggiata.

Assumendo:

$$K_s = 85 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1};$$

$j = 0.12$, calcolata riferendosi a una cunetta di area triangolare equivalente pari all'area occupata dall'impronta d'acqua di larghezza 1 m sulla sezione stradale.

$$i = 0.005;$$

$$b = 1.0 \text{ m};$$

si ottiene:

$$Q_c = 55.27 \text{ l/s} \text{ che risulta essere maggiore della portata } Q=52.9 \text{ l/s} \text{ afferente.}$$

5.2.2 Caditoie

Si sono scelte caditoie a griglia con pozzetto non sifonato. Il dimensionamento della caditoia riguarda pertanto la determinazione delle dimensioni di ingombro da assegnare alla griglia, e la determinazione delle relative aperture. Il calcolo viene eseguito per il caso più sfavorevole, che è quello di una caditoia posta ad interasse maggiore, cioè di 25m.

Il problema relativo al calcolo della lunghezza "L" da assegnare alla caditoia per poter assicurare il drenaggio della portata "Q" è stato affrontato nell'ipotesi di moto gradualmente vario con portata decrescente e con energia specifica costante lungo il percorso sulla grata, ipotizzando inoltre che la stessa abbia aperture orizzontali rispetto al senso del moto nella cunetta stradale. In tali ipotesi, assumendo una grata piana di larghezza "l" con un carico "y", l'equazione del moto può scriversi nella forma:

$$H = y + \frac{V^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2g \times l^2 \times y^2} = \text{cost.}$$

dalla quale, posto $q = Q/l$ e sapendo che:

$$\frac{L}{H} = \frac{1}{2 \times C \times p} \times \left[\sin^{-1} \sqrt{\frac{y_0}{H} + 3} \times \sqrt{\frac{y_0}{H} \times \left(1 - \frac{y_0}{H}\right)} \right]$$

si deduce l'espressione che consente di determinare, per $y = 0$, la lunghezza "L" da assegnare alla grata:

in cui: H = energia specifica sulla grata;

y_0 = battente idrico nella sezione iniziale di ingresso alla grata;

C = coeff. di contrazione (assunto pari a 0,50);

p = frazione efficace dell'area della griglia, rapporto tra la superficie totale delle fessure e la superficie complessiva della grata.


Assumendo $l = 0.60 \text{ m}$ (larghezza della caditoia) ed $y_0 = 0.06 \text{ m}$ (carico sulla caditoia) si ottiene $H = 0.09 \text{ m}$ (Energia specifica). Con $p = 0.60$ dalla Frazione eff. Area, e arrotondando per eccesso si ottiene

$$L = 0.60 \text{ m}$$

APPROVATO SDR

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 60413-00011-A01.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RDDII100011000000100A	REV. 00	FOGLIO 20 di 20
--	--------------------------------	---	------------	--------------------

E' possibile calcolare anche "l'efficienza frontale" della caditoia come rapporto tra la portata intercettata frontalmente Q_1 e quella totale Q proveniente da monte, attraverso la formula:

$$E_0 = \frac{Q_1}{Q} = 1 - \left(1 - \frac{l}{b}\right)^{\frac{8}{3}}$$

dove b è la larghezza della cunetta. Nel caso in esame, con $b = 1.0$ m, si ottiene

$E_0 = 0.913$, e $Q_1 = 26.7$ l/s, portata captata frontalmente.

L'efficienza frontale misura la capacità della caditoia di captare il deflusso frontalmente, nel caso in cui la portata Q_1 venga captata integralmente. Perché questo avvenga è però necessario che sia soddisfatta la condizione

$$v_0 = 2.54L^{0.51} > v$$

dove v è la velocità di deflusso nella cunetta, calcolata come precedentemente con la formula di Gauckler-Strickler, assumendo un deflusso triangolare di base 1.0 m ed altezza 0.06 m. Nel caso in esame risulta, con $L=0.60$ m

$$v_0 = 1.24 \text{ m/s} > 0.49 \text{ m/s}$$

Il rendimento della caditoia, pari al rapporto tra la portata frontale effettivamente captata e quella in arrivo è pertanto massimo e pari ad 1.

All'efficienza frontale, va sommata "l'efficienza laterale", che rappresenta la capacità della caditoia di captare il deflusso lateralmente, la quale si può calcolare come

$$E_1 = Q_2/Q = 1 - E_0 = 1$$

Essendo Q_2 la portata che "passa" lateralmente, pari a $Q - Q_1 = 2.54$ l/s.

Anche in questo caso è possibile calcolare il "rendimento laterale" della caditoia, con la seguente relazione empirica:

$$R_2 = 1 + \frac{0.083v^{1.8}}{jL^{2.3}}$$

dove j è la pendenza trasversale della cunetta, che si assume pari al 6 %. Si ottiene allora $R_2 = 0.79$; cioè il 79% della portata che passa lateralmente (2.54 l/s) viene captato dalla caditoia.

La portata totale captata dalla caditoia è allora pari a 28.7 l/s, di cui 26.7 l/s captati frontalmente e circa 2.0 l/s captati lateralmente.


Avendo assunto $p=0.50$ (frazione efficace ai fini del deflusso della grata), ed essendo " $p = n \times a / l$ ", con " n " ed " a " rispettivamente numero ed apertura delle fessure, si può disporre $a=0.03$ m ed $n=10$, ottenendo una larghezza efficace di 0.60 m, compatibile con la larghezza totale della grata pari a 0.60 m. L'area efficace è allora 0.30 m x 0.50 m = 0.15 m² maggiore dei 0.1 m² consigliati in letteratura.

In definitiva le caratteristiche geometriche delle caditoie sono le seguenti:

- Caditoia a grata con luci parallele all'asse stradale
- Larghezza caditoia = 0.60 m
- Lunghezza caditoia = 0.60 m
- Larghezza minima fessure = 0.030 m
- Numero minimo fessura = 10.

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 60413-00011-A01.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RDDII100011000000100A	REV. 00	FOGLIO 21 di 21
--	--------------------------------	---	------------	--------------------

5.2.3 Embrici

Le acque dilavanti la piattaforma stradale nei tratti in rilevato vengono trasportate nei fossi di guardia mediante delle luci di sfioro, costituite dai classici embrici stradali. Si assume che tali embrici siano posizionati ad un interasse massimo di 25 m; in questo modo, la portata massima che l'embrice dovrà essere in grado di evacuare per un tempo di corrivazione pari a 5 minuti è di 52.9 l/s. In caso di particolari esigenze geometriche, gli embrici potranno essere posizionati ad una mutua distanza inferiore a 25 m; in questo caso, evidentemente, la portata che li investirà sarà minore.

Il funzionamento idraulico di un embrice può essere assimilato, con una approssimazione sufficiente al caso, a quello di una soglia sfiorante a stramazzo. In questo caso la portata di sfioro è data da:

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

con "C_q" coefficiente di portata pari a 0.385, "L" larghezza dell'embrice ed "h" altezza del velo liquido all'imbocco dell'embrice. Assumendo un velo liquido massimo sull'embrice di 10 cm, pari all'altezza della cunetta, ed una larghezza di imbocco pari 1.0 m, si ottiene una portata di 53,9 l/s. La larghezza di 1.0 m può essere assunta quindi come valore minimo.

5.2.4 Condotte

La verifica delle condotte viene effettuata ipotizzando che ciascun tratto di collettore sia percorso tutto dalla stessa portata e in condizioni di moto uniforme, utilizzando nella determinazione della portata la formula di Gauckler -Strickler:

$$Q = A K_s R_H^{2/3} i^{1/2}$$

dove:

- Q = portata;
- A = sezione liquida;
- K_s = coefficiente di Strickler;
- R_H = raggio idraulico;
- i = pendenza longitudinale.

Fissati un coefficiente di scabrezza K_s ed 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 calcolata con il metodo razionale.

Il valore del coefficiente di scabrezza assunto è K_s=70 m^{1/3}/s. La scelta cautelativa è stata effettuata per poter valutare in un secondo tempo la possibilità di utilizzare l'uno o l'altro materiale a seconda delle esigenze specifiche.

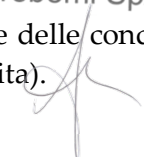
Nella determinazione del diametro ottimale, si è cercato di mantenere il grado di riempimento della condotta attorno a valori $y/D=0.80$.

5.2.5 Pozzetti separatori I e II pioggia

Lungo la rete di smaltimento si prevedono elementi scolmatori per la separazione della prima pioggia. Con la stessa funzione vengono previste soglie di stramazzo lungo le canalette in conglomerato cementizio previste a bordo strada.

Questi elementi sono dimensionati tenendo conto dell'effettiva portata di progetto e delle condizioni idrauliche al contorno (tirante nella tubazione mista in arrivo e delle tubazioni in uscita).

Società di Progetto
Brebemi SpA



Le quote delle tubazioni, del setto (soglia a battente) e del petto sfiorante sono tali da garantire il deflusso della portata di prima pioggia nell'apposita condotta e lo sfioro e l'allontanamento della portata in eccesso (di seconda pioggia).

La quota del petto e del setto (P) sono pari al tirante nella tubazione di prima pioggia nelle condizioni di progetto, in modo tale da trattare sempre la portata desiderata.

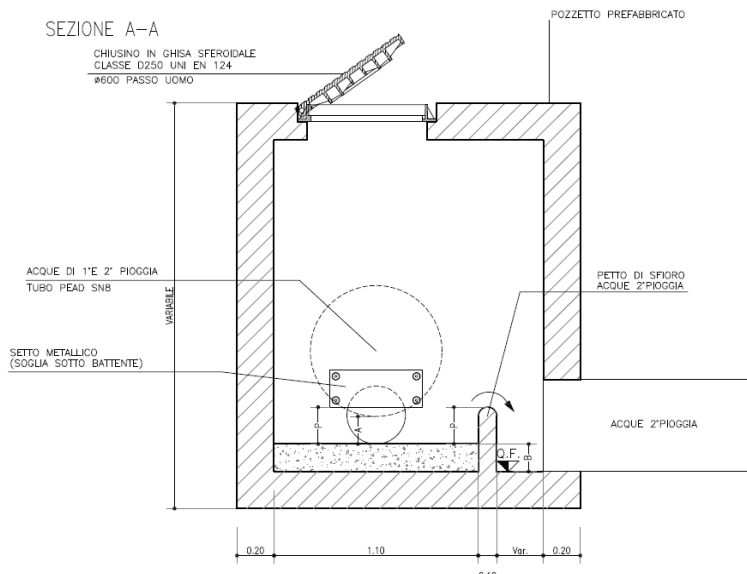
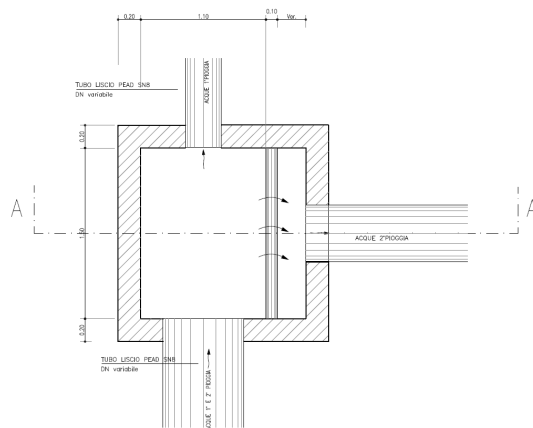
All'aumentare della portata, quella in eccesso, supera lo sfioro e viene allontanata dalla tubazione di seconda pioggia.

Nelle condizioni di progetto, le quote dei tubi sono tali per cui:

- il tirante nella tubazione in ingresso sia pari al tirante nel pozzetto, dato dal carico sul petto (in modo da non avere fenomeni di rigurgito nella tubazione in arrivo);
- il tirante nella tubazione di seconda pioggia sia pari all'altezza del petto di sfioro (in modo da non avere fenomeni di rigurgito del profilo sfiorante).

Da queste condizioni si ricavano le quote, rispettivamente, dei parametri A e B.

Il carico sullo sfioro è stato calcolato esplicitando l'altezza h_0 dalla formula di Belanger per stramazzi in parete grossa: $Q = 0.385 \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot h_0^{3/2}$



Pozzetto separatore

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

In modo del tutto analogo sono state verificate le soglie di stramazzo previste sulle canalette in conglomerato cementizio.

6 VOLUMI DI LAMINAZIONE

La necessità di laminare le portate di piena si presenta per le condotte di raccolta in trincea, prima del recapito.

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 non può essere superiore, su indicazione degli Enti gestori interessati, a quella derivante da un coefficiente udometrico pari a 20 l/s ha.

Al fine di valutare il volume necessario da attribuire ai bacini di laminazione è stata valutata la possibilità che gli impianti di sollevamento possano non funzionare per un tempo pari a 2 ore (fissate come limite massimo per l'intervento e ripristino da parte di tecnici incaricati).

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 , ad un certo tempo θ , è data dalla differenza tra volume entrante V_e e volume uscente V_u :

$$V_i = V_e - V_u$$

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 :

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

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

$$V_u = Q_u \theta$$

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

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

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

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

da cui:

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

Nel rispetto delle restrizioni imposte dagli Enti gestori, la portata restituita all'idrografia superficiale (eventualmente mediante un impianto di sollevamento nel caso di viabilità in trincea) sarà quella corrispondente ad un coefficiente udometrico pari a 20 l/s, ovvero sarà:

$$Q_u = u_{max} S = 160 \text{ l/s}$$

u_{max} coefficiente udometrico pari a 20 l/s, ha.

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 portano a valori di $\theta_p = 1.5 \div 2$ ore.

APPROVATO SDP

Se di deflusso (ϕ) è
Bresbani SpA



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.

Per la viabilità in trincea, l'ipotesi di stop pompe di 2 ore risulta essere la più cautelativa, in quanto da luogo a volumi di accumulo maggiori e sulla base di essa si è determinato il valore del volume da invasare. Il volume da invasare nel caso di un evento meteorico di durata θ (superiore alle 2 ore) risulta:

$$V_i = \varphi S a \theta^n - Q_u (\theta - 2)$$

Questo assume il suo valore massimo per la stessa durata di pioggia, θ_p , relativa al caso precedente. L'entità temporale di tale evento critico, con i dati in questione, non supera mai il valore di 2 ore.

Pertanto il massimo volume da invasare, nell'ipotesi di stop pompe di 2 ore, risulta:

$$V_i = \varphi S a 2^n$$

Viene stabilito un volume d'accumulo corrispondente ad una precipitazione di durata pari a 2 ore.

Si è, inoltre, verificato che gli incrementi di volume afferente, per eventi di durata superiore alle due ore, siano inferiori al volume allontanato dall'impianto di sollevamento. Si dimostra infatti, utilizzando la curva di possibilità pluviometrica per le piogge orarie:

$$h(t=120') = 75,321 \text{ mm}$$

$$h(t=121') = 75,437 \text{ mm}$$

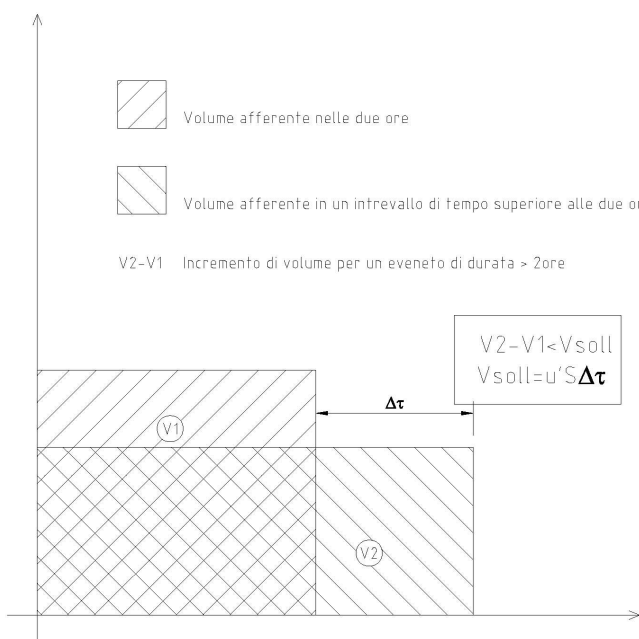
che l'incremento di volume in termini di precipitazione è pari a:

$$\Delta h = 0.116 \text{ mm}$$

mentre il contributo scaricabile, tradotto in termini di precipitazione è pari a:

$$\Delta h_{scar} = 0.120 \text{ mm}$$

In altre parole si è verificato che, una volta ripristinato il funzionamento delle pompe, queste siano effettivamente in grado di svuotare progressivamente il volume accumulato.




Tale circostanza è risultata essere sempre verificata.

Società di Progetto
Brebemi SpA



APPROVATO SDP

	Doc. N. 60413-00011-A01.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RDDI1100011000000100A	REV. 00	FOGLIO 25 di 25
--	--------------------------------	---	------------	--------------------

Considerando i parametri relativi alla specifica situazione di progetto

$$A=56.000 \text{ m}^2$$

$$\varphi=1$$

$$\theta = 2\text{h}$$

$$a = 0.06630 \text{ m/h}$$

$$n = 0.185$$

si ottiene il seguente volume di laminazione:

$$V = 4200 \text{ m}^3,$$

il quale risulta abbondantemente superiore al volume della vasca di laminazione esistente pari a 5500 m³.con un'area pari a1500 m²

Vengono previsti due impianti di sedimentazione e disoleazione per la portata di acqua in ingresso alla vasca.

La vasca scarica in esistenti canali la cui portata esitabile è, dalle verifiche condotte a moto uniforme, sempre superiore a quella in essi scaricata.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



7 SUPERFICI DI DISPERSIONE

7.1 Trincee disperdenti

Per la verifica di trincee disperdenti, data la tratta su cui si prevede l'inserimento, caratterizzata da una falda bassa per la presenza di ghiaie e sabbie, si è ipotizzato per il calcolo il caso di falda posta a profondità indefinita.

Lo schema di calcolo riguarda il caso di un canale disperdente simmetrico rispetto all'asse, avente uno specchio liquido pari a b e profondità massima H come nella figura sotto riportata.

La portata Q proveniente dal canale è data dalla formula adimensionale:

$$\frac{q}{KH} = \frac{b}{H} + C$$

dove :

q = portata unitaria;

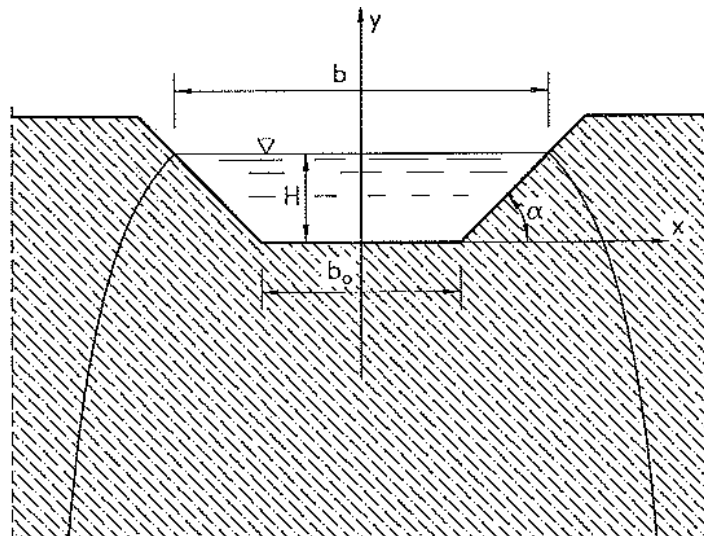
K = permeabilità del terreno;

H = altezza del tirante idraulico;

b = specchio liquido;

C = coefficiente funzione della scarpa $n = \cotang\alpha$.

La formula vale per profondità del tirante y paragonabili alla larghezza dello specchio d'acqua b dove la velocità è pressoché uniforme con $n = Ki = K$ per essere $i = 1$ e larghezza $L = B+2H$



Sono stati considerati i seguenti dati:

$K = 10^{-4}$ m/s permeabilità del terreno;

$b = 3.30$ m larghezza media dello specchio d'acqua.

$H = 1.00$ m

Società di Progetto
Brebemi SpA



Utilizzando la formula sopra riportata integrando nel tempo dt, otteniamo le due tabelle sotto riportate.

t (ore)	dt (ore)	dt (s)	ho (m)	q m ³ /s,m	q l/s,m
0	0.2	720	1.000	0.00053	0.5300
0.2	0.2	720	0.884	0.00051	0.5069
0.4	0.2	720	0.774	0.00048	0.4848
0.6	0.2	720	0.668	0.00046	0.4636
0.8	0.2	720	0.567	0.00044	0.4434
1	0.2	720	0.470	0.00042	0.4240
1.2	0.2	720	0.378	0.00041	0.4055
1.4	0.2	720	0.289	0.00039	0.3878
1.6	0.2	720	0.205	0.00037	0.3709
1.8	0.2	720	0.124	0.00035	0.3547
2	0.2	720	0.046	0.00034	0.3392
2.2	0.2	720	0.000	0.00000	0.0000
2.4	0.2	720	0.000	0.00000	0.0000
2.6	0.2	720	0.000	0.00000	0.0000
2.8	0.2	720	0.000	0.00000	0.0000
3	0.2	720	0.000	0.00000	0.0000

La portata massima di dispersione è pari a 0.53 l/s,m e il tempo di svuotamento è pari a 2 ore.

Prendendo in considerazione una trincea disperdente con base 1.30 m e altezza 1.0 m, abbiamo per un lunghezza di 100 m una portata dispersa pari a 53 l/s.

7.2 Vasche disperdenti

Nel caso di viabilità in trincea, il volume di invaso viene realizzato in vasche di laminazione opportunamente dimensionate e collocate esternamente al tracciato. Tali vasche sono costituite da bacini in scavo disperdenti, con scarpa 3/2.

Il volume delle vasche disperdenti è stato calcolato anche in questo caso con il metodo delle sole piogge.

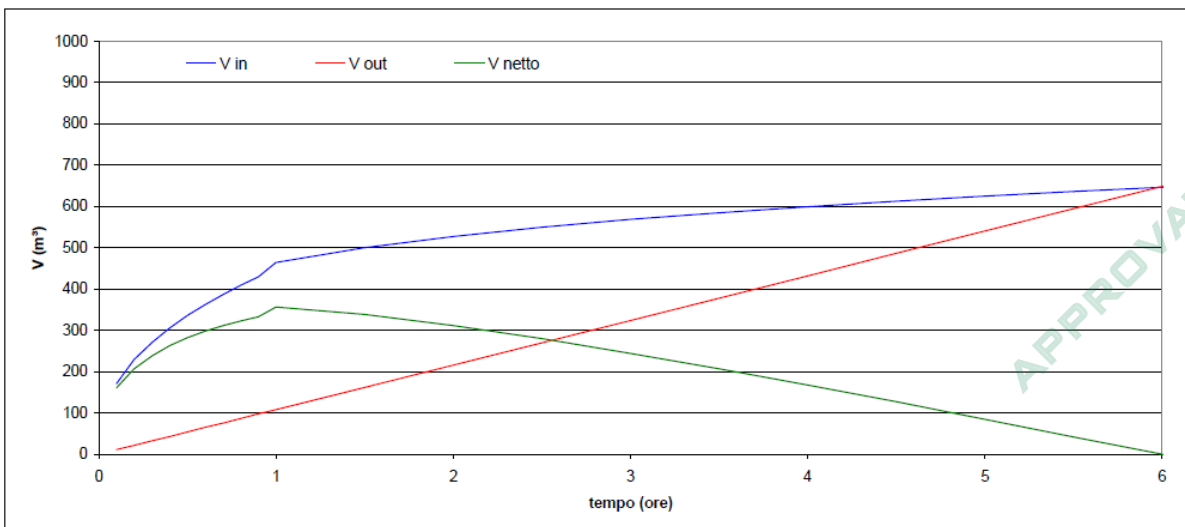
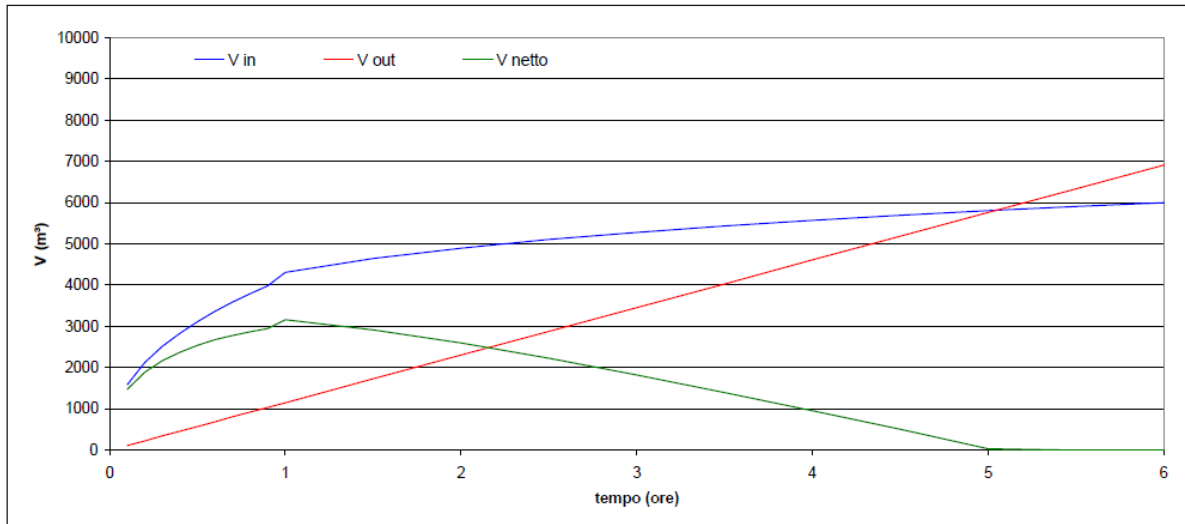
In questo caso, però, il volume uscente per dispersione al tempo t, è posto pari a $V_{out} = K \cdot A \cdot h \cdot t$; dove $K=10^{-4}$ m/s è il coefficiente di dispersione, A l'area della vasca e h il tirante massimo utile.

Società di Progetto
Sirelli SpA



La portata in arrivo, come spiegato anche al capitolo 6, è legata al tempo di pioggia e quindi decrescente nel tempo. L'integrale nel tempo della portata (curva blu nei grafici sotto riportati) rappresenta il volume in ingresso alla vasca corrispondente ad un certo tempo di pioggia e presenta un andamento sempre crescente in modo sub lineare.


La portata uscente, ipotizzando un tirante costante in vasca pari al tirante massimo ammesso, è costante nel tempo quindi il suo integrale (curva rossa nei grafici sotto riportati), ha un andamento linearmente crescente nel tempo. La differenza tra le due curve (curva verde nei grafici di Figura 5), rappresenta il volume di laminazione al tempo t. Il massimo valore raggiunto rappresenta il minimo volume da assegnare alla vasca disperdente.



Curve del serbatoio, riferite alle vasche di dispersione dello svincolo SVA01. In alto le curve riferite alla vasca a servizio dell'asse principale, in basso quella a servizio della rampa B.

La vasca disperdente posta alla progressiva 2+362 km presenta una superficie drenante pari a 1200m², e ammettendo un tirante di 1,5 m, permette di ottenere un volume di laminazione pari a 1800 m³.

Di conseguenza considerando come coefficiente di permeabilità k un valore pari a 10⁻⁴ m/s

	Doc. N. 60413-00011-A01.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RDDII100011000000100A	REV. 00	FOGLIO 29 di 29
--	--------------------------------	---	------------	--------------------

8 IMPIANTI DI TRATTAMENTO

8.1 Criteri generali per il dimensionamento

Nella progettazione definitiva dell'asse autostradale e dell'interconnessione con barriera, la scelta progettuale per il trattamento delle acque di prima pioggia è ricaduta su un sistema di disoleatura e dissabbiatura in continuo secondo norme UNI EN 858, dimensionato per una portata corrispondente ad un'intensità di precipitazione pari a 30 mm/ora. Si è ritenuto in tal modo di poter garantire le caratteristiche qualitative alle acque scaricate nella rete superficiale, evitando la realizzazione di bacini di accumulo. Ciò consente la realizzazione del solo sistema di trattamento, garantendo il trattamento di un maggior numero di eventi meteorici l'anno.

Gli impianti adottati sono di dimensioni diverse, in relazione al bacino afferente alla piazzola idraulica in cui sono alloggiati e, quindi, alle portate in gioco.

Per gli impianti di trattamento è prevista la manutenzione periodica con relativo smaltimento dei residui inquinanti trattenuti.

I separatori di idrocarburi trovano applicazione nel trattamento delle acque meteoriche o di lavaggio di:

- Piazzali di sosta, aree di lavaggio automezzi, parcheggi coperti e scoperti;
- Officine meccaniche, carrozzerie;
- Aeroporti, autodromi e depositi ferroviari.

8.2 Campi di applicazione

La normativa vigente (UNI EN 858) regola in modo specifico le caratteristiche costruttive, il dimensionamento e le modalità di certificazione degli impianti di separazione.

Tale norma divide i separatori di oli minerali in due classi:

- Classe I - separatori che garantiscono un tenore di idrocarburi all'uscita <5 mg/l (a questa categoria appartengono i separatori con elemento a coalescenza o filtro lamellare);
- Classe II - separatori che garantiscono un tenore di idrocarburi all'uscita <100 mg/l.

A questa categoria appartengono i separatori senza elemento a coalescenza.


La normativa nazionale (D.Lgs 152/99 e succ. modifiche e integrazioni) precisa che la concentrazione di oli minerali nelle acque di scarico deve essere inferiore a 10 mg/litro per scarico in fognatura ed inferiore a 5 mg/litro per lo scarico in acque superficiali.

8.3 Principi di funzionamento: separatori di idrocarburi

Le acque di prima pioggia provenienti dalle aree pavimentate, confluiranno nella vasca di sedimentazione, integrata nel separatore o posta a monte dello stesso. Nel sedimentatore avviene la separazione dei solidi e, in generale, del materiale inerte avente densità maggiore dell'acqua. Per il principio di gravità, nel comparto di disoleazione, gli oli si separano dall'acqua: l'olio, più leggero dell'acqua, galleggia in superficie. Questo processo è potenziato dall'effetto dell'inserito a coalescenza che permette la separazione delle microparticelle oleose.

APPROVATO SDR

[Firma]
 [Stempe]

	Doc. N. 60413-00011-A01.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RDDII100011000000100A	REV. 00	FOGLIO 30 di 30
--	--------------------------------	---	------------	--------------------

Le gocce di dimensioni maggiori, spinte dall'acqua, risalgono in superficie e creano uno strato di spessore crescente; le particelle più piccole, invece, sono assorbite dall'inserito a coalescenza, si ingrossano aggregandosi e, al raggiungimento di una determinata dimensione, si staccano dal filtro e risalgono in superficie. L'impianto è dotato di un galleggiante di sicurezza che si abbassa man mano che la quantità di olio separata in superficie aumenta e, raggiunto il volume massimo ammissibile, chiude lo scarico del separatore impedendo la fuoriuscita di olio, attraverso un otturatore dotato di guarnizione ermetica. La necessità di svuotamento delle vasche può essere segnalata automaticamente dall'apposito dispositivo di allarme. In base alla potenzialità richiesta, gli impianti possono essere realizzati in vasche monolitiche, oppure separatori con sedimentatore a monte, o serie di separatori e sedimentatori posti in parallelo. Nel caso di portate elevate o nelle zone soggette a piogge eccezionali, l'impianto può essere dotato di un by-pass per le acque in esubero. Il by-pass può essere integrato nel separatore oppure collocato nel sedimentatore a monte del separatore stesso.

8.4 Requisiti tecnici

Gli impianti di separazione per liquidi leggeri e i rispettivi componenti devono essere conformi ai requisiti relativi al materiale specificato.

Gli impianti di separazione possono essere realizzati con:

- calcestruzzo non armato, fibrocemento, calcestruzzo armato;
- materiali metallici: ghisa, acciaio inossidabile, acciaio;
- materie plastiche: materie plastiche rinforzate con fibre di vetro, polietilene.

Calcestruzzo

Il calcestruzzo deve soddisfare la classe di resistenza alla compressione minima C 35/45 in conformità al punto 4.3.1 della EN 206-1:2001.

Materiali di tenuta

Per gli impianti di separazione devono essere utilizzati esclusivamente elastomeri (gomma) o materiali di tenuta elastici permanenti. Non devono essere utilizzati malta di cemento e cementi sigillanti o composti simili.

Le guarnizioni di gomma devono soddisfare i requisiti della EN 681-1, tipo WC, e la loro durezza per i giunti non deve essere minore di 40 IRHD, conformemente alla ISO 48.

Le guarnizioni di elastomeri continuamente a contatto con acque reflue e/o liquidi leggeri devono soddisfare i requisiti della EN 682, Tipo GB.

Classi di separatori

Esistono due classi di separatori, definita sulla base del contenuto massimo ammissibile di olio residuo. Questo parametro viene garantito in funzione della tecnica di separazione che può essere:

- Classe I: contenuto massimo ammissibile = 5,0 mg/l (Separatori coalescenti);
- Classe II: contenuto massimo ammissibile = 100 mg/l (Separatori a gravità).

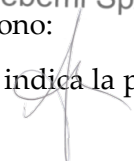
Negli impianti in progetto saranno utilizzati separatori di CLASSE I.

Dimensioni nominali (Ns)

Le dimensioni nominali preferenziali per impianti di separazione per liquidi leggeri sono:

1, 5, 3, 6, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 65, 80, 100, 125, 150, 200, 300, 400 e 500, dove il numero indica la portata espressa in l/s.

Società di Progetto
Brebemi SpA



Per la determinazione del tipo di vasca sono da considerarsi i seguenti vincoli:

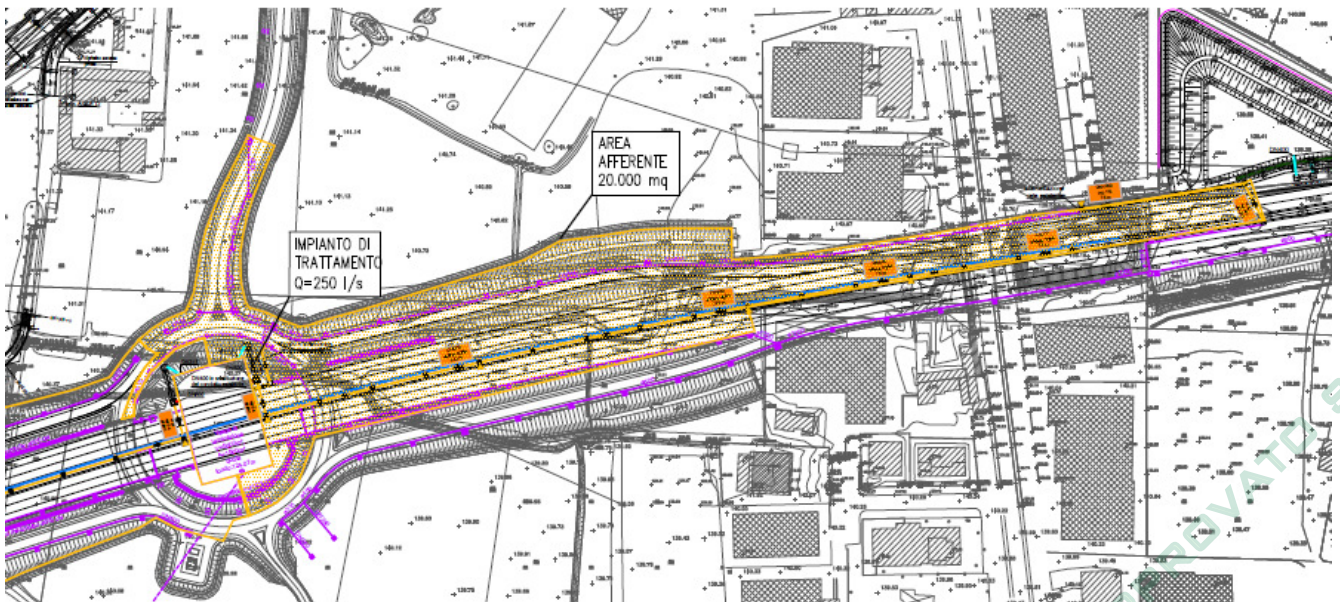
- in classe I;
- classe disoleazione i pari a 5 mg/l;
- deve avere il filtro coalescente;
- il sistema deve essere dotato d'impianto d'otturazione posto in uscita dalla vasca.

8.5 Dimensionamento degli impianti di trattamento

Per il dimensionamento dei vari impianti di trattamento presenti, si è tenuto conto di una portata corrispondente ad un'intensità di precipitazione pari a 30 mm/ora e dell'area afferente all'impianto.

Considerando un valore di coefficiente udometrico u pari a 30 mm/ora risulta immediato il calcolo della portata in arrivo agli impianti di trattamento di prima pioggia conoscendo le aree afferenti.

Di seguito sono riportati i calcoli delle portate afferenti dei più significativi impianti di trattamento.

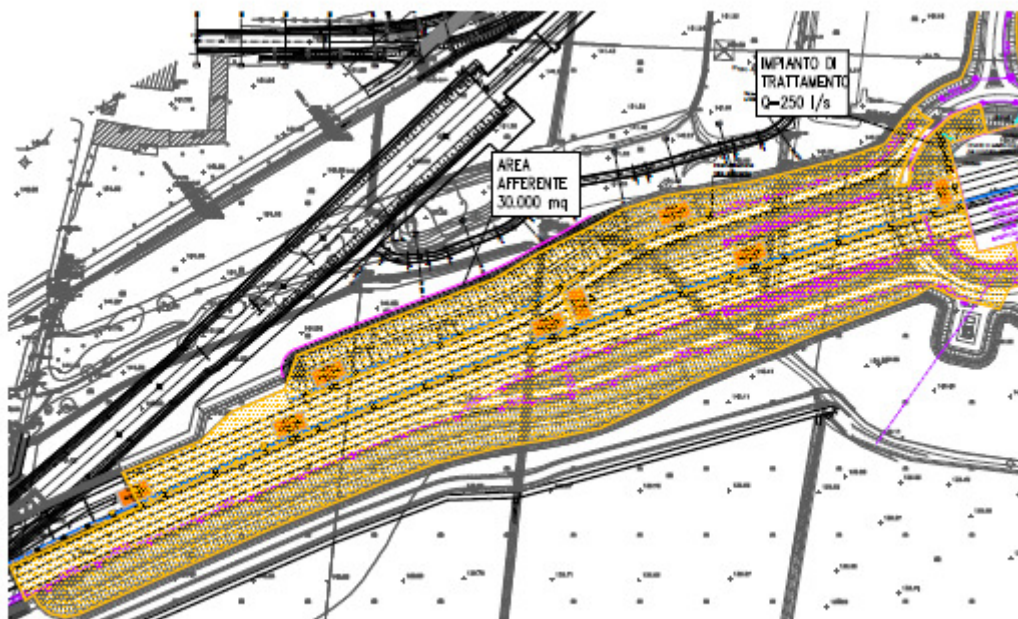


Per i restanti impianti di trattamento si è proceduto in analogia a quelli indicati.

$$A = 20.000 \text{ mq}$$

$$Q = u \cdot A = 166 \text{ l/s}$$

Si ritiene opportuno un impianto con una portata nominale di $Q=250 \text{ l/s}$



$$A = 30.000 \text{ mq}$$

$$Q = u \cdot A = 233 \text{ l/s}$$

Si ritiene opportuno un impianto con una portata nominale di $Q=250 \text{ l/s}$

Nelle zone in cui la superficie afferente è maggiore di quella riportata non sarà sufficiente un solo impianto di trattamento, questo avviene per il trattamento dell'acqua che verrà immessa nella vasca di laminazione esistente. In questo caso sono stati predisposti due impianti di sedimentazione e disoleazione, uno che tratta l'acqua dalla superficie dell'asse stradale est e un ulteriore impianto che depura quella relativa alla parte ovest.

L'estensione delle superfici afferenti ai sistemi di trattamento e smaltimento varia tra 6600 m^2 e 30000 m^2 .

Secondo i criteri dinanzi riportati, vengono riportate:

- le portate di prima pioggia Q_1 da trattare in impianti di sedimentazione e disoleazione;
- le portate totali Q_t , definite considerando il contributo delle portate di prima e seconda pioggia, verranno convogliate e smaltite in bacini disperdenti;
- i volumi minimi V_b dei bacini disperdenti.

A [m ²]	Q ₁ [l/s]	Q ₁ +Q ₂ =Q _t [l/s]	V _b [m ³]
6600	55	350	480
10000	84	430	735
15000	125	800	1095
18000	149	968	1320
20000	167	1075	1455
30000	249	1613	2190

Le acque vengono convogliate ai suddetti sistemi di trattamento e smaltimento tramite canali in conglomerato cementizio; di questi elementi vengono riportate le caratteristiche geometriche e le portate massime.

La portata utile delle due tipologie di canalette è di seguito tabellata al variare della pendenza longitudinale delle stesse e a parità del grado di riempimento all'80%.

Pendenza longitudinale [%]	Q canale rettangolare [l/s] (H=70 cm; B=56 cm)	Q canale trapezoidale [l/s] (H=50cm \ Bmin =50cm \ Bmax=50cm)
0.1	174	485
0.3	297	840
0.5	390	1083
0.7	468	1282
1	560	1532
1.2	613	1678

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

