

PROGETTO DEFINITIVO MARINA DI MARSALA FUTURO PIANO REGOLATORE PORTUALE



Tav.	Stato Progetto	DEFINITIVO	Rev.	Data	Sett. 2011	Scala
------	----------------	------------	------	------	------------	-------

MM

Descrizione

**Impianto di Raccolta e Trattamento Acque Meteoriche
Relazione di Calcolo**

I.14

Committente

M.Y.R. Marsala Yachting Resort S.r.l.
Via Favara 452/c bis- T. +39 0923 722319

myR
Marsala Yachting Resort

Capo Progetto e Marina Designer

Ing. Massimo Ombra

Ordine degli Ing. della Provincia di Trapani n°1046

Timbro e Firma



Progettisti

Coordinamento gruppo di progettazione:

Ing. Francesco Di Noto

Progettazione Architettonica:

Arch. Stefania Bacci

Progettazione Architettonica:

Itinerlab Srl - Architetti Nuzzo

Ingegneria marittima / civile e studi ambientali:

Ing. Antonio D'Arrigo

Collaborazioni

Opere marittime:

Ing. Agostino La Rosa

Analisi strutturali e geotecniche:

Ing. Nicola Rustica

Impianti idrici:

Ing. Giovanni Berbiglia

Impianti elettrici e di illuminazione:

Ing. Pietro Inferrera / Ing. Massimo Brancatelli

Aspetti ambientali:

Ing. Domenico Mangano

Studi geologici e geotecnici:

Dott. Piero Merk Ricordi

REGIONE SICILIANA



COMUNE DI MARSALA

Provincia di Trapani



PROGETTO DEFINITIVO MARINA DI MARSALA FUTURO PIANO REGOLATORE PORTUALE

Committente: M.Y.R. Marsala Yachting Resort S.r.l

IMPIANTO DI RACCOLTA E TRATTAMENTO DELLE ACQUE METEORICHE – RELAZIONE DI CALCOLO

MM I_14 –IMPIANTO DI RACCOLTA E TRATTAMENTO DELLE ACQUE METEORICHE - RELAZIONE DI CALCOLO 10/11 CE

INDICE

1. GENERALITÀ	1
1.1. PREMESSA	1
1.2. DESCRIZIONE DELLE RETI DI RACCOLTA	1
2. ELABORAZIONE DEI DATI DI PIOGGIA.....	2
2.1. PREMESSA	2
2.2. DATI PLUVIOMETRICI	2
2.2.1. PREMESSA	2
2.2.2. ALTEZZA E INTENSITA' DI PRECIPITAZIONE.....	3
2.2.3. OSSERVAZIONI PLUVIOMETRICHE	3
2.2.4. SELEZIONE DEI DATI E SERVIZIO IDROGRAFICO E MAREOGRAFICO NAZIONALE	4
2.2.5. CONTROLLO DEI DATI	6
2.3. PIOGGE DI DURATA INFERIORE A UN'ORA	7
2.4. PLUVIOMETRIA	9
2.5. EQUAZIONE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA.....	9
2.5.1. IMPOSTAZIONE.....	9
2.5.2. METODO DI GUMBEL.....	10
2.5.3. PERIODO DI RITORNO.....	13
2.6. CALCOLO DELL'EQUAZIONE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA.....	14
3. SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE DAI PIAZZALI.....	19
3.1. DEFLUSSO SU SUPERFICIE PIANE IMPERMEABILI	19
3.1.1. PREMESSA	19
3.2. MOTO VARIO LINEARE SU UNA SUPERFICIE SCOLANTE	19
3.3. DETERMINAZIONE DELLA PIOGGIA CRITICA PER UNA SUPERFICIE SCOLANTE.....	22
3.4. CALCOLO DELLA MASSIMA PORTATA DEFLUENTE DEI VARI TRATTI DI PIAZZALE	23
3.5. CALCOLO DELLE PORTATE DEI BACINI.....	23
3.6. DIMENSIONAMENTO DEI COLLETTORI.....	24
3.7. VERIFICA DEI COLLETTORI.....	27
3.8. RACCOLTA E ALLONTANAMENTO DELLE ACQUE DAI PIAZZALI	28
3.8.1. PENDENZA TRASVERSALE	28
3.8.2. CALCOLO DEL VELO LIQUIDO PER PENDENZA FISSATA DEL PIAZZALE	30
3.9. TRATTAMENTO DELLE ACQUE METEORICHE.....	30
3.9.1. PREMESSA	30
3.9.2. FASI DI TRATTAMENTO	32
3.9.3. TIPOLOGIA DI IMPIANTO SCELTO	33
4. CONCLUSIONI.....	36

1. GENERALITÀ

1.1. PREMESSA

La presente relazione si riferisce ai calcoli di dimensionamento dell'impianto di raccolta e trattamento delle acque meteoriche da realizzarsi nell'ambito del ***“Progetto Definitivo Marina di Marsala futuro Piano Regolatore Portuale”***.

La conformazione planimetrica dei piazzali non consente di trattare l'intera area con lo stesso criterio progettuale per l'allontanamento e il trattamento delle acque meteoriche. Per tale motivo la rete di raccolta delle acque dei piazzali è stata suddivisa in tre blocchi, anche per le notevoli dimensioni dei piazzali che non consentono di trattare le acque con un unico impianto di trattamento.

1.2. DESCRIZIONE DELLE RETI DI RACCOLTA

Per la suddivisione dell'impianto si è seguita la stessa impostazione dell'impianto antincendio e cioè si è diviso l'impianto di raccolta in tre blocchi denominati “bacino di confluenza area M” (Molo Colombo), “bacino di confluenza area D” (Darsena), “bacino di confluenza area C” (area Cantiere).

Il bacino di confluenza dell'area M è stato suddiviso in tre sottobacini con due rami che confluiscono nella vasca di raccolta e trattamento situata nelle vicinanze dell'allargamento del molo.

Il bacino di confluenza dell'area D è suddiviso in due rami principali di cui il primo parte dal molo Colombo in prossimità del pontile galleggiante B e si innesta nella vasca di raccolta situata in adiacenza all'area servizi. Il secondo ramo parte dalla darsena e passando davanti l'area servizi si innesta nella vasca di trattamento. A questo secondo ramo si innestano quattro rami secondari utili per la raccolta delle acque superficiali ricadenti nei piazzali compresi tra gli edifici dell'area servizi.

Il bacino di confluenza C è anch'esso suddiviso in due rami principali. Il primo parte dalla darsena e si immette nella vasca di raccolta posta in prossimità dell'edificio CT1-R (cantiere e ristorante). Su questo ramo si immettono due confluenze necessarie per lo smaltimento delle acque superficiali, uno per il piazzale retrostante il cantiere e l'altro per il piazzale posto di fronte al cantiere stesso. Il secondo ramo parte dall'estremità del molo curvilineo e si innesta nella vasca di trattamento con una sola confluenza secondaria. Per maggiore chiarezza si rimanda alla tavola MM I_10.1.

2. ELABORAZIONE DEI DATI DI PIOGGIA

2.1. PREMESSA

La raccolta e l'allontanamento delle acque piovane dalle superfici stradali, urbane ed extraurbane, rappresentano problemi che potrebbero definirsi di idraulica minore viste le portate relativamente modeste e per la semplicità degli schemi di raccolta e smaltimento.

Non meno importanti e trascurabili possono, invece, definirsi i problemi che insorgerebbero da una loro non corretta o superficiale soluzione sia per i disagi, che il ristagno delle acque e il loro lento smaltimento, potrebbero causare al traffico e alla mobilità dei passeggeri.

Disagi assai temibili, questi; e anche relativamente frequenti per l'estensione, talvolta notevole, delle superfici al servizio delle opere portuali e delle sue pertinenze, dovuti spesso alla scarsa attenzione rivolta alla capacità di smaltimento dei sistemi eduttori in rapporto all'aumento della portata captata.

In queste condizioni, quantunque gli aspetti propriamente teorici dei problemi idraulici non siano di ampio rilievo, i danni che possono scaturire da una poco accorta attenzione alla loro soluzione possono essere di notevole entità, così da motivare la cura che a essi molti autori dedicano in letteratura tecnica.

Nei paragrafi seguenti il problema è trattato, oltre che negli aspetti idraulici riguardanti le modalità di deflusso anche nei modi di calcolare le portate nelle varie forme di captazione, con riferimento ai piazzali a servizio dello scalo portuale in oggetto.

2.2. DATI PLUVIOMETRICI

2.2.1. PREMESSA

La pioggia è all'origine del processo di formazione delle portate di piena nelle fognature. I fenomeni meteorologici che danno vita alle precipitazioni sono così complessi che, allo stato attuale delle conoscenze, non possono essere trattati come un processo deterministico a partire da condizioni iniziali e al contorno note. Da un punto di vista pratico lo studio delle piogge deve quindi limitarsi a utilizzare metodologie statistiche basate direttamente sulle osservazioni pluviometriche.

Rispetto all'idrologia dei corsi d'acqua naturali, l'idrologia urbana è contrassegnata dalla limitata estensione dei bacini imbriferi e dalla relativa velocità dei deflussi. Di

conseguenza i tempi di concentrazione sono brevi e le precipitazioni che interessano sono quelle d'intensità molto forte per brevi durate (da qualche ora fino a qualche minuto).

2.2.2. ALTEZZA E INTENSITA' DI PRECIPITAZIONE

Si definisce altezza di precipitazione, nell'intervallo di tempo δ , il rapporto tra il volume di pioggia $H\delta$, precipitato in δ su una parte della superficie terrestre e l'area S della proiezione orizzontale di tale superficie:

Se l'area considerata è sufficientemente piccola rispetto alle dimensioni spaziali del fenomeno che interessa l'altezza di precipitazione può essere attribuita a un singolo punto. L'altezza di precipitazione ha le dimensioni di una lunghezza e si misura comunemente in mm o in m.

Durante un evento pluviometrico l'altezza puntuale varia nello spazio e nel tempo: dove x e y sono le coordinate spaziali e t è l'istante iniziale dell'intervallo δ .

Si definiscono:

- intensità media di precipitazione;
- intensità istantanea di precipitazione.

L'intensità di precipitazione ha le dimensioni di una lunghezza su un tempo e si misura comunemente in mm/h o in m/h.

2.2.3. OSSERVAZIONI PLUVIOMETRICHE

Le osservazioni pluviometriche eseguite con i pluviometri forniscono un'informazione elementare che dipende dal tipo di strumento.

L'indicazione elementare fornita dai pluviometri ordinari è l'altezza di precipitazione giornaliera, in quanto la lettura viene operata una sola volta il giorno. Ovviamente i pluviometri ordinari non danno alcuna informazione sulle intensità relative a periodi più brevi di un giorno. In conclusione, nello studio dei deflussi delle aree urbane i dati raccolti dai pluviometri ordinari possono essere utilizzati soltanto indirettamente, per fornire una caratterizzazione climatica della zona.

Nei pluviometri con registrazione su carta (pluviografi) l'informazione elementare è meno precisamente definita. Quando la registrazione è su striscia settimanale, la lettura può essere valutata abbastanza attendibile fino alla durata di un'ora, ma è già decisamente inattendibile per la mezza ora.

Quando la registrazione è su striscia giornaliera è possibile l'identificazione dei ribaltamenti del bilanciere anche per le massime intensità e l'accuratezza della lettura si estende fino a intervalli dell'ordine del minuto.

Nei pluviometri con registrazione digitale l'osservazione elementare è generalmente costituita dall'istante del ribaltamento del bilanciere e, quando l'intensità è forte, è possibile leggere l'altezza di pioggia anche per intervalli di tempo di un minuto.

2.2.4. SELEZIONE DEI DATI E SERVIZIO IDROGRAFICO E MAREOGRAFICO NAZIONALE

I dati adoperati nell'elaborazione delle piogge intense vengono ottenuti selezionando le informazioni elementari procurate dai pluviometri registratori secondo diversi criteri.

Per rappresentare una serie pluviometrica, il periodo di tempo che interessa viene discretizzato in intervalli di idonea durata, in ognuno dei quali si calcola l'intensità media di pioggia. La rappresentazione grafica della serie risultante prende il nome di ietogramma. Ovviamente più piccolo è l'intervallo di discretizzazione, più particolareggiata è la descrizione della vicenda pluviometrica, ma più onerosa risulta la gestione dell'informazione.

Poiché la pioggia è un fenomeno intermittente, la serie completa può essere divisa in una successione di eventi continui, separati da intervalli di precipitazione nulla. Una selezione eseguita in questo modo non ha molta utilità pratica nello studio dei deflussi perché:

- considera eventi distinti anche gli eventi separati da brevissime interruzioni di pioggia;
- conserva anche eventi del tutto trascurabili;
- congloba in unico evento anche scrosci importanti separati da lunghi periodi di pioggia ininterrotta.

Per ovviare a questi inconvenienti si possono usare alti criteri di selezione che possono essere suddivisi in due categorie:

- metodi basati solo sulle precipitazioni;
- metodi basati sia sulle precipitazioni sia sulla risposta del bacino.

Di sicuro il criterio di selezione dei dati più semplice ed economico è quello che utilizza i soli massimi annuali per ciascuna durata. La durata minima è di un giorno per i pluviometri ordinari, si limita a un'ora per i pluviografi con striscia settimanale, e può scendere al minuto per i pluviometri con registrazione digitale.

Col metodo dei massimi annuali si usa, per ogni durata, un solo dato per anno: si perde così l'informazione relativa a tutti gli eventi, anche importanti, in cui l'altezza di pioggia è stata inferiore al massimo annuale.

In Italia la più considerevole fonte di dati pluviometrici è costituita dalle pubblicazioni del Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale, e in particolare dagli Annali Idrologici.

Essi, per la parte Pluviometria, premettono le seguenti definizioni:

- altezza di precipitazione (mm): rapporto tra il volume di acqua raccolta nel pluviometro (compresa eventualmente la neve fusa) e l'area della superficie orizzontale dell'imbuto raccoglitore;
- giorno piovoso: giorno in cui è stata misurata un'altezza di precipitazione uguale o superiore ad un millimetro;
- intensità media di precipitazione in un dato intervallo di tempo: rapporto tra l'altezza di precipitazione stessa.

Riguardo alle precipitazioni gli Annali pubblicano ogni anno diversi tipi di dati, tra cui:

- per tutte le stazioni pluviometriche: le osservazioni pluviometriche giornaliere, vale a dire le altezze di pioggia verificatesi tra le 9 a.m. di due giorni successivi;
- per un numero circoscritto di stazioni pluviometriche: le massime precipitazioni dell'anno per periodi di più giorni consecutivi, vale a dire le massime altezze di pioggia che si sono verificate in intervalli di 1, 2, 3, 4, 5 giorni, ottenute sommando le altezze dei giorni consecutivi che hanno raggiunto il massimo valore complessivo durante l'anno;
- per le stazioni corredate di pluviometro registratore: le precipitazioni di massima intensità registrate dai pluviografi, ossia le massime altezze di pioggia che si sono verificate in intervalli di 1, 3, 6, 12, 24 ore; ed inoltre le precipitazioni di notevole intensità e breve durata registrate dai pluviografi, vale a dire altre altezze di pioggia notevoli verificatesi in intervalli di breve durata nel corso dell'anno.

Per quel che riguarda le precipitazioni intense, le massime precipitazioni dell'anno per più giorni consecutivi e le precipitazioni di massima intensità registrate dai pluviografi, sono scelte secondo il criterio dei massimi annuali, mentre le precipitazioni di notevole intensità e breve durata registrate dai pluviografi sono selezionate in base a valutazioni personali degli estensori, peraltro non definite, che potrebbero essere interpretate approssimativamente come delle eccedenze.

In particolare quanto detto è raggruppato in sei tabelle, il cui contenuto è il seguente:

- Tabella I: per ogni stazione riporta la quantità di pioggia caduta giornalmente e i totali mensili e annui della precipitazione e il numero dei giorni piovosi.
- Tabella II: per le stesse stazioni di cui alla Tabella I, riporta i totali mensili e annui delle quantità di precipitazione.
- Tabella III: per le stazioni dotate di pluviografo riporta i dati relativi ai valori più elevati delle precipitazioni registrate, nell'anno, per 1, 3, 6, 12 e 24 ore consecutive appartenenti o non allo stesso giorno.
- Tabella IV: riporta i massimi valori delle precipitazioni verificatesi per 1, 2, 3, 4 e 5 giorni consecutivi, appartenenti o non allo stesso mese. Sono considerati solamente i periodi il cui inizio cade entro l'anno, anche se eventualmente sono terminati nell'anno successivo.
- Tabella V: riporta il valore, la durata e la data delle precipitazioni di maggiore intensità e di breve durata registrate dai pluviografi.
- Tabella VI: riporta per i mesi da gennaio a maggio e da ottobre a dicembre nei quali possono verificarsi precipitazioni nevose:
 - le altezze in cm degli strati nevosi sul suolo presenti nell'ultimo giorno delle tre decadi mensili;
 - il numero dei giorni nei quali si sono avute precipitazioni nevose;
 - il numero complessivo dei giorni di permanenza della neve sul suolo.

2.2.5. CONTROLLO DEI DATI

I dati esaminati devono essere sottoposti a controlli, relativi sia alla validità dei singoli dati, sia alla omogeneità della serie.

Le osservazioni pluviometriche sono affette da errori attribuibili a varie cause, tra cui:

- errori umani (soprattutto errori di lettura delle strisce, ecc.);
- azione del vento sulla bocca dello strumento, che deflette la caduta delle gocce;
- limiti propri dello strumento (inerzia del bilanciere, attriti, bagnabilità delle superfici, ecc.);
- difetti accidentali dello strumento (attriti anomali, perdite dalle vaschette, ostruzioni, ecc.);
- presenza di alberi, edifici e altri manufatti nelle vicinanze del pluviometro, che alterano localmente le caratteristiche della pioggia.

L'individuazione di questi errori, specialmente se non macroscopici, non è facile.

I limiti intrinseci dello strumento possono essere noti in letteratura, o comunicati dalla casa costruttrice, o individuati con controlli di laboratorio.

I difetti dello strumento e la presenza di cause perturbanti possono agire fin dall'inizio delle osservazioni o svilupparsi nel tempo. Nel primo caso, l'effetto è costante e può essere individuato per confronto con strumenti di controllo; nel secondo, l'effetto varia nel tempo e si manifesta come una disomogeneità della serie.

Gli errori di lettura sono generalmente fortuiti e, se non macroscopici, possono essere individuate solo con una riletture delle registrazioni.

La disomogeneità della serie può dipendere anche da altri motivi, quali:

- modifiche del sistema di misura (sostituzione, spostamento o danneggiamento dello strumento);
- modifiche dei luoghi circostanti allo strumento (nuovi edifici, alberi);
- mutamenti climatici.

Quando il mutamento è dovuto al sistema di misura e deriva quindi da una singola stazione, il fenomeno può essere identificato, e talvolta corretto, confrontando i dati della stazione con quelli di stazioni adiacenti, di caratteristiche idroclimatologiche simili. Se le informazioni relative ai due strumenti non sono sufficienti a chiarire l'ambiguità, i valori annui della stazione che interessa possono essere confrontati con la media dei corrispondenti valori di più stazioni adiacenti, in modo che l'eventuale disomogeneità di una delle stazioni di confronto abbia un'influenza trascurabile. Oppure si può eseguire un confronto incrociato a coppie di tutto il gruppo di stazioni.

2.3. PIOGGE DI DURATA INFERIORE A UN'ORA

Nelle zone in cui non sono fruibili osservazioni per durate inferiori a un'ora, come ancor oggi nella maggior parte delle stazioni pluviometriche italiane, bisogna far riferimento a dati relativi ad altre regioni.

E' stato notato che i rapporti r_δ tra le altezze di durata δ molto breve e l'altezza oraria sono relativamente poco dipendenti dalla località. Per esempio, il Bell, osservando che i valori medi di tali rapporti variano in misura modesta negli Stati Uniti e in Australia, riporta i parametri statistici indicati nella Tabella 1.

PARAMETRO	δ [minuti]			
	5	15	30	120
STATI UNITI				
Media	0,29	0,57	0,79	1,25
Deviazione standard (appross.)	0,03	0,04	0,04	0,08
AUSTRALIA				
Tempo di ritorno 2 anni (media)	0,30	0,57	0,77	1,24
Tempo di ritorno 10 anni (media)	0,31	0,58	0,78	1,25
Tempo di ritorno 25 anni (media)	0,30	0,58	0,79	1,23
Media	0,30	0,57	0,78	1,24
Deviazione standard	0,04	0,04	0,03	0,06

Tabella 1 – Rapporti $r\delta$ tra i massimi annuali delle altezze di pioggia di diversa durata e la corrispondente altezza oraria negli Stati Uniti e in Australia.

Il campo di variabilità di $r\delta$ negli Stati Uniti e in Unione Sovietica è indicato nella Tabella 2. Parrebbe che per brevi durate (meno di 2 ore) i rapporti siano più stabili che per durate maggiori.

PARAMETRO	δ [minuti]			
	5	15	30	120
STATI UNITI				
Valore superiore	0,32	0,61	0,83	1,31
Valore inferiore	0,26	0,53	0,75	1,17
UNIONE SOVIETICA				
Valore superiore	0,32	0,61	0,83	1,31
Valore inferiore	0,26	0,53	0,75	1,17

Tabella 2 – Rapporti $r\delta$ tra i massimi annuali delle altezze di pioggia di diversa durata e la corrispondente altezza oraria negli Stati Uniti e in Unione Sovietica.

2.4. PLUVIOMETRIA

L'elaborazione dei dati pluviometrici forniti da una stazione di misura delle piogge si svolge ricercando la relazione esistente tra l'altezza h delle precipitazioni e le loro durate t .

Affinché le deduzioni siano affidabili, è necessario che il periodo d'osservazione sia sufficientemente esteso nel tempo: si ammette che un periodo non inferiore a 30/35 anni possa dare discreto credito all'elaborazione, anche se, in qualche caso, si è costretti a impiegare serie più limitate di osservazioni, però estese per non meno di circa 10 anni.

Le relazioni $h = h(t)$ sono di regola date nella forma $h = at^n$, nella quale le costanti a e n sono determinate caso per caso. Le curve che si deducono sono anche dette curve segnalatrici di possibilità climatica o pluviometrica.

Per costruire le equazioni relative ad un'assegnata stazione, fornita di strumenti di misura delle precipitazioni, si utilizzano i dati che si estraggono dagli Annali Idrologici di cui si è parlato nel presente capitolo.

2.5. EQUAZIONE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA

2.5.1. IMPOSTAZIONE

Stabilita l'unità di tempo da valutare per le precipitazioni, minuti, ore oppure giorni, ed estratta dagli Annali Idrologici, per una stazione significativa in senso climatico, l'intera serie degli eventi estremi osservati, purché per un periodo lungo a sufficienza, si può procedere alla loro elaborazione per dedurre l'equazione di possibilità pluviometrica.

L'elaborazione si svolge direttamente sui valori osservati per le durate dell'ordine dei minuti e delle ore per estensioni superficiali relativamente limitate. Si conviene in sostanza, per le piccole superfici, quali quelle stradali o urbane, che la risposta in termini di portata ad un evento meteorico sia indipendente dalla stagione in cui accade.

Di contro, è richiesto, invece, un preventivo trattamento dei dati relativi alle durate dei giorni quando si abbia a operare con problemi riguardanti territori estesi, quali quelli di bonifica. Ciò allo scopo di rendere omogenee tra loro precipitazioni che non sono, in generale, comparabili per essere avvenute in stagioni diverse e, quindi, con risposte diverse da parte delle superficie agrarie nei valori del deflusso efficace.

Gli elementi raccolti vengono ordinati, per le varie durate, in senso decrescente, ottenendo una matrice con un numero di colonne pari a quello delle durate considerate e un numero di righe eguale a quello degli anni di osservazione.

Se si riproducono nel piano (h, t) gli elementi della prima riga della matrice, unendo i punti così definiti, si ha una spezzata, che può essere interpolata con una curva definibile a mezzo di un'equazione del tipo:

$$h = a \times t^n$$

Questa rappresenta l'equazione che interpreta al meglio i massimi valori osservati.

La curva così definita fornisce, per ogni durata t, il massimo valore di h registrato nel periodo esaminato. Il quale può essere ritenuto rappresentativo di un evento abbastanza raro quando la serie di valori elaborati sia estesa a sufficienza (uguale o maggiore di 30-35 anni).

L'equazione $h = at^n$ scritta in forma logaritmica:

$$\log h = \log a + n \log t$$

mostra la possibilità di dare luogo, nel piano logaritmico, alla rappresentazione del legame funzionale secondo una retta avente coefficiente angolare n ed intercetta all'origine (dove è $t = 1$) pari ad a.

Le rette ottenute devono o, meglio, dovrebbero risultare fra loro parallele, cioè tutte con il medesimo coefficiente n, accettando però le eventuali piccole differenze dovute alla natura dei dati.

L'equazione di possibilità pluviometrica è data esprimendo, di regola, h in mm e t in ore. L'esponente n non ha, ovviamente, dimensione; la grandezza a ha pertanto, con queste unità, la dimensione $[\text{mm} \cdot \text{ore}^{-n}]$.

Con altre unità di misura l'esponente n conserva lo stesso valore mentre si modifica la base a.

2.5.2. METODO DI GUMBEL

Le equazioni dei casi critici, pur fornendo informazioni d'interesse sul carattere degli eventi, non danno modo di evidenziare in forma esplicita ogni evento col valore della sua frequenza probabile: cioè non consentono di valutare quale sia la ricorrenza media del suo verificarsi. Il metodo non dà modo, dunque, di ottenere un'equazione che delinea e definisca un evento pluviometrico più raro di quelli annotati nel periodo osservato,

anche se all'interno del periodo stesso non possa escludersi che un siffatto evento sia avvenuto.

Quando si voglia analizzare in modo più accurato intorno a questo aspetto, disponendo di una lunga serie di osservazioni, i moderni metodi statistici danno modo di determinare quale sia il periodo di anni, detto anche periodo o tempo di ritorno T_r , nel quale un determinato evento è, mediamente, eguagliato o superato: con l'ovvia precisazione che il periodo di ritorno non rappresenta una scadenza fissa per il prodursi di un evento, ma solo il valore medio del suo verificarsi. I metodi usati, con appropriate elaborazioni dei dati disponibili, permettono di allargare il campo delle previsioni oltre il periodo d'osservazione, con un'attendibilità che però va riducendosi all'aumentare della proiezione temporale, in rapporto specialmente all'estensione del periodo d'osservazione.

Il problema posto si risolve avvalendosi, come s'è detto, di metodi statistico-probabilistici. Fra quelli disponibili si espone il metodo di Gumbel che gode di largo credito.

Alle precipitazioni massime di data durata, intese come eventi estremi che costituiscono una serie di elementi fra loro indipendenti, può applicarsi la seguente rappresentazione statistica, comune a molte serie idrologiche:

$$X(T_r) = \bar{X} + F \times S_x \quad (1)$$

dove:

- $X(T_r)$ è il valore dell'evento caratterizzato dal periodo di ritorno T_r , ossia l'evento che viene eguagliato o superato, mediamente, ogni T_r anni;
- \bar{X} è il valore medio degli eventi considerati;
- F fattore di frequenza;
- S_x scarto quadratico medio della variabile in esame.

Una tra le più usate distribuzioni di probabilità dei valori estremi (serie annuale) e la distribuzione doppio -esponenziale, detta appunto di Gumbel. La quale assegna ad F l'espressione:

$$F = \frac{Y(T_r) - \bar{Y}_N}{S_N} \quad (2)$$

essendo la grandezza $Y(T_r)$, funzione del periodo di ritorno, la cosiddetta variabile ridotta, mentre \bar{Y}_N e S_N rappresentano la media e lo scarto quadratico medio della

variabile ridotta: essi sono funzioni del numero N di osservazioni. I valori di questi parametri sono riportati nella Tabella 3.

Operando la sostituzione di F nella (1) si ha:

$$X(T_r) = \bar{X} - \frac{S_X}{S_N} \bar{Y}_N + \frac{S_X}{S_N} Y(T_r) \quad (3)$$

La quantità $\bar{X} - (S_X/S_N) \bar{Y}_N$ è chiamata moda e rappresenta il valore con massima frequenza probabile.

Media ridotta \bar{Y}_N										
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
Deviazione standard ridotta S_N										
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

Tabella 3 – Valori dei parametri N ed SN secondo Gumbel.

La funzione Y(Tr) è legata a Tr dalla relazione:

$$Y(T_r) = -\ln\left(-\ln\frac{T_r - 1}{T_r}\right) \quad (4)$$

In aggiunta viene spesso utilizzata, nelle applicazioni pratiche, la carta probabilistica di Gumbel. Si può così riportare e rappresentare l'insieme degli eventi disponibili in forma grafica e interpolare poi con una retta la distribuzione dei punti rappresentativi.

La curva probabilistica ha coordinate lineari per la variabile in esame (altezze di precipitazione); e impiega, in ascissa, la scala lineare per la variabile ridotta. In ascissa sono inoltre riportate le scale relative al tempo di ritorno e alla probabilità di non superamento dell'evento: che è pari a $P = 1 - 1/Tr$.

Il metodo esposto è di uso assai ampio e generale. Esso trova largo impiego nel campo idrologico per l'elaborazione non solo delle piogge, ma anche delle altezze idrometriche e delle portate.

2.5.3. PERIODO DI RITORNO

Acquisita per via analitica, utilizzando la (4), o grafica la retta interpolatrice, è possibile, per un prefissato evento, fissare la sua frequenza probabile; oppure, per un prefissato periodo di ritorno, stabilire il valore dell'evento che gli corrisponde.

Dalle equazioni così ottenute, prestabilito T_r , si possono ottenere, per ogni durata, i valori corrispondenti di h ; i quali sono, pertanto, le altezze di precipitazione che ricorrono, mediamente, ogni T_r anni.

Fissato T_r , e ricavate le altezze h per le durate considerate, si può costruire l'equazione $h = at^n$, che risulta caratterizzata da un periodo di ritorno T_r .

Volendo dare qualche indicazione intorno ai valori di T_r da adottare in problemi applicativi quali quelli che qui si considerano, si possono assumere i valori indicati nella Tabella 4:

TIPO DI OPERA	T_r (anni)
Cunette o fossi di guardia per strade importanti	10-20
Cunette o fossi di guardia per strade secondarie	2-5
Tombini e ponticelli per piccoli corsi d'acqua	30-50
Sottopassi o strade depresse esposti ad allagamento	50-100
Ponti e difese fluviali	100-150
Difese dei torrenti	20-100
Fognature urbane	5-10
Bonifiche	15-25
Dighe	1000

Tabella 4 – Tipi di opere e tempi di ritorno orientativi da assumere.

Esso è legato, in modo sicuramente ragionevole ma non privo di arbitrarietà, all'importanza dell'opera e alla stima, sintetica, di quali potrebbero essere i danni cui l'insufficienza dell'opera, superata la soglia dell'evento di riferimento, potrebbe dare luogo: avendo ben chiaro come il ristagno di acque su un piazzale per una fognatura insufficiente dia luogo a un disagio (sopportabile) infinitamente minore ai danni prodotti dal crollo di un ponte o dalla rottura di una diga: così da assumere, per

esempio, $Tr = 5$ anni per una fognatura, ma $Tr = 1000$ anni per le opere di scarico di una diga.

2.6. CALCOLO DELL'EQUAZIONE DI POSSIBILITA' PLUVIOMETRICA

Visto quanto detto in precedenza il calcolo si tramuta nell'elaborazione delle piogge brevi e intense, ossia che hanno durata da pochi minuti fino a un'ora circa.

E visto quanto dimostrato nel paragrafo 2.3, che nelle zone in cui non sono disponibili osservazioni per durate inferiori a un'ora, come ancor oggi nella maggior parte delle stazioni pluviometriche italiane, si può attingere a dati relativi ad altre regioni senza commettere errori, si è fatto riferimento alle piogge rilevate dalla stazione pluviografica di Padova nel periodo 1938-1973 e 1985-90. La Tabella 5 riporta gli elementi ordinati in senso cronologico: per ciascuna durata considerata, i dati sono stati regolarizzati con il metodo di Gumbel. I risultati di tale calcolo sono riportati in Tabella 6.

N.	$t = 10$ min	$t = 15$ min	$t = 30$ min	$t = 45$ min	anno
1	17,0	0,0	0,0	0,0	1938
2	0,0	19,0	0,0	0,0	1939
3	0,0	0,0	0,0	0,0	1940
4	10,2	0,0	0,0	0,0	1941
5	10,6	0,0	0,0	0,0	1942
6	0,0	9,0	0,0	0,0	1943
7	0,0	0,0	6,5	0,0	1944
8	0,0	0,0	22,4	0,0	1946
9	0,0	0,0	30,0	0,0	1947
10	0,0	0,0	25,0	0,0	1948
11	0,0	0,0	28,4	0,0	1949
12	0,0	0,0	23,6	0,0	1950
13	0,0	0,0	19,6	0,0	1951
14	0,0	0,0	22,0	0,0	1952
15	0,0	0,0	0,0	0,0	1953
16	0,0	0,0	0,0	0,0	1954
17	0,0	0,0	32,4	0,0	1955
18	14,0	0,0	0,0	0,0	1956
19	0,0	0,0	0,0	30,4	1957
20	9,2	0,0	35,0	0,0	1958
21	14,2	14,2	0,0	0,0	1959
22	0,0	18,0	0,0	0,0	1960
23	14,0	0,0	0,0	0,0	1961
24	5,4	7,8	0,0	0,0	1962
25	0,0	0,0	0,0	0,0	1963
26	23,0	0,0	0,0	0,0	1964
27	20,4	0,0	0,0	0,0	1965
28	10,6	0,0	0,0	0,0	1966
29	0,0	19,0	21,0	29,6	1967
30	0,0	19,6	23,4	26,4	1968
31	0,0	20,6	30,8	36,0	1969
32	22,4	28,6	31,6	0,0	1970
33	0,0	22,0	27,6	30,8	1971
34	0,0	10,0	15,8	22,4	1972
35	0,0	14,2	15,4	15,8	1973
36	0,0	10,4	12,8	21,2	1985
37	0,0	20,0	26,2	30,2	1986
38	30,0	34,0	0,0	0,0	1987
39	0,0	13,0	23,0	40,0	1989
40	0,0	27,4	35,6	35,8	1990
41	0,0	25,0	40,0	55,0	1994

Tabella 5 – Stazione pluviografica di Padova – quota 12 m.l.m.m. - Precipitazioni di notevole intensità e breve durata registrate.

Durata	t = 10 min	t = 15 min	t = 30 min	t = 45 min
Media e Scarto quadratico medio dei valori osservati				
Media	15,46	18,43	24,91	31,13
SQM	6,858	7,253	8,022	10,136
Media e Scarto quadratico medio della variabile ridotta				
\bar{Y}_N	0,507	0,520	0,527	0,503
S_N	1,038	1,078	1,101	1,027
Valori dei parametri di Gumbel				
$\frac{\bar{X} - (S_X/S_N)}{\bar{Y}_N}$	12,11	14,94	21,07	26,16
$\frac{S_X}{S_N} Y(T_r)$	6,61	6,73	7,29	9,87
Tr (anni)	Valori estremi per i periodi di ritorno considerati (mm)			
5	22,02	25,03	32,01	40,97
10	26,98	30,07	37,47	48,37
20	31,74	34,91	42,72	55,48
50	37,89	41,18	49,51	64,67
100	42,51	45,88	54,60	71,56

Tabella 6 – Stazione pluviografica di Padova – quota 12 m.l.m.m. – Risultati delle elaborazioni.

La Figura 1 rappresenta i risultati dell'elaborazione riportati sulla carta di Gumbel.

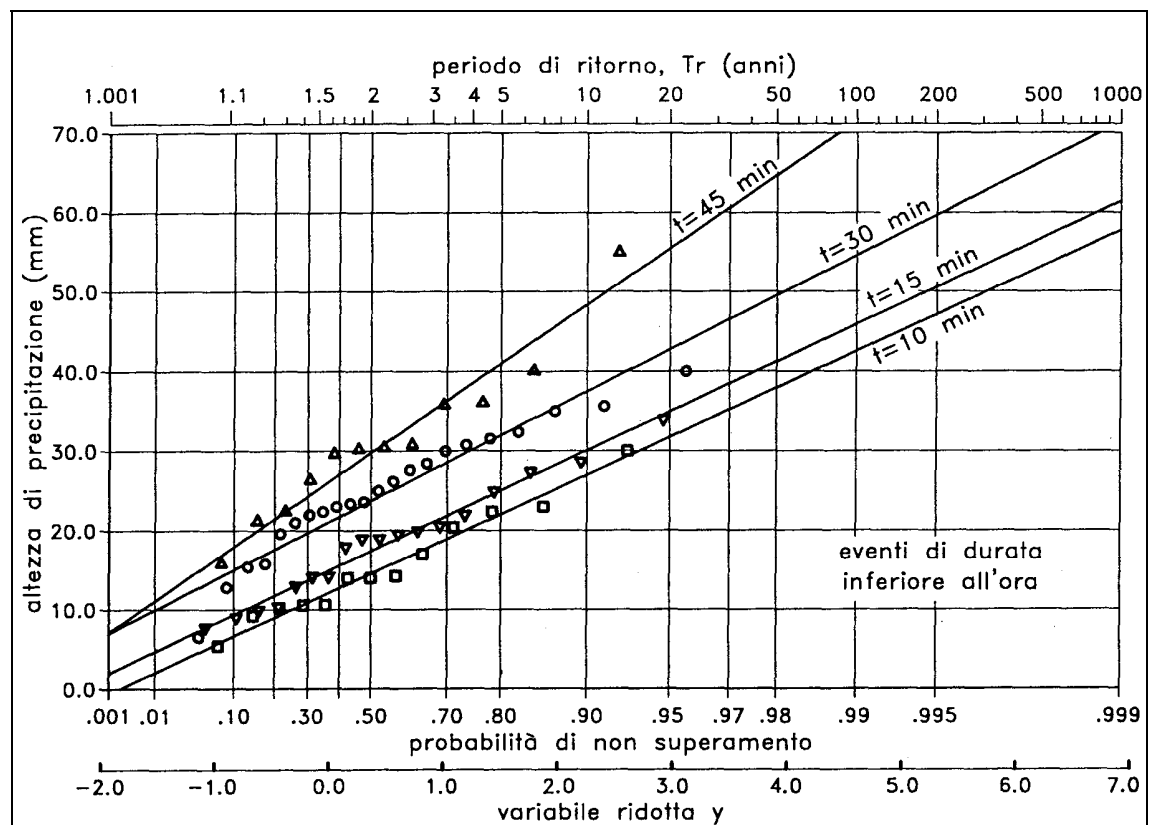


Figura 1 – Elaborazione delle precipitazioni di durata inferiore all'ora.

Per ciascun periodo di ritorno si è provveduto a calcolare l'equazione di possibilità pluviometrica mediante interpolazione su scala bilogarithmica.

I risultati ottenuti sono presentati nella Tabella 7, la quale fornisce, al variare di T_r , i valori di a e di n nell'equazione $h = at^n$. La durata t è espressa come frazione di ora. L'ultima colonna dà il coefficiente di correlazione r che individua le qualità dell'interpolazione. La Figura 2 mostra sul piano bilogarithmico le curve di possibilità pluviometrica per diversi periodi di ritorno.

T_r (anni)	a (mm*ore ⁻ⁿ)	n	r
5	44,3	0,402	0,990
10	51,4	0,375	0,983
20	58,3	0,357	0,977
50	67,3	0,339	0,969
100	74,0	0,329	0,964

Tabella 7 –Valori di a e n al variare di T_r per durata dell'ordine inferiori all'ora.

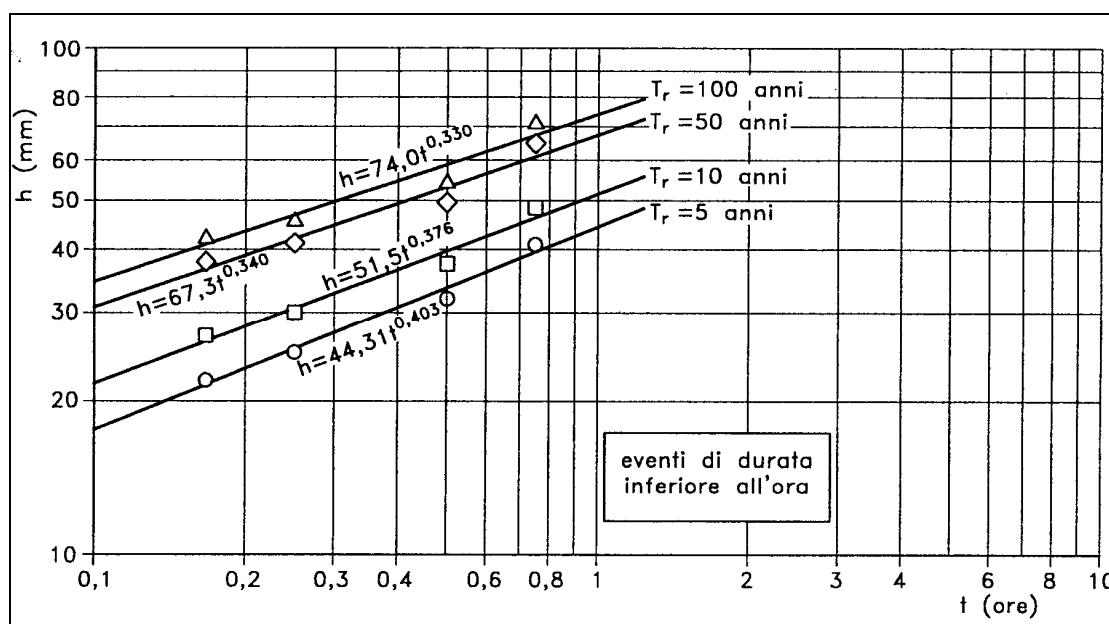


Figura 2 – Equazioni di possibilità pluviometrica delle precipitazioni di durata inferiore all'ora.

I risultati ottenuti meritano un commento, specialmente per le differenze che, al variare di T_r , si osservano nel valore di n : valore, questo, che dovrebbe invece, com'è già stato indicato, rimanere costante al variare di T_r .

La dispersione nei valori di n trae origine, per certo, oltre che dal numero limitato di dati per ogni durata, dall'inevitabile imprecisione nelle misure, legate come sono a

dispositivi di registrazione adatti per piogge di durata ben maggiore di quelle degli scrosci.

Di contro rifacendo gli stessi calcoli per le precipitazioni di durata oraria si conseguono risultati del tutto soddisfacenti sia per l'eccellente grado di correlazione e anche perché l'esponente n è di fatto costante al variare di T_r .

Però vi è da sottolineare che quanto esaminato fino ad adesso ha preso in considerazione eventi contrassegnati da periodi di ritorno elevati e relativamente elevati: cioè $T_r > 1$ anno.

Il problema di quali valori ci si possa attendere con $T_r = 1$ è invece in qualche modo indeterminato; ma tuttavia da trattare in quanto richiesto da una norma che riguarda un particolare aspetto del trattamento delle acque. Infatti, una norma contenuta nel D.P.C.M. del 4 marzo 1966 (G.U. n. 62), trattando di fognature, dispone al §8.3.2. che la grigliatura e la disoleazione delle acque bianche debba avvenire dimensionando le relative opere sulla base dei valori di portata calcolati con un tempo di ritorno pari a un anno.

Un approccio per definire le grandezze, piogge essenzialmente prima che portate, legate a quella frequenza potrebbe suggerire di dedurre, indicato l'ordine di grandezza del tempo di corruzione, dall'elaborazione statistica svolta per gli eventi estremi il valore corrispondente a $T = 1$ anno: però con il dubbio, se non la certezza, di commettere un errore concettuale di non poco conto. Infatti, l'elaborazione è rivolta, come s'è detto, agli eventi estremi e rari: facendo cioè riferimento a periodi di ritorno ben maggiori di 1 anno. Col risultato che l'estrapolazione rivolta al basso per $T = 1$ anno ha quindi ben poco significato o fondamento.

Il problema potrebbe forse avere una ragionevole soluzione usando un'elaborazione diversa da quella riservata ai grandi eventi, definito naturalmente l'ambito delle durate che possono interessare il caso esaminato. Questo ambito può definirsi sostanzialmente come riferito agli eventi che possano essere descritti usando come unità di durata temporale l'ora o le frazioni di ora, in dipendenza dall'estensione del bacino da servire.

L'affidabilità del risultato è legata all'esame della serie di misure disponibili con le diverse cadenze: 10, 15, 30, 45, minuti. Ma con il vincolo che l'estensione nel tempo delle serie sia statisticamente significativa e uguale, o quasi, per tutte le durate. Condizioni, queste, non sempre verificate per le durate di ore; quasi mai per quelle delle frazioni di ora: con elaborazione, dunque, incerta.

In queste condizioni, e con la necessità di fornire un'indicazione o un modo di procedere, si deve necessariamente fare riferimento, per le diverse durate, ai dati corrispondenti all'ultimo caso critico osservato, con l'eventuale limite rappresentato da serie di non eguale estensione temporale.

Nel nostro caso si fa riferimento ancora alla stazione di Padova per le durate di minuti (scrosci) e gli elementi da utilizzare sono riportati nella Tabella 8. In essa è anche indicata con N l'estensione in anni del periodo d'osservazione.

Scrosci				
N	13	18	22	22
t (minuti)	10	15	30	45
t (ore)	0,16	0,25	0,50	0,75
h (mm)	5,4	7,8	6,5	15,8

Tabella 8 – Valori considerati per gli scrosci al fine del calcolo.

Ripetendo gli stessi calcoli fatti in precedenza si ottiene l'equazione della curva pluviometrica:

$$h = 14,26 t_{0,543} \text{ con } r=0,782$$

con t in ore e h in mm.

Per t = 1 ora si ha $h \cong 14$ mm risultato da accreditare per $Tr = 1$ anno.

3. SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE DAI PIAZZALI

3.1. DEFLUSSO SU SUPERFICI PIANE IMPERMEABILI

3.1.1. PREMESSA

In casi di aree defluenti molto piccole (piattaforme stradali, piste aeroportuali, aree di parcheggio, piazzali portuali ecc.) ci si trova nell'impossibilità di applicare gli usuali modelli di progetto per l'eccessiva approssimazione che li caratterizza. Qualora la geometria dell'area sia schematica, è possibile ricorrere a modelli più particolareggiati che analizzano lo scorrimento superficiale delle acque di pioggia, avendo una base fisica sicuramente più robusta dei normali modelli.

3.2. MOTO VARIO LINEARE SU UNA SUPERFICIE SCOLANTE

Si consideri una superficie piana, di lunghezza L_0 e pendenza s_0 ; siano inoltre $U(x,t)$ la velocità media di portata, $h(x,t)$ il tirante idrico, $q(x,t)$ la portata defluente per unità di ampiezza, tutti variabili sia con l'ascissa x che con il tempo t , e $p(t)$ l'intensità di pioggia netta.

Il fenomeno è retto dall'accoppiamento dell'equazione di continuità e dell'equazione del moto, che compongono un sistema di equazioni differenziali alle derivate parziali, di tipo, iperbolico, noto come equazioni di De Saint Venant. Questo sistema di equazioni potrà esser integrato di volta in volta (generalmente per via numerica) basandosi su assegnate condizioni al contorno.

La soluzione del sistema di equazioni completo risulta significativamente dipendente da valore assunto dal parametro K_w , definito come:

$$K_w = \frac{s_0 L_0}{H_0 F_0^2} \quad (5)$$

dove H_0 è il tirante idrico (in m) per $x = L_0$ corrispondente a una portata $q_0 = p L_0$, F_0 è il numero di Froude della corrente stessa ed s_0 e L_0 sono espressi rispettivamente in m/m e in m. Il parametro K_w verosimilmente rappresenta il rapporto fra la perdita di energia potenziale subita dalla corrente lungo la superficie scolante e l'energia posseduta dalla stessa all'estremità di valle della superficie scolante.

E' possibile dimostrare che per valori di K_w che tendano all'infinito, si giunge all'approssimazione del problema noto come "onda cinematica" nel quale l'equazione del moto completa del sistema di equazioni di De Saint Venant viene surrogata dalla più semplice condizione di moto uniforme.

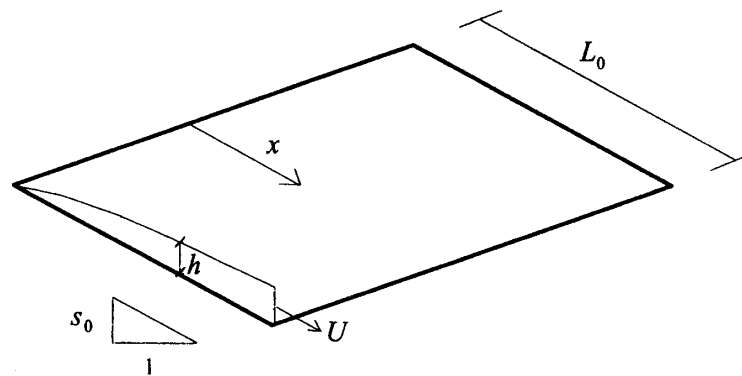


Figura 3 – Schema di superficie scolante.

In bibliografia esistono chiare indicazioni in base alle quali per valori di K_w , sufficientemente grandi, quali è legittimo aspettarsi nelle applicazioni pertinenti allo scorrimento su superfici stradali, l'approssimazione cinematica comporta, scarti trascurabili rispetto alla soluzione delle equazioni complete. *Wooding* ha fornito la soluzione esatta delle equazioni dell'onda cinematica, per una superficie scolante interessata da pioggia netta di intensità costante nel tempo e nello spazio (p costante), partendo da condizioni iniziali di superficie asciutta e non interessata da immissioni nella sua sezione iniziale.

La superficie scolante si troverà in condizioni d'equilibrio nel momento in cui la portata defluente per unità di larghezza dalla sezione terminale della stessa risulterà pari alla portata in ingresso (pL_0).

Esprimendo l'equazione del moto nella forma:

$$U = \alpha h^{m-1} \quad (6)$$

Wooding giunse a determinare analiticamente la durata t_e della pioggia necessaria affinché si verifichi la condizione d'equilibrio, fornendo la seguente espressione:

$$t_e = \left(\frac{L_0}{\alpha p^{m-1}} \right)^{\frac{1}{m}} \quad (7)$$

risultando, per $x = L_0$, un'altezza idrica corrispondente pari a:

$$h_e = p t_e \quad (8)$$

mentre per una generica ascissa x , sempre in condizioni d'equilibrio, si avrà:

$$h = \left(\frac{px}{\alpha} \right)^{\frac{1}{m}} \quad (9)$$

con p espresso in m/s e l'ascissa corrente x in m. E' opportuno in tale contesto fornire maggiori dettagli sul valore da attribuire ai parametri m e α ricorrenti nelle equazioni (6) e (7).

Nel caso in cui si ipotizzi che il deflusso avvenga in condizioni di regime laminare, nella (6) si dovrà mettere:

$$m = 3 \quad \alpha = \frac{8gs_0}{K_\lambda \nu} \quad (10)$$

essendo ν la viscosità cinematica dell'acqua (il cui valore si può ritenere costante è pari a circa 10^{-6} m²/s) e K_λ un parametro il cui valore è fornito dalla seguente espressione:

$$K_\lambda = K_0 + Ap^b \quad (11)$$

nella quale K_0 rende conto della scabrezza della superficie (Tabella 9) mentre il secondo termine del secondo membro della (11) rende conto di una scabrezza addizionale conseguente all'impatto delle gocce di pioggia sul pelo libero; taluni Autori definiscono tale condizione di deflusso come "regime laminare disturbato".

Superficie	Moto Laminare K_0	Moto Turbolento K_s
Cemento o asfalto	24-108	70-100
Sabbia	30-120	60-100
Ghiaia	90-400	30-80
Argilla o limo	100-500	30-80
Vegetazione sparsa	1000-4000	20-70
Prato con erba bassa	3000-10000	5-10
Terreno incolto	7000-40000	2-5

Tabella 9 – Parametri di resistenza per deflusso superficiale.

Se l'afflusso netto p , nel caso particolare, è espresso in millimetri per ora, si può assumere che i parametri A e b risultino pari rispettivamente a 4 e 1.

Per contro, qualora si faccia riferimento al regime di moto turbolento, la (6) può essere esplicitata attraverso la ben nota formula di Gauckler-Strickler:

$$U = K_s R^{2/3} s_0^{1/2} \quad (12)$$

per cui, assumendo il raggio idraulico R pari al tirante idrico h (in virtù del piccolo spessore della lama d'acqua defluente, se rapportato alla larghezza della superficie scolante), la (12) risulterà:

$$U = K_s h^{2/3} s_0^{1/2} \quad (12)$$

e confrontando con l'equazione (6) si ottiene che i parametri α e m risulteranno

$$m = 5/3 \quad \alpha = K_s s_0^{1/2} \quad (13)$$

in cui i valori di K_s sono desumibili dalla Tabella 3.1.

Nella letteratura è possibile trovare anche cenni a formulazioni scaturite da investigazioni sperimentali nelle quali si è accertato che in talune condizioni non è possibile ammettere che il regime di moto sia univocamente definito, per cui, allo scopo di meglio interpretare i risultati sperimentali, nella (6) viene consigliato:

$$m = 2$$

valore che non ha alcun fondamento teorico, ma che funge appunto da parametro di taratura per la modellazione del deflusso su superfici piane; per i valori da attribuire ad α , invece qualora non esistano diverse indicazioni, si può fare riferimento alla (13) e ai valori di K_s forniti sempre dalla Tabella 9.

3.3. DETERMINAZIONE DELLA PIOGGIA CRITICA PER UNA SUPERFICIE SCOLANTE

In base alla teoria dell'onda cinematica, è possibile dedurre la condizione di massimo deflusso da una superficie piana interessata da un pluviogramma netto di tipo rettangolare; infatti tale condizione si verificherà allorché si verifichi l'uguaglianza:

$$t_{pc} = t_e \quad (14)$$

essendo:

- t_{pc} la durata della pioggia critica,
- t_e il tempo d'equilibrio della superficie scolante.

Assumendo inoltre che il valore della pioggia netta sia desumibile da una relazione del tipo $h = at^n$, mediante la (14) si perviene alla determinazione dell'espressione di t_{pc} con la:

$$t_{pc} = \left(\frac{L_0}{\alpha a^{m-1}} \right)^{\frac{1}{n(m-1)+1}} \quad (15)$$

Conseguentemente, è possibile determinare sia il valore della massima portata defluente dalla falda piana, per unità di larghezza, secondo la relazione:

$$q_{\max} = at_{pc}^{n-1} L_0 \quad (16)$$

sia il valore del massimo tirante idrico, che si avrà in corrispondenza dello sbocco, tenendo conto delle (8) e (14):

$$h_{\max} = at_{pc}^{n-1}t_e = at_{pc}^n \quad (17)$$

3.4. CALCOLO DELLA MASSIMA PORTATA DEFLUENTE DEI VARI TRATTI DI PIAZZALE

Per i piazzali in esame si assume che essi siano costituiti da una superficie completamente impermeabile e, facendo riferimento alla Tabella 9, si assume un coefficiente di scabrezza K_s pari a 70 (cemento o asfalto).

La curva di probabilità pluviometrica è quella ottenuta nel paragrafo 2.5 e vale:

$$h = 14,26 t^{0,543} \text{ con } r=0,782 \quad (18)$$

Con h espresso in mm e t in ore.

Volendo esprimere h in metri e t in secondi la (18) dovrà scriversi come:

$$h = (0,01426/36000,543)*t^{0,543}=0,000167*t^{0,543} \quad (19)$$

Considerando che il deflusso sulla superficie avvenga in regime turbolento avremo:

$$\alpha = K_s s_0^{1/2} = 70 * s_0^{1/2} \text{ m}^{1/3}/\text{s} \quad (20)$$

da cui in virtù delle considerazioni svolte nei paragrafi precedenti ed assumendo $m=2$ nella (6) si ottiene mediante la (15) il tempo critico di pioggia assumendo come lunghezza massima L_0 quella relativa ai singoli tratti di piazzale e mediante la (16) la portata massima defluente per unità di larghezza e moltiplicando per la larghezza reale avremo la massima portata defluente dalla superficie in esame dei singoli tratti indagati.

3.5. CALCOLO DELLE PORTATE DEI BACINI

BACINO M											
$h = 14,26 t^{0,543}$ (h in mm - t in ore)											
$h = 0,000167 t^{0,543}$ (h in m - t in secondi)											
AREA	K_s ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$)	s_0	α ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$)	L_0 (m)	m	t_{pc} (s)	q_{\max} (m^3/sm)	B (m)	Q_{\max} (m^3/s)	u (l/s ha)	Q (l/s)
M1	70	0.5%	4.95	35.00	2.00	997	0.0002491	306.00	0.0762372	71.183	76.24
M3	70	0.5%	4.95	21.00	2.00	716	0.0001739	306.00	0.0532138	82.810	53.21
M2	70	0.5%	4.95	16.00	2.00	600	0.0001436	299.40	0.0429966	89.756	43.00
$\Sigma Q =$										172.45	

Tabella 10 –Portate per le varie aree costituenti il bacino M

BACINO D											
h = 0,000167 t ^{0,543} (h in m - t in secondi)											
AREA	K _s (m ^{1/3} /s)	s ₀	α (m ^{1/3} /s)	L ₀ (m)	m	t _{pc} (s)	q _{max} (m ³ /sm)	B (m)	Q _{max} (m ³ /s)	u (l/s ha)	Q (l/s)
D1	70	0.5%	4.95	18.00	2.00	648	0.0001560	175.00	0.0273038	86.679	27.30
D2	70	0.5%	4.95	15.00	2.00	576	0.0001372	100.00	0.0137232	91.488	13.72
D5	70	0.5%	4.95	20.00	2.00	693	0.0001680	127.00	0.0213399	84.016	21.34
D7	70	0.5%	4.95	10.00	2.00	443	0.0001032	127.00	0.0131015	103.161	13.10
D4	70	0.5%	4.95	30.00	2.00	902	0.0002235	25.00	0.0055881	74.508	5.59
D9	70	0.5%	4.95	35.00	2.00	997	0.0002491	60.00	0.0149485	71.183	14.95
D8	70	0.5%	4.95	33.00	2.00	959	0.0002390	30.00	0.0071710	72.435	7.17
D3	70	0.5%	4.95	13.00	2.00	525	0.0001241	160.00	0.0198533	95.449	19.85
D6	70	0.5%	4.95	30.00	2.00	902	0.0002235	81.00	0.0181055	74.508	18.11
										ΣQ =	141.13

Tabella 11 –Portate per le varie aree costituenti il bacino D

BACINO C											
h = 14,26 t ^{0,543} (h in mm - t in ore)											
h = 0,000167 t ^{0,543} (h in m - t in secondi)											
AREA	K _s (m ^{1/3} /s)	s ₀	α (m ^{1/3} /s)	L ₀ (m)	m	t _{pc} (s)	q _{max} (m ³ /sm)	B (m)	Q _{max} (m ³ /s)	u (l/s ha)	Q (l/s)
C16	70	0.5%	4.95	23.00	2.00	759	0.0001854	91.65	0.0169919	80.609	16.99
C15	70	0.5%	4.95	80.00	2.00	1703	0.0004458	91.65	0.0408570	55.724	40.86
C14	70	0.5%	4.95	25.00	2.00	801	0.0001966	91.65	0.0180190	78.642	18.02
C11	70	0.5%	4.95	45.00	2.00	1173	0.0002973	119.00	0.0353843	66.077	35.38
C13	70	0.5%	4.95	25.00	2.00	801	0.0001966	119.00	0.0233961	78.642	23.40
C12	70	0.5%	4.95	49.00	2.00	1240	0.0003157	30.00	0.0094714	64.431	9.47
C10	70	0.5%	4.95	37.00	2.00	1033	0.0002591	150.00	0.0388618	70.021	38.86
C1	70	0.5%	4.95	29.00	2.00	882	0.0002183	150.00	0.0327382	75.260	32.74
C2	70	0.5%	4.95	9.00	2.00	413	0.0000958	150.00	0.0143682	106.431	14.37
C3	70	0.5%	4.95	37.00	2.00	1033	0.0002591	31.95	0.0082776	70.021	8.28
C4	70	0.5%	4.95	22.00	2.00	738	0.0001797	31.95	0.0057411	81.677	5.74
C5	70	0.5%	4.95	32.00	2.00	940	0.0002339	72.95	0.0170639	73.098	17.06
C6	70	0.5%	4.95	19.00	2.00	671	0.0001621	72.95	0.0118232	85.302	11.82
C7	70	0.5%	4.95	32.00	2.00	940	0.0002339	66.70	0.0156020	73.098	15.60
C8	70	0.5%	4.95	22.00	2.00	738	0.0001797	66.70	0.0119853	81.677	11.99
C9	70	0.5%	4.95	50.00	2.00	1256	0.0003202	63.75	0.0204150	64.047	20.41
										ΣQ =	321.00

Tabella 12 –Portate per le varie aree costituenti il bacino C

3.6. DIMENSIONAMENTO DEI COLLETTORI

Per tutti i collettori è stata scelta la sezione circolare con tubazioni in PEAD. Nota la portata e fissato il grado di riempimento $d/D = 0.50$ è possibile determinare per ogni tratto il diametro dei collettori usando la relazione di Gauckler – Strickler

$$Q = c \cdot \Omega \cdot R_i^{2/3} \cdot i^{1/2} \quad (21)$$

in cui c è il coefficiente di scabrezza, Ω è l'area della sezione, R_i il raggio idraulico e i la pendenza della tubazione. Stabilito il tipo di tubo e quindi fissato $c = 80$ per tubi in PEAD e fissata la pendenza del canale pari allo 0.5%, si determina il diametro del tubo strettamente necessario e quindi si fissa il diametro nominale del tubo in funzione delle caratteristiche commerciali.

Per calcolare le tubazioni da assegnare ai vari tratti di rete oggetto di dimensionamento, si determina la scala delle portate di moto uniforme e si calcolano le velocità in funzione dei vari grafi di riempimento. La relazione utilizzata per la determinazione della scala delle portate di moto uniforme è quella proposta da Chezy:

$$Q = \chi \cdot \Omega \cdot R_i^{1/2} \cdot i \quad (22)$$

dove il coefficiente di attrito è quello ottenuto dalla formula di Kutter (23) ponendo $m = 0.12$

$$\chi = \frac{100}{\left(1 + \frac{m}{\sqrt{R_i}}\right)} \quad (23)$$

Nelle tabelle seguenti si riportano le scale delle portate di moto uniforme per i diametri dei tubi in PEAD – DN 300 – DN400 – DN 500 con una pendenza dello 0.5%.

d/D	Area	B	Ri	Chi	V	Q
1.0000	.0707	.9425	.0750	69.5324	1.3465	.0952
.9500	.0694	.8072	.0859	70.9547	1.4708	.1020
.9000	.0670	.7494	.0894	71.3615	1.5088	.1011
.8500	.0640	.7039	.0910	71.5390	1.5258	.0977
.8000	.0606	.6643	.0913	71.5700	1.5288	.0927
.7500	.0569	.6283	.0905	71.4858	1.5207	.0865
.7000	.0529	.5947	.0889	71.2995	1.5030	.0794
.6500	.0486	.5626	.0864	71.0155	1.4764	.0718
.6000	.0443	.5316	.0833	70.6318	1.4414	.0638
.5500	.0398	.5013	.0795	70.1416	1.3981	.0557
.5000	.0353	.4712	.0750	69.5324	1.3465	.0476
.4500	.0308	.4407	.0698	68.7723	1.2851	.0396
.4000	.0263	.4104	.0642	67.8567	1.2155	.0320
.3500	.0220	.3794	.0579	66.7337	1.1359	.0250
.3000	.0178	.3473	.0512	65.3409	1.0452	.0186
.2500	.0138	.3137	.0439	63.5794	.9418	.0130
.2000	.0100	.2777	.0361	61.2820	.8230	.0082
.1500	.0066	.2381	.0278	58.1343	.6850	.0045
.1000	.0037	.1926	.0190	53.4397	.5204	.0019
.0500	.0013	.1348	.0097	45.0763	.3139	.0004
.0000	.0000	-.0005	.0000	.2950	.0000	.0000

Tabella 13 – Scala delle portate di moto uniforme per DN 300 – PEAD

d/D	Area	B	Ri	Chi	V	Q
1.0000	.1257	1.2566	.1000	72.4914	1.6210	.2037
.9500	.1233	1.0762	.1146	73.8276	1.7671	.2179
.9000	.1191	.9992	.1192	74.2088	1.8118	.2158
.8500	.1138	.9385	.1213	74.3749	1.8317	.2085
.8000	.1078	.8857	.1217	74.4040	1.8352	.1978
.7500	.1011	.8378	.1207	74.3251	1.8257	.1846
.7000	.0940	.7929	.1185	74.1507	1.8049	.1696
.6500	.0865	.7502	.1153	73.8846	1.7737	.1534
.6000	.0787	.7089	.1111	73.5247	1.7326	.1364
.5500	.0708	.6684	.1060	73.0644	1.6817	.1191
.5000	.0628	.6283	.1000	72.4914	1.6210	.1018
.4500	.0547	.5876	.0931	71.7751	1.5488	.0847
.4000	.0468	.5471	.0856	70.9104	1.4667	.0687
.3500	.0391	.5058	.0773	69.8467	1.3728	.0537
.3000	.0316	.4631	.0682	68.5227	1.2657	.0400
.2500	.0245	.4182	.0585	66.8409	1.1433	.0280
.2000	.0178	.3703	.0481	64.6348	1.0024	.0179
.1500	.0118	.3175	.0370	61.5888	.8379	.0099
.1000	.0065	.2568	.0253	56.9950	.6409	.0042
.0500	.0023	.1798	.0129	48.6567	.3913	.0009
.0000	.0000	-.0006	.0000	.3405	.0000	.0000

Tabella 14 – Scala delle portate di moto uniforme per DN 400 – PEAD

d/D	Area	B	Ri	Chi	V	Q
1.0000	.1963	1.5708	.1250	74.6597	1.8665	.3665
.9500	.1927	1.3453	.1432	75.9255	2.0318	.3915
.9000	.1861	1.2490	.1490	76.2859	2.0823	.3876
.8500	.1779	1.1731	.1516	76.4429	2.1048	.3744
.8000	.1684	1.1071	.1521	76.4704	2.1088	.3551
.7500	.1580	1.0472	.1508	76.3959	2.0981	.3314
.7000	.1468	.9912	.1481	76.2310	2.0745	.3046
.6500	.1351	.9377	.1441	75.9794	2.0393	.2755
.6000	.1230	.8861	.1388	75.6389	1.9928	.2451
.5500	.1107	.8355	.1324	75.2029	1.9352	.2141
.5000	.0982	.7854	.1250	74.6597	1.8665	.1832
.4500	.0855	.7345	.1164	73.9796	1.7847	.1526
.4000	.0732	.6839	.1070	73.1571	1.6918	.1238
.3500	.0611	.6323	.0966	72.1432	1.5854	.0968
.3000	.0494	.5788	.0853	70.8781	1.4638	.0723
.2500	.0382	.5228	.0731	69.2657	1.3246	.0506
.2000	.0278	.4629	.0601	67.1416	1.1641	.0324
.1500	.0184	.3969	.0463	64.1919	.9764	.0179
.1000	.0101	.3210	.0316	59.7057	.7507	.0076
.0500	.0036	.2247	.0162	51.4453	.4625	.0017
.0000	.0000	-.0008	.0000	.3806	.0000	.0000

Tabella 15 – Scala delle portate di moto uniforme per DN 500 – PEAD

d/D	Area	B	Ri	Chi	V	Q
1.0000	.2827	1.8850	.1500	76.3453	2.0908	.5912
.9500	.2775	1.6143	.1719	77.5522	2.2734	.6308
.9000	.2680	1.4989	.1788	77.8954	2.3292	.6243
.8500	.2561	1.4077	.1820	78.0448	2.3541	.6030
.8000	.2425	1.3286	.1825	78.0709	2.3584	.5719
.7500	.2275	1.2566	.1810	78.0000	2.3466	.5338
.7000	.2114	1.1894	.1777	77.8431	2.3206	.4906
.6500	.1946	1.1253	.1729	77.6035	2.2817	.4439
.6000	.1771	1.0633	.1666	77.2792	2.2303	.3951
.5500	.1593	1.0026	.1589	76.8636	2.1668	.3453
.5000	.1414	.9425	.1500	76.3453	2.0908	.2956
.4500	.1231	.8814	.1397	75.6957	2.0004	.2463
.4000	.1053	.8207	.1284	74.9090	1.8977	.1999
.3500	.0879	.7587	.1159	73.9378	1.7799	.1565
.3000	.0711	.6946	.1024	72.7233	1.6452	.1170
.2500	.0551	.6274	.0878	71.1715	1.4909	.0821
.2000	.0401	.5554	.0721	69.1204	1.3128	.0526
.1500	.0264	.4763	.0555	66.2592	1.1041	.0292
.1000	.0146	.3851	.0379	61.8781	.8522	.0125
.0500	.0052	.2697	.0194	53.7178	.5290	.0028
.0000	.0000	-.0010	.0000	.4167	.0000	.0000

Tabella 16 – Scala delle portate di moto uniforme per DN 600 – PEAD

3.7. VERIFICA DEI COLLETTORI

Sulla base dei dati ottenuti per i diversi bacini e sulle portate convogliabili dalle tubazioni prese in esame si sono dimensionati i vari tratti delle reti occorrenti per lo smaltimento delle acque meteoriche. Di seguito si riportano le tabelle per i vari bacini e per i vari tratti con l'indicazione dei diametri utilizzati.

BACINO M				
Tratto	Aree	Q (l/s)	L	DN
M01_1-M13_1	M1-M3	129.45	306.00	500
M01_2-M13_2	M2	43.00	299.40	300
M12	DISOLEATORE	172.45	-	500

Tabella 17 – Verifica dei collettori per il bacino M

BACINO D					
Tratto	Aree	Q (l/s)	L	DN	
D01_1-D04_1	D1	27.30	175.00	300	
D04_1-D6	D1-D2	41.03	100.00	300	
D01_5-D07_5	D5-D7	34.44	127.00	300	
D08_5-D07_5	-	-	100.00	300	
D07_5-D01_4	D4	40.03	25.00	300	
D01_9-D01_3	D9	14.95	60.00	300	
D01_8-D04_3	D8	7.17	30.00	300	
D01_3-D05_6	D7-D5-D4-D3-D9-D8	82.00	160.00	400	
D01_6-D05_6	D6	18.11	81.00	300	
D05_6-D06	D7-D5-D4-D3-D9-D8-D6	100.11	-	400	
D6	DISOLEATORE	141.13	-	500	

Tabella 18 –Verifica dei collettori per il bacino D

Tratto	Aree	Q (l/s)	L	DN	
C04_15-C08_15	C14-C15-C16	75,87	91,65	400	
C08_11-C01_11	C11-C13	134,65	119,00	500	
C01_13-C01_11	C12	9,47	30,00	300	
C01_11-C10	C14-C15-C16-C11-C13-C12-C10	182,98	150,00	500	
C01_1-C07_1	C1-C2	47,11	150,00	300	
C07_1-C01_5	C3-C4	61,13	31,95	400	
C01_5-C03_5	C5-C6	90,01	72,95	400	
C01_7-C03_5	C7-C8	27,59	66,70	300	
C01_9-C03_5	C9	20,41	63,75	300	
C03_5-C10	-	138,01	63,00	500	
C10	DISOLEATORE	321,00	-	600	

Tabella 19 –Verifica dei collettori per il bacino C

3.8. RACCOLTA E ALLONTANAMENTO DELLE ACQUE DAI PIAZZALI

3.8.1. PENDENZA TRASVERSALE

Il processo di deflusso delle acque dalla sede stradale è da considerare con attenzione per i problemi che il velo liquido pone o può porre per il traffico veicolare.

Le precipitazioni che s'abbattono sulla sede stradale possono, infatti, produrre, specie se brevi e intense, un deflusso superficiale di non trascurabile entità, il quale, se non controllato con adatte disposizioni, può causare inconvenienti di rilievo.

Il velo liquido sulla sede stradale deve, infatti, essere contenuto entro prefissati valori per non condizionare l'aderenza dei pneumatici. Per questo si deve assegnare un'opportuna pendenza trasversale alla sede stradale.

Valori generalmente consigliati per la pendenza trasversale della sede stradale in rettifilo sono: 2-2,5% per pavimentazioni cementizie e bituminose; 2,5-3% per pavimentazioni lapidee; 4-5% per pavimentazioni tipo macadam.

L'altezza del velo liquido dipende, oltre che dalla pendenza trasversale, dall'intensità della precipitazione e dal percorso che l'acqua compie per raggiungere il bordo del piazzale. Il quale dipende poi dalla larghezza della strada, dalla circostanza che il tratto considerato sia in rettifilo (in genere scola metà carreggiata per ogni lato) o in curva (scola da una sola parte) e dalla pendenza longitudinale della strada stessa. Lo spessore massimo del velo liquido è di 1-2 mm.

Una formula che esprime l'altezza y del velo liquido in funzione dei citati parametri è quella proposta in Gran Bretagna dal Road Research Laboratory

$$y = 0,0474 \cdot \sqrt{Lj} \cdot I^{-0,2} \quad (24)$$

Essendo:

- y l'altezza del velo liquido in mm;
- j l'intensità di precipitazione in mm/ora, però riferita alla sua durata (pochi minuti);
- L la lunghezza del percorso dell'acqua in m;
- I la pendenza della strada lungo la linea di corrente (m/m).

E' forse utile ribadire che l'intensità j , espressa in mm/ora, è quella che corrisponde alla durata di pochi minuti.

La pendenza I e la lunghezza L del percorso della corrente (ortogonale alle linee di livello della falda) sono legate alla geometria della sede stradale (ricordata la similitudine dei triangoli BCE con ABC della figura seguente dalle relazioni:

$$L = b \left[1 + \left(\frac{i_l}{i_r} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (25)$$

$$I = \left(i_r^2 + i_l^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (26)$$

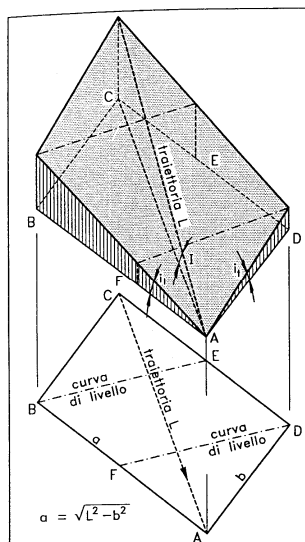


Figura 4 – Traiettoria di una particella d'acqua su una strada.

essendo:

- b la larghezza della falda stradale;
- i_l la pendenza longitudinale della strada;
- i_t la pendenza trasversale della strada.

3.8.2. CALCOLO DEL VELO LIQUIDO PER PENDENZA FISSATA DEL PIAZZALE

Avendo fissato per il piazzale una pendenza dell'0,5% si procede al calcolo del velo liquido. Con la relazione assunta in precedenza per il calcolo dell'altezza ed ipotizzando una durata di 2 minuti si ottiene un'intensità di precipitazione $j = 14.26 \cdot (2/60) \cdot 0.543 = 2.25 \text{ mm}/2' = 67.50 \text{ mm}/\text{ora}$. Considerando che mediamente la distanza tra il colmo e la canaletta è stata assunta progettualmente pari a 20 m si determina il velo d'acqua con la relazione

$$y = 0.0474(\sqrt{20 \cdot 67.50}) \cdot 0.005 - 0.2 = 5.00 \text{ mm}$$

Essendo che nel piazzale non è previsto traffico veicolare il velo di acqua calcolato risulta accettabile.

3.9. **TRATTAMENTO DELLE ACQUE METEORICHE**

3.9.1. PREMESSA

Le acque provenienti dalla rete di raccolta, prima di essere sversate in mare devono essere trattate per eliminare tutte quelle sostanze inquinanti che possono derivare dal

dilevamento dei piazzali e dal contatto con i mezzi meccanici che sono presenti nell'area di imbarco.

Per questo motivo è previsto un trattamento tramite disoleatore o disoleatore-decantatore poiché spesso è aggiunto di un volume per la rimozione dei solidi.

Si tratta di un impianto progettato per la separazione di benzine, oli, grassi e altre frazioni leggere dei prodotti petroliferi e la sua applicazione è appunto come fase di pretrattamento delle acque di pioggia prima di un bacino di ritenzione.

Fondamentalmente esistono due tipi di disoleatore: il separatore a gravità o convenzionale e il separatore a coalescenza. Il secondo migliora l'efficienza di separazione degli oli grazie alla presenza di un pacco lamellare che aumentando la superficie effettiva di flottazione favorisce l'aggregazione delle particelle più leggere e ne facilita la risalita. In questo modo si riescono a ridurre le dimensioni rispetto ai più grandi disoleatori a gravità.

La disoleazione viene normalmente ottenuta riducendo la velocità dell'influente e predisponendo una zona di calma nella quale le sostanze presenti, caratterizzate da un peso specifico minore di quello dell'acqua, risalgono per galleggiamento. Il funzionamento dei disoleatori può essere ricondotto ai principi della sedimentazione sotto l'azione della gravità: questi si comportano infatti come vasche di sedimentazione nelle quali le particelle oleose anziché sedimentare sul fondo, flottano in superficie.

L'impianto disoleatore - dissabbiatore va distinto dall'impianto di prima pioggia, con raccolta ed accumulo della stessa.

Entrambi i sistemi devono rendere un'acqua qualitativamente entro i limiti della vigente legislazione in materia di antinquinamento (Decreto Leg.vo 152/2006 – Testo Unico Ambientale).

La sostanziale differenza tra i due sistemi è che l'Impianto Disoleatore/Dissabbiatore svolge un trattamento continuo, mentre l'Impianto di prima pioggia svolge un trattamento discontinuo; in altri termini, nel primo caso durante precipitazioni piovose l'acqua meteorica passa attraverso l'Impianto Disoleatore/Dissabbiatore e con azione immediata si libera di fanghi (sabbie e terricci) e di oli minerali/idrocarburi, mentre nel secondo caso durante precipitazioni piovose la prima frazione di acqua meteorica viene raccolta e stoccata ed in una successiva programmata fase verrà disoleata.

L'impianti disoleatori - dissabbiatori sono costituiti da una serie di vasche prefabbricate in calcestruzzo armato vibrato, da installare entro terra, ed ispezionabili dall'alto attraverso i fori d'ispezione situati nelle coperture delle vasche stesse.

Vengono impiegati per separare oli minerali, idrocarburi leggeri, morchie, sabbie e terricci dalle acque di scarico raccolte su piazzali (con malto impermeabile) adibiti a sosta temporanea di automezzi, parcheggi, autosilos, aree di carico e scarico merci da automezzi di trasporto, stazioni di rifornimento carburante e in tutti gli altri luoghi nei quali si verifica lo scarico di acqua contenente oli minerali, idrocarburi e sabbie.

Durante tempo piovoso l'acqua meteorica precipitata nei piazzali viene raccolta dai pozzetti sifonati, muniti di griglia (o coperchio forato). Dai pozzetti l'acqua piovana contenente oli minerali, morchie, sabbie e terriccio arriva all'Impianto disoleatore/dissabbiatore ed inizia il trattamento epurativo.

La prima vasca componente il disoleatore/dissabbiatore riceve tutte le acque raccolte sui piazzali ed ha la funzione di scolmatore. Infatti, durante minime precipitazioni atmosferiche tutta l'acqua in arrivo passa direttamente alla seconda vasca, mentre viceversa nel caso di forti precipitazioni atmosferiche sale il livello dell'acqua nella vasca scolmatore e la quantità di scarico in eccesso viene incanalata in condotta a parte (by-pass) e diretta al pozzetto d'ispezione situato a valle dell'Impianto disoleatore/dissabbiatore; naturalmente, onde evitare la fuoriuscita di oli minerali, l'uscita della condotta di scolmatura è schermata.

La seconda vasca ha funzione di dissabbiatore; nel fondo vasca, mediante decantazione, si accumulano tutti i fanghi pesanti (terriccio, sabbie). L'acqua passa successivamente alla vasca disoleatore.

La vasca disoleatore è divisa internamente in due vani, nel primo vano per effetto fisico di gravità, vengono trattenuti in superficie circa 75-85 % degli oli minerali liberi contenuti nell'acqua verranno con azione immediata assorbiti da speciali filtri adsorbioil; il secondo vano attrezzato di filtro a coalescenza, idoneo a catturare e trattenere oli minerali liberi residui, oli minerali in emulsione e sostanze sospese.

3.9.2. FASI DI TRATTAMENTO

Per il funzionamento dell'impianto si distinguono le seguenti fasi:

- fase di scolmatura: durante forti e fortissime precipitazioni piovose, nella vasca scolmatore sale il livello dell'acqua, e quella eccedente (non diretta alle fasi di dissabbiatura e disoleatura) viene incanalata in condotta a parte (by-pass) e diretta al pozzetto d'ispezione situato a valle dell'Impianto disoleatore/dissabbiatore; l'uscita della condotta di scolmatura è protetta da

tubazione schermata, allo scopo di evitare la fuoriuscita di oli minerali ed idrocarburi.

- fase di dissabbiatura: il tempo utile minimo per la decantazione dei “fanghi sedimentabili “ è di 4 minuti. La vasca dissabbiatore deve avere un volume minimo risultante dal valore della portata per il tempo utile minimo di decantazione. Il rapporto tra l’area superficiale del sedimentatore e la sua colonna d’acqua, deve avere un valore massimo di 8 m. La velocità ascensionale, e cioè il rapporto fra la portata e l’area superficiale, non deve essere superiore a 35 m/ora.
- fase di disoleazione: il tempo minimo di separazione oli/idrocarburi dall’acqua deve essere di 5 minuti. La vasca di disoleazione deve avere un volume minimo risultante dal valore della portata per il tempo utile minimo di separazione oli/idrocarburi. La velocità ascensionale, non deve essere superiore a 30 m/ora. Gli oli minerali idrocarburi trascinati dall’acqua piovana devono essere prudenzialmente calcolati in ragione di 20 mg/litro; tale valore riprodotto per la portata (espressa in litri/ora) determina la quantità oraria di oli/idrocarburi trattenuti nella vasca disoleatore. La quantità oraria di oli/idrocarburi trattenuti nella vasca disoleatore, è da considerare al massimo per 2 ore al giorno, in quanto tale tempo è sufficiente per raccogliere e trascinare con l’acqua tutti gli oli ed idrocarburi presenti nel piazzale.

3.9.3. TIPOLOGIA DI IMPIANTO SCELTO

Nel caso in oggetto verranno impiegati dei sistemi che prevedono in maniera integrata la scolmatura, la raccolta e la disoleazione delle acque di origine meteorica precipitate nel periodo iniziale dell’evento meteorico .

I sistemi previsti sono costituiti da tre (o più) vasche prefabbricate in calcestruzzo armato vibrato a pianta rettangolare o quadrata, da installare entro terra ed ispezionabili dall’alto attraverso i fori situati nelle piastre di copertura delle vasche stesse .

L’Impianto in particolare è composto da :

- vasca pozzetto deviatore (scolmatura seconda pioggia);
- vasca (o vasche) di raccolta e stoccaggio prima pioggia;
- vasca disoleatore.

Il funzionamento avviene nel modo seguente: l’acqua di scarico raccolta dai pozzetti arriverà all’impianto, attraversando il pozzetto scolmatore (ossia il pozzetto a tre vie

delle quali la terza via incanalerà l'acqua di "seconda pioggia") ed affluirà nella vasca (o vasche) di raccolta e stoccaggio "prima pioggia" fino a riempirla; per decantazione vengono separate sabbie, terricci e tutte le altre materie sedimentabili trascinate dall'acqua, le quali si accumuleranno sul fondo vasca.

Nella tubazione di ingresso alla vasca, è inserito un tappo otturatore con galleggiante che chiuderà l'accesso all'acqua di "seconda pioggia".

Una volta piena la vasca, e quindi raggiunto il massimo livello, il galleggiante di massimo livello azionerà l'orologio programmatore (inserito nel quadro comandi elettrico) il quale dopo 24 ore darà consenso all'avvio di una elettropompa sommersa, la quale trasferirà lentamente per sollevamento tutta l'acqua stoccata alla successiva vasca disoleatore.

L'elettropompa sarà regolata in modo che la sua portata sia tale da consentire un lento trasferimento dell'acqua stoccata, affinché i ricettori finali (collettori diretti al mare) abbiano tempo di ricevere tutte le quantità derivanti dalle precipitazioni meteoriche che nell'insieme simultaneo risulterebbero superiori alla loro potenzialità di recepimento e smaltimento.

La successiva acqua in arrivo (ossia l'acqua di "seconda pioggia") nelle 24 ore in cui la vasca prima pioggia rimane piena d'acqua, verrà incanalata direttamente nella condotta by-pass del pozzetto scolmatore.

Dopo 24 ore la pompa inserita nella vasca di "prima pioggia" entrerà in funzione; la quantità di acqua rilanciata dalla pompa verrà regolata da una saracinesca situata nella tubazione di mandata della pompa stessa, e tale regolazione dovrà essere effettuata in modo tale che lo svuotamento dell'intera quantità di acqua avvenga in un tempo prestabilito di circa 24 ore.

L'acqua reflua pompata dalla vasca di prima pioggia verrà trasferita alla vasca disoleatore.

La vasca disoleatore è divisa internamente in due vani (vano di separazione gravimetrica e vano di filtrazione) attrezzati internamente di filtri adsorbenti (posti in superficie, a pelo libero dell'acqua, idonei a catturare e trattenere oli minerali ed idrocarburi flottanti in superficie della vasca stessa) e di filtro a coalescenza (scatolato in acciaio con inserito filtro in poliestere a canali aperti).

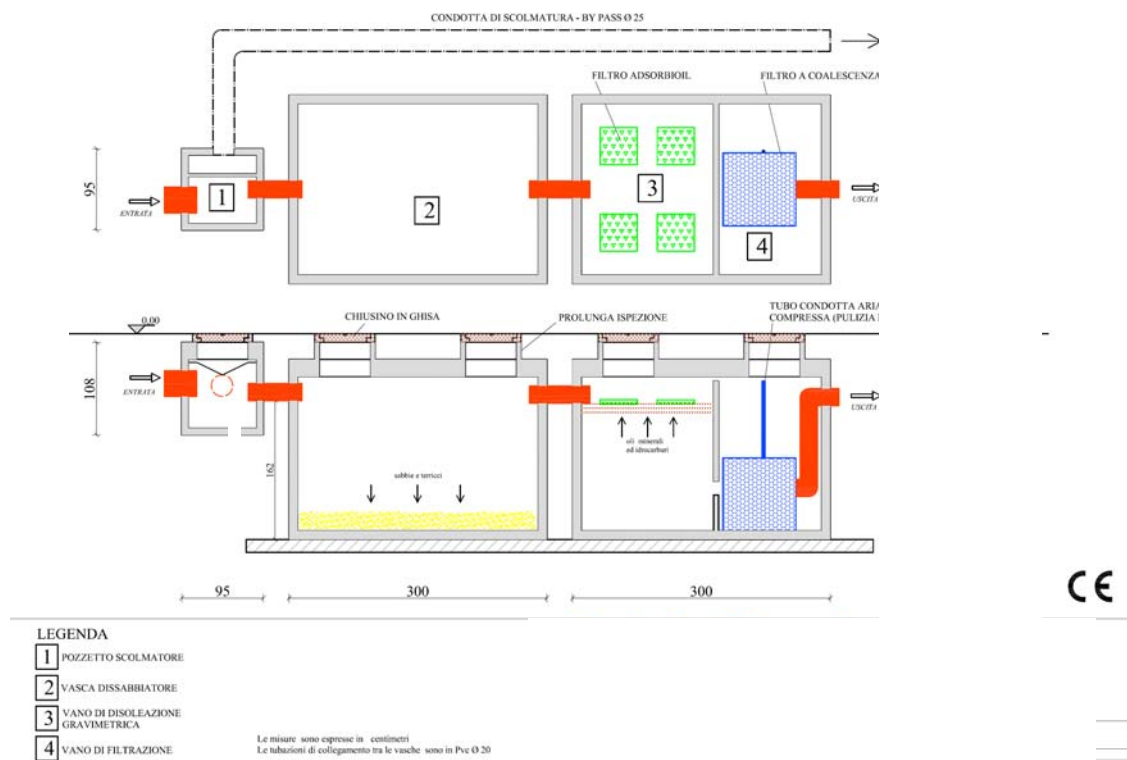


Figura 5 –Schema di funzionamento del disoleatore.

L'acqua reflua dal disoleatore e l'acqua di scolmatura passeranno per il pozzetto d'ispezione finale, dal quale partirà la condotta destinata al ricettore finale.

Le dimensioni dei disoleatori scelti sono variabili in funzione della dimensione del bacino che devono servire.

La scelta di tale tipologia di intervento non è casuale, in quanto si riesce a garantire un'acqua reflua in uscita con un contenuto di oli minerali ed idrocarburi non superiori a 5 mg/lt (come previsto dalla Tabella 3 – scarico in acque superficiali – dell'Allegato 5 - D. Leg.vo 152 del 03.04.2006 – Codice Dell'Ambiente). Per maggior dettaglio sul tipo di disoleatore utilizzato si rimanda alla tavola MM I. 16

4. CONCLUSIONI

Si sono esaminate le condizioni estreme di smaltimento delle acque meteoriche e si è dimensionata la rete occorrente per tale funzione. Il trattamento delle acque di prima pioggia è effettuato in impianti posti al punto terminale delle singole reti prima dello sbocco a mare.

Le reti sono state individuate per aree omogenee e facendo in modo, per quanto possibile, di ottenere carichi su di esse tra di loro paragonabili.