

ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROV. DI TRENTO

dott.ing. **ROBERTO BOSETTI**

INSCRIZIONE ALBO N° 1027

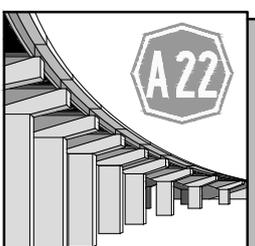
IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

dott. ing. *Roberto Bosetti*

autostrada del brennero

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE
DELLA TERZA CORSIA NEL TRATTO COMPRESO
TRA VERONA NORD (KM 223) E L'INTERSEZIONE
CON L'AUTOSTRADA A1 (KM 314)

A2	LOTTO 2-dal km 230+717 a Nogarole Rocca (km 246+185)
5.1	RACCOLTA E TRATTAMENTO ACQUE DI PIATTAFORMA Relazione idraulica

1	SETT. 2023	RICHIESTE INTEGRAZIONI M.A.S.E.	N. AGOSTINI	M. ZINI	C. COSTA
0	MAR. 2021	EMISSIONE	N. AGOSTINI	M. ZINI	C. COSTA
REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:	REDAZIONE:	VERIFICA:	APPROVAZIONE:
DATA PROGETTO: LUGLIO 2009			DIREZIONE TECNICA GENERALE		IL DIRETTORE TECNICO GENERALE E PROGETTISTA:
NUMERO PROGETTO: 31/09					ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROV. DI BOLZANO Dott. ing. CARLO COSTA Nr. 891 INGENIEURKAMMER DER PROVINZ BOZEN

SOCIETÀ' PER AZIONI

AUTOSTRADA DEL BRENNERO

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DELLA TERZA CORSIA
NEL TRATTO COMPRESO TRA VERONA NORD (KM 223) E
L'INTERSEZIONE CON L'AUTOSTRADA A1 (KM 314)**

RACCOLTA E TRATTAMENTO ACQUE DI PIATTAFORMA

- REGIONE VENETO -

RELAZIONE IDROLOGICA E DI CALCOLO IDRAULICO

AGGIORNAMENTO SETTEMBRE 2023

SOMMARIO

1	PREMESSE	- 3 -
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	- 4 -
3	IMPIANTO DI DISOLEAZIONE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA	- 6 -
3.1	SEPARATORE LIQUIDI LEGGERI.....	- 6 -
3.2	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DEL SEDIMENTATORE.....	- 8 -
3.3	STAZIONE DI SOLLEVAMENTO.....	- 10 -
3.4	LOGICA DI FUNZIONAMENTO DELL'IMPIANTO	- 11 -
4	CONDOTTA DI MANDATA AL BACINO DI LAMINAZIONE	- 13 -
5	CAMERA DI CARICO	- 14 -
6	BACINI DI LAMINAZIONE	- 15 -
6.1	ASPETTI TEORICI	- 15 -
6.2	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DEI BACINI	- 15 -
6.3	ANALISI PLUVIOMETRICA	- 16 -
6.4	TRASFORMAZIONE AFFLUSSI – DEFLUSSI: ASPETTI TEORICI	- 16 -
7	ESEMPIO DI DIMENSIONAMENTO DI BACINO DI LAMINAZIONE CON SUOLO DRENANTE	- 24 -
8	ESEMPIO DI DIMENSIONAMENTO DI BACINO DI LAMINAZIONE CON SCARICO IN CORPO IDRICO SUPERFICIALE	- 29 -

1 PREMESSE

Con la presente relazione si analizza il sistema di raccolta delle acque di piattaforma previsto in concomitanza alla realizzazione della terza corsia nel tratto compreso tra Verona Nord (km 223) e l'intersezione con l'autostrada A1 (km 314).

Il problema connesso all'allargamento della sede stradale è direttamente collegato al principio dell'invarianza idraulica: il principio ispiratore alla base del concetto di invarianza è quello di limitare possibili effetti di aggravio delle piene legati alla progressiva urbanizzazione e all'impermeabilizzazione dei suoli conseguente alle trasformazioni di uso del suolo. Ogni intervento che provoca impermeabilizzazione dei suoli ed aumento delle velocità di corrivazione deve prevedere azioni correttive volte a mitigare gli effetti, e tali azioni sono da rilevare essenzialmente nella realizzazione di volumi di invaso finalizzati alla laminazione: se la laminazione è attuata in modo da mantenere i colmi di piena prima e dopo la trasformazione inalterati, si parla di invarianza idraulica delle trasformazioni di uso del suolo (Pistocchi 2001). La realizzazione di bacini di laminazione e del sistema di adduzione dell'acqua agli stessi, lungo tutta la tratta autostradale considerata, è appunto l'oggetto del presente elaborato.

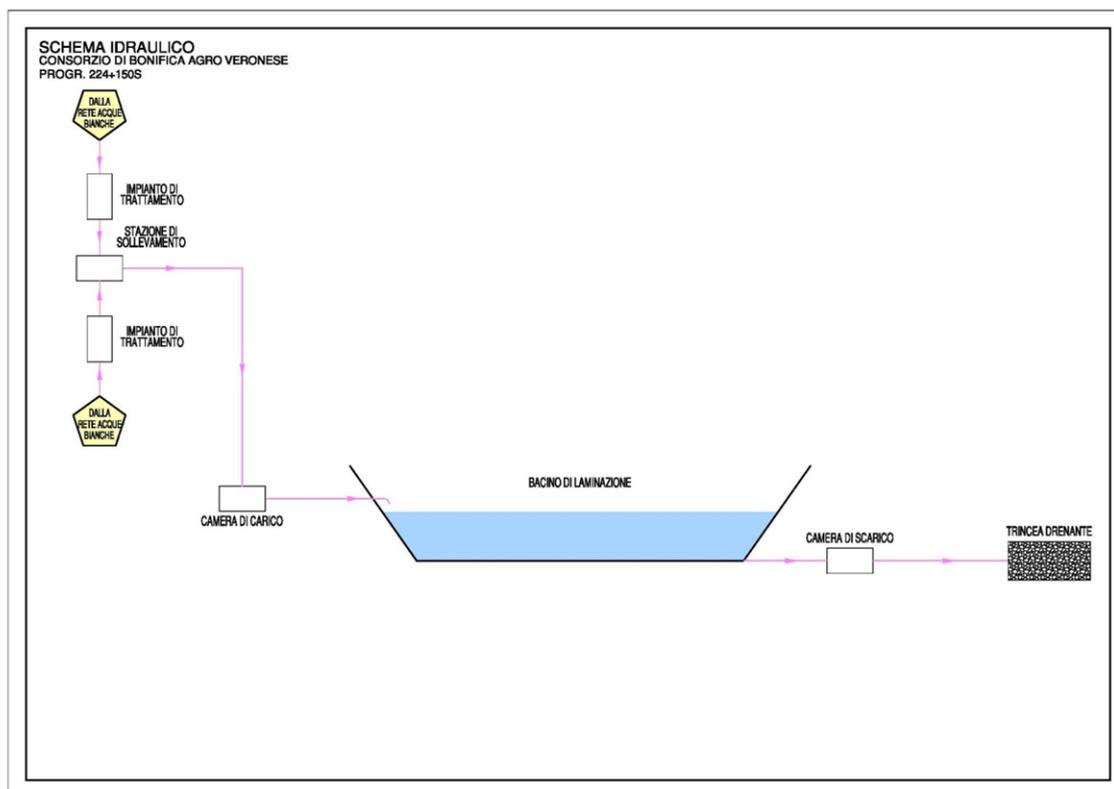
Nel seguito della presente relazione viene sviluppato lo schema concettuale e teorico che caratterizza la struttura di raccolta, trattamento, sollevamento, laminazione e scarico che nel complesso costituisce il sistema di raccolta delle acque di piattaforma.

Tutti gli impianti sono accomunati da uno stesso sistema di funzionamento e differiscono solamente per l'entità delle portate raccolte, funzione della lunghezza della tratta sottesa, ed eventualmente del tipo di scarico dal bacino di laminazione all'organo ricettore (corso d'acqua naturale, fosso di bonifica o canale, oppure mediante filtrazione nel suolo attraverso il fondo drenante del bacino stesso). Quest'ultimo infatti, potrebbe come nella generalità dei casi, funzionare a gravità e solo in qualche caso particolare, in pressione (pompaggio).

Per maggior chiarezza nel seguito della relazione viene preso a riferimento un bacino di laminazione di tipologia con fondo drenante (bacino alla progressiva 224+150S, con impianto di trattamento alla progressiva 223+980N) e uno con scarico in corpo idrico ricettore (bacino alla progressiva 234+915N, con impianto di trattamento alla progressiva 234+863N).

In generale, a seconda delle tratte considerate, ed in funzione delle condizioni geometriche e topografiche, della presenza di manufatti o di opere d'arte particolari, nel bacino di laminazione potranno confluire uno o più impianti di sollevamento. Questi, a loro volta, potranno raccogliere uno o due impianti di trattamento che raccolgono, nel primo caso sia la corsia nord che quella sud, e nel secondo, per motivi topografici o di impossibilità di collegamento fisico, la corsia nord e quella sud separatamente. In alcuni casi particolari potrà succedere che l'acqua pompata da una stazione di sollevamento venga addotta in una

seconda stazione e da questa poi, allontanata al bacino di laminazione. Nel caso particolare di cui alla presente relazione, lo schema geometrico di raccolta e di adduzione al bacino di laminazione è riportato nella figura seguente.



2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.Lgs. n. 152 d.d. 03/04/2006 e ss.mm.

Deliberazione di Giunta (Regione Veneto) n. 2948 del 6 ottobre 2009;

Piano di tutela delle acque – DGR n. 1534 del 03/11/2015;

Regolamento regionale (Regione Lombardia) 23/11/2017 n. 7 modificato in data 21/12/2019 (B.U.R.);

D.C.P. del 18-03-2009 - Appendice 1.3 “Criticità idraulica” della Relazione generale del P.T.C.P. (Piano Territoriale di coordinamento provinciale);

DGR 2112/2016 (Regione Emilia Romagna) Direttiva idraulica TESTO COORDINATO con gli adeguamenti introdotti fino alla "Variante di coordinamento PAI-PGRA".

In Italia tutta la materia relativa al disinquinamento delle acque è regolata dal D.Lgs. n.152 del 03/04/2006 e sue modificazioni.

Tale Legge prevede che le acque possano essere scaricate in fognatura pubblica o nei corpi d'acqua superficiali e, in base alla natura del corpo finale recipiente, debbono essere rispettati certi limiti dei parametri previsti per la tipologia delle acque trattate.

Alcune Regioni in base alle indicazioni previste dal D. Lgs. n.152 del 03/04/2006 e sue modificazioni, hanno fissato dei criteri di dimensionamento da utilizzare nella moderna pianificazione fognaria privilegiando al massimo soluzioni di salvaguardia dell'ambiente.

Attualmente, a livello Europeo, la vecchia normativa DIN 1999 è stata sostituita dalle nuove norme EN 858-1 e EN 858-2 che stabiliscono i criteri dimensionali per la progettazione dei sistemi di disoleazione degli impianti per il trattamento delle acque di scarico provenienti da officine meccaniche, stazioni di rifornimento carburante, autolavaggi, autorimesse, demolitori d'auto e, più in generale, da tutte le superfici impermeabilizzate (coperte e scoperte).

Le acque di prima pioggia sono costituite dalle acque di scorrimento superficiale di eventi pluviometrici sulla piattaforma autostradale e sono caratterizzate da elevate concentrazioni di inquinanti. Si constata comunque che dai dati ad oggi disponibili le concentrazioni degli inquinanti contenuti nelle acque di prima pioggia possono variare sensibilmente dal contesto specifico e sono difficilmente correlabili ai principali fattori quali possono essere il traffico, i mezzi che la percorrono, i materiali utilizzati per la realizzazione della viabilità ecc.. Nello spirito del Dlgs152/2006 che demanda alle regioni la stesura di adeguate norme, si è scelto di dimensionare i disoleatori in modo da trattenere sensibilmente i consueti inquinanti presenti sulla sede stradale e di seguito elencati:

- SS (Solidi Sospesi)
- TKN (azoto)
- COD
- Idrocarburi
- Cu (rame)
- Pb (piombo)
- Zn (zinco)

Come dimostrato da numerosi studi e come riportato “Nelle linee guida per la gestione delle acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia in attuazione della Deliberazione della G.R. n. 286 del 14/02/2005” (Emilia Romagna) si sono rilevate correlazioni positive, altamente significative, fra le concentrazioni di Solidi Sospesi Totali (SST) e quella dei metalli pesanti (Pb, Zn, Cu), evidenziando come la maggior parte di inquinanti risulta adesa ai Solidi Sospesi Totali”. La rimozione dei SST permette quindi un significativo abbattimento delle sostanze inquinanti.

3 IMPIANTO DI DISOLEAZIONE ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

L'impianto di disoleazione che si propone, è stato progettato alla luce delle seguenti esigenze:

- Realizzazione di un impianto di semplice costruzione, economico e con esigenze di manutenzione e di gestione, in generale, estremamente ridotte.
- Rispetto dei limiti di accettabilità previsti dalla normativa (tab.3 Allegato 5, D.Lgs. n.152 del 03/04/2006, in conformità alle disposizioni nazionali e/o regionali in materia (ad es. L.R. Lombardia n.26 del 12/12/2003).
- Automatizzazione della funzionalità delle apparecchiature, in modo da ridurre il più possibile la manutenzione e la gestione.
- Adozione di apparecchiature di provata sperimentazione, al fine di garantire la massima affidabilità con la minima manutenzione.
- Modularità dell'impianto per consentire l'eventuale rimozione e riutilizzo.

Sulla base di tali considerazioni pratiche si sviluppano nel seguito gli aspetti teorici e le procedure di dimensionamento dell'impianto in parola.

In tutte le reti di fognatura bianca si registra in tempo di pioggia un afflusso di grandi quantità di sabbie e terriccio. In particolare, nelle reti di fognature non dotate di sufficiente pendenza (come nel nostro caso), le sabbie tendono ad accumularsi nei tratti dei condotti in cui le velocità del flusso risultano più ridotte. Di conseguenza, in occasione delle elevate velocità di flusso conseguenti agli eventi di precipitazione anche di non notevole intensità, le sabbie arricchiscono enormemente la fase solida delle acque in arrivo al recapito. Nel nostro caso questa modalità di funzionamento andrebbe a deteriorare innanzitutto il sistema di sollevamento che richiederebbe conseguentemente una notevole e dispendiosa manutenzione ed infine, ma non ultima, la probabilità di una eccessiva usura delle parti in movimento, quali girante delle pompe, valvole di non ritorno, saracinesche di controllo, ecc.

3.1 Separatore liquidi leggeri

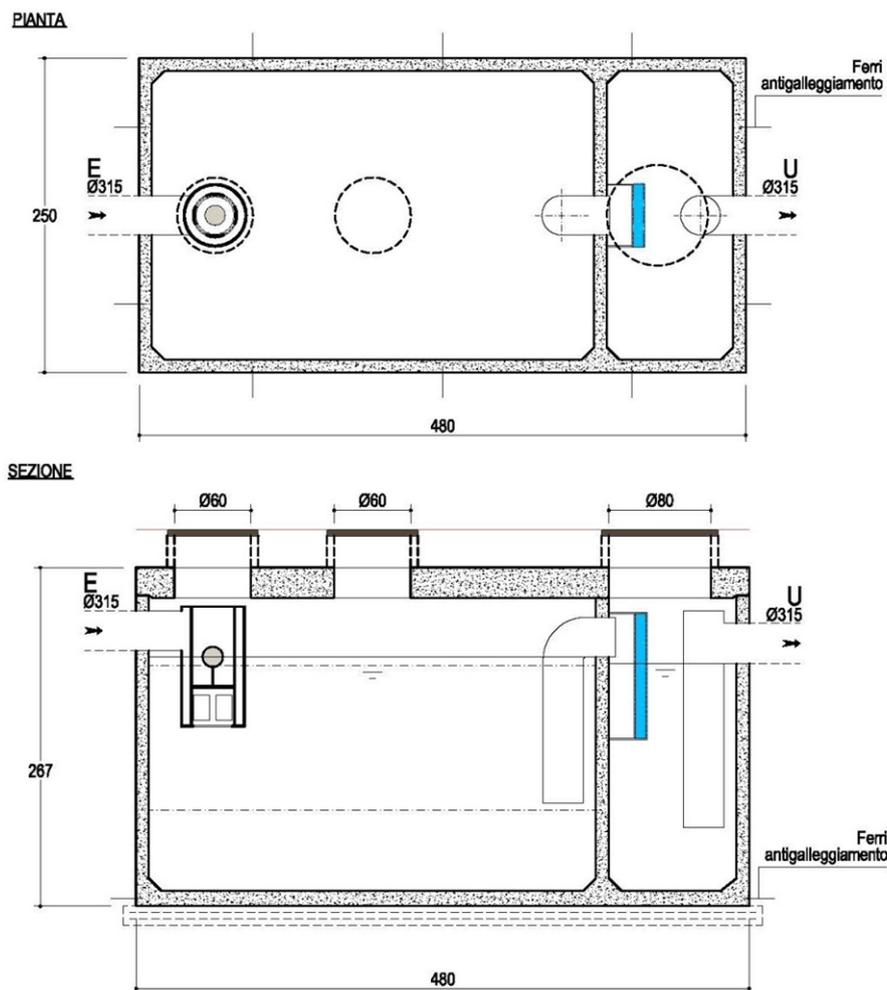
Il separatore di liquidi leggeri, dimensionato secondo norme UNI EN 858-1 e 858-2, è composto essenzialmente da due porzioni ben distinte. La prima costituita dal sedimentatore (vano di defangazione) con volume dimensionato in funzione della portata in entrata (volume utile pari ad almeno 100 volte la portata idraulica) ed è munito di sifonatura in ingresso con dispositivo di chiusura di sicurezza a galleggiante e deflettore di flusso. La seconda costituita dal vano di disoleazione che è dotato di deflettori di flusso e di filtro a coalescenza di tipo poliuretano installato in cestello facilmente estraibile a ghigliottina, realizzato in polipropilene. Le acque di prima pioggia pervengono alla prima sezione di sedimentazione dove avviene la separazione delle particelle inquinanti più pesanti (sabbia, terriccio, etc.). Successivamente le acque raccolte attraversano la sezione di disoleazione dove avviene la separazione delle sostanze leggere non emulsionate (oli e idrocarburi). La

sezione di disoleazione è equipaggiata con un pacco lamellare la cui funzione è quella di separare le micro particelle di olio che non si scindono dall'acqua per semplice flottazione, aumentando di conseguenza il rendimento di separazione.

Il fenomeno fisico della coalescenza avviene in due momenti specifici: le micro particelle di olio presenti nell'acqua, che non riescono a risalire in superficie, aderiscono al materiale coalescente (fenomeno di assorbimento), unendosi tra loro aumentano di dimensioni (fenomeno di coalescenza) fino a staccarsi dal supporto del pacco lamellare e salire in superficie.

Il disoleatore, dimensionato secondo le norme EN 858, è munito di un dispositivo di sicurezza consistente in un galleggiante, tarato in funzione della densità dell'olio minerale previsto. Una volta che la pellicola di oli in superficie raggiunge un certo spessore, il galleggiante, opportunamente tarato per galleggiare sull'acqua (più pesante) e non sugli oli (più leggeri) scende verso il basso attivando il sensore che segnala la necessità di procedere alle operazioni di rimozione degli oli accumulati, così da evitare l'entrata in funzione della valvola automatica di chiusura e il conseguente blocco del flusso in ingresso al disoleatore.

Nella figura seguente si riporta, per maggiore chiarezza, il disegno di un impianto di trattamento tipo.



3.2 Criteri di dimensionamento del sedimentatore

Al fine di ridurre la componente solida scaricata dai sistemi di drenaggio per acque di pioggia possono essere installati sistemi di separazione in cui la velocità del flusso liquido da depurare viene sufficientemente ridotta, in modo da permettere una decantazione delle sabbie presenti in seno al fluido.

Il processo di sedimentazione granulare avviene per gravità, sulla particella agisce una forza verticale che è la risultante del peso della particella e della spinta del liquido.

Ammettendo per semplicità che la particella abbia forma sferica, per cui $V/A = 2/3 \cdot d$ (essendo d il diametro della particella):

$$v = \sqrt{\frac{4g(\rho_s - \rho)d}{3C_d\rho}}$$

Il valore del coefficiente di Newton, C_d , è legato al numero di Reynolds (Re) e varia con la forma della particella. Per corpi sferici, esso può essere espresso come:

$$C_d = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.34$$

Il parametro idraulico di progetto necessario è la portata massima Q_{max} uguale alla portata di punta determinata sulla base del tempo di ritorno di progetto per i sistemi di trattamento delle acque di pioggia. A seconda del rendimento di abbattimento η_{sabbie} voluto per le sabbie, è necessario conoscere la distribuzione granulometrica in un campione reale per fissare la dimensione della particella più fine che si desidera separare dalle acque di drenaggio.

A parità di portata, infatti, maggiore è la lunghezza L_{diss} della vasca e maggiore risulta lo spazio a disposizione della portata liquida per poter sedimentare le particelle solide in essa sospese. Perché una particella si separi dalla fase liquida è necessario che il tempo di sedimentazione t_{sed} sia uguale al tempo di trascinamento t che la particella impiega, assieme al flusso medio della fase liquida, a percorrere la lunghezza L_{diss} della vasca. Dal punto di vista cinematico, ciò significa che deve essere:

$$\frac{V}{V_{sed}} = \frac{L_{diss}}{H_{diss}}$$

- V è la velocità media del flusso liquido nel dissabbiatore (componente orizzontale);
- V_{sed} è la velocità di sedimentazione (componente verticale delle particelle da sedimentare)
- L_{diss} è la lunghezza utile della vasca di dissabbiatura;

- H_{diss} è l'altezza utile (del livello idrico) del dissabbiatore.

In una vasca a flusso orizzontale (e cioè con velocità di trasporto V data da un vettore orizzontale), in una sezione longitudinale si possono distinguere 4 zone. La prima di ingresso, la seconda di uscita, in cui la sedimentazione è disturbata dalla vicinanza dei dispositivi di immissione e di scarico. Una terzo comparto indicato come zona del fango, in cui si raccolgono le particelle sedimentate. Infine la quarta, di sedimentazione vera e propria, in cui la velocità di trasporto del liquido V si mantiene costante e nella sezione iniziale si ammette che la concentrazione e la distribuzione delle particelle delle diverse dimensioni sia uniforme. Detta V_{sed} la velocità di caduta che compete alle più piccole delle particelle di cui si vuole ottenere la separazione, il cammino più lungo percorso, nella zona di sedimentazione, è quello in cui una di tali particelle che inizialmente si trovi nel punto di ingresso raggiunga il termine della zona di raccolta dei fanghi. Le parti sospese, caratterizzate da dimensioni e quindi da velocità di sedimentazione uguali o maggiori, potranno raggiungere la zona del fango qualunque sia la distanza dal fondo con cui attraversano la sezione di ingresso della vasca.

Si fissa la massima velocità del flusso all'interno del dissipatore in modo da determinare, anche con la portata massima, la separazione di tutte le particelle uguali o superiori a 0,075 mm di diametro efficace (e peso specifico relativo pari a circa 2,65). Dalle analisi sperimentali risulta ad esempio che zinco e rame aderiscono in modo nettamente maggiore alla frazione più fine del sedimento (<75 μm), ma in generale le percentuali di inquinanti associate ai solidi risultano per l'80-90% adese a particelle di particolato di dimensioni superiori a 75 μm .

<i>Tipologia</i>	<i>Granulometria (mm)</i>	<i>Tipologia</i>	<i>Granulometria (mm)</i>
Pietrischetto	>2	Sabbia finissima	0.05 – 0.10
Pietrischetto fine	1.0 – 2.0	Fanghiglia	0.01 – 0.05
Sabbia grossolana	0.50 – 1.0	Fanghiglie fini	0.005 – 0.01
Sabbia media	0.25 – 0.5	Argilla	0.001 – 0.005
Sabbia fine	0.10 – 0.25	Argilla fine	0.0001 – 0.001

Nel caso esemplificativo l'impianto relativo al bacino 234+915N, presenta le seguenti caratteristiche:

n. impianti di sedimentazione/trattamento: n. 2;

- trattamento alla progr. 234+863N con portata totale di calcolo di 129 l/s (per portate fino a 130 l/s);
- trattamento alla progr. 234+863N con portata totale di calcolo di 149 l/s (per portate fino a 150 l/s).

3.3 Stazione di sollevamento

La logica di funzionamento degli impianti di sollevamento assunta come impostazione generale deve essere quella di garantire sempre la miglior affidabilità e nel contempo permettere il contenimento delle spese relative alla manutenzione dei macchinari. In questa ottica quindi si è preferito non dotare gli impianti di una macchina in più per la riserva, che utilizzata solo saltuariamente avrebbe sicuramente problemi di funzionamento, ma di dimensionare gli impianti con pompe di sollevamento che lavorano a rotazione e che garantiscono nel contempo la copertura di eventuali punte legate ad eventi eccezionali e superiori a quello di dimensionamento. Evidentemente il tutto tiene conto delle curve di funzionamento delle pompe e dei rendimenti connessi al posizionamento delle portate sulle curve stesse.

In generale le stazioni di sollevamento saranno quindi dotate di 3 pompe, in relazione alla necessità di ottimizzarne l'affidabilità. La terza pompa è attiva ed il suo funzionamento è limitato ai soli eventi meteo particolarmente gravosi. In questo caso, in vasca non è prevista una pompa di riserva nel caso avvenga una avaria ad una delle tre pompe di funzionamento. In queste condizioni tutte le pompe comunque lavoreranno in rotazione (relè di scambio ruoli presente sul Quadro Elettrico) in modo tale da garantire tempi di funzionamento e quindi livelli di usura comparabili per ognuna delle macchine installate.

Durante la fase di svuotamento tutte le pompe in funzione rimarranno accese fino al raggiungimento del livello di arresto (L0 = soglia di arresto comune per tutte le pompe). Dopo ogni arresto dell'impianto di sollevamento e alla successiva richiesta di avviamento si avvierà per prima pompa che in precedenza era partita per seconda e via di seguito. Questa logica consente a tutte le pompe di avere circa le stesse ore di funzionamento riferito ad un determinato periodo temporale, ed inoltre il vantaggio di evitare che la pompa collegata alla soglia di intervento più alta in vasca non abbia lunghi periodi di inattività (conseguenza di serie di eventi piovosi di media entità) con possibili pericoli di bloccaggio a causa della formazione di sedimenti delle particelle solide presenti nelle acque di raccolta (vedi paragrafi inerenti la sedimentazione).

Per garantire comunque la possibilità di sostituire immediatamente la pompa che eventualmente andasse in avaria e quindi procedere alla riparazione della stessa senza ridurre la capacità di svuotamento di progetto dell'impianto sarà sufficiente tenere a magazzino alcune pompe di scorta che possono essere destinate per vari impianti di sollevamento che abbiano installato delle pompe della stessa grandezza.

In questo modo poche pompe possono essere la sicurezza in emergenza di molti impianti.

3.4 Logica di funzionamento dell'impianto

La logica di funzionamento sarà gestita dal Quadro elettrico accoppiato ad una centralina di Telecontrollo.

La misura del livello dell'acqua in vasca viene monitorata in continuo dal sensore di livello piezoresistivo ed è sempre visionabile:

- sull'impianto attraverso il visore della centralina di telecontrollo posto sul frontale del quadro elettrico di avviamento elettromeccanico;
- in remoto con segnale inviato dalla centralina ad una unità centrale o PC dedicato.

Il settaggio di tutti i livelli di avviamento / arresto delle pompe, compreso eventuali allarmi, viene impostato sulla centralina che è in comunicazione diretta con il sensore di livello piezoresistivo:

- avviamento pompe 1/2/3 su livelli diversi;
- arresto unico per tutte le pompe in funzione;
- allarme max livello (se necessario).

Il sistema è completato da n° 2 regolatori di livello a variazione di assetto:

n°1 posto al livello minimo arresto pompe;

n°1 posto al livello massimo (soglia di avviamento della pompa n°3).

Questi regolatori di livello hanno il compito di inviare dei segnali al quadro elettrico di avviamento elettromeccanico e/o alla centralina di telecontrollo per l'automazione in emergenza delle pompe nei seguenti casi:

- avaria del sensore di livello piezoresistivo (con segnali inviati alla centralina);
- avaria della centralina di telecontrollo (con invio dei segnali al quadro elettrico).

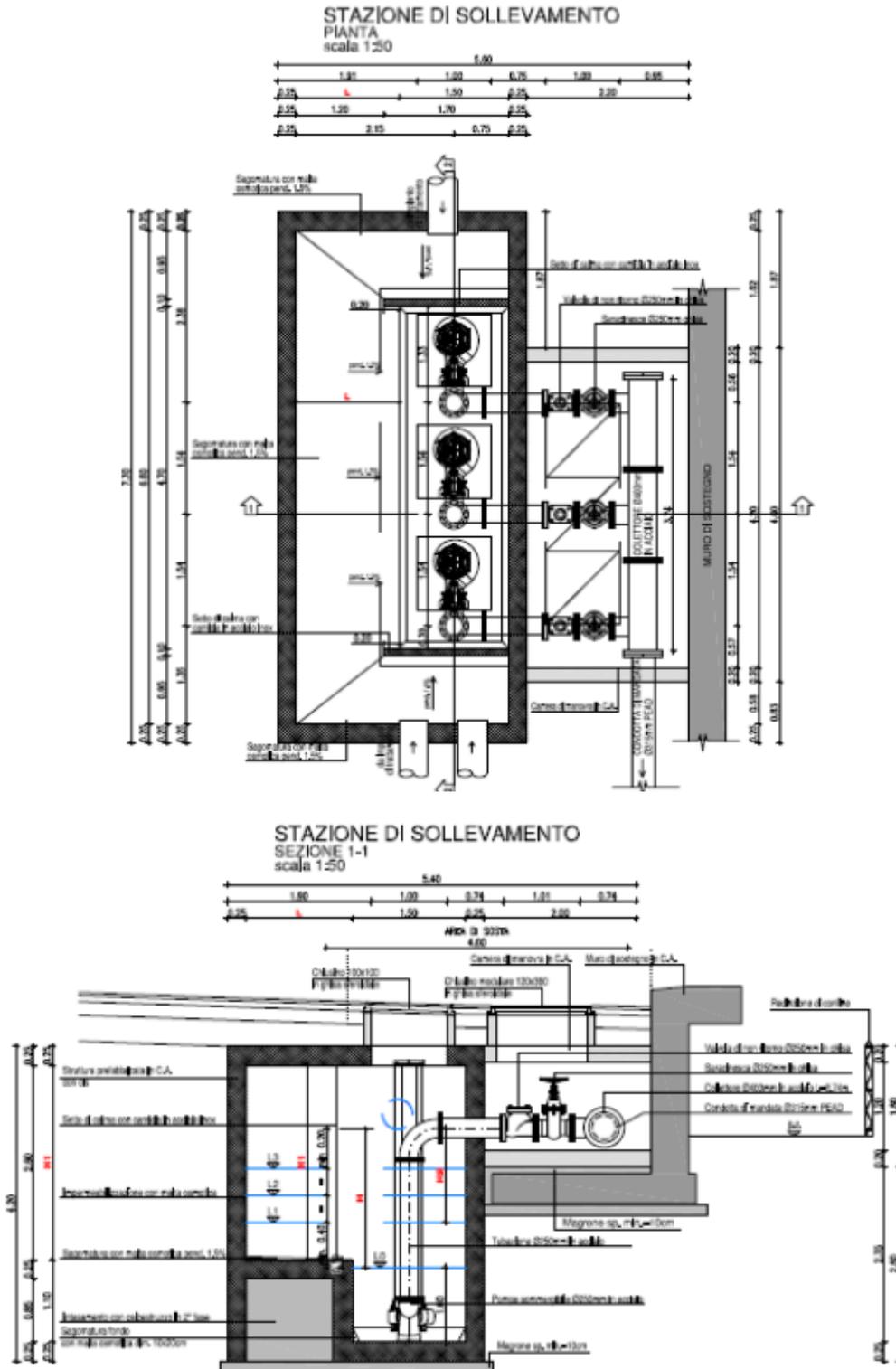
N.B. il circuito di automazione in emergenza delle pompe riceve il segnale dal regolatore di livello posto al livello massimo. Tutte le pompe installate si avviano e per evitare che questa operazione in simultanea possa provocare un assorbimento di corrente allo spunto troppo elevato è stato predisposto l'avviamento con sequenza a scalare per mezzo di timer. Per ottimizzare il funzionamento sarà predisposto un circuito di automazione per modesti afflussi di acqua in vasca, che comanda l'avviamento di n°1 pompa tramite un segnale che riceve dal sensore di livello piezoresistivo anche in condizioni di parziale riempimento della vasca a causa di un evento meteorico di modesta entità (il livello dell'acqua non raggiunge la soglia prevista per l'avviamento della prima pompa). Il sensore non rileva variazioni di livello su una quota raggiunta entro un valore min. e max e per un tempo (timer) prefissato, ed avvia l'elettropompa.

Nel caso esemplificativo dell'impianto relativo al bacino 234+915N, la stazione di sollevamento è una ed è costituita da:

- n. 1 stazione di sollevamento prefabbricata per portate da 201 l/s a 300 l/s alla progr. 234+863N attrezzata con tre pompe, 960 giri/min, 6 POLI, 9 kW.

Dalle stazioni di sollevamento si diparte poi la condotta in pompaggio che scarica l'acqua all'interno del bacino di laminazione attraverso un manufatto in calcestruzzo di carico, i cui disegni esecutivi sono riportati all'interno del progetto.

A titolo di esempio si riportano nelle figure seguenti i disegni tipologici di una stazione di sollevamento tipo (pianta e sezione).



4 CONDOTTA DI MANDATA AL BACINO DI LAMINAZIONE

Tutte le condotte di collegamento tra la stazione di sollevamento ed il bacino di laminazione saranno realizzate con tubazioni in HDPE PE100-PFA100. In considerazione delle diverse lunghezze delle tubazioni e delle conseguenti perdite di carico è stato scelto un diametro tale da limitare la perdita di carico stessa e conseguentemente la prevalenza dell'impianto e l'impegno di energia richiesto. Il calcolo comunque tiene conto del fatto di garantire sempre una velocità di scorrimento tale da assicurare il trascinarsi del materiale solido che eventualmente dovesse depositarsi all'interno della tubazione (>1.00 m/s).

Nel caso esemplificativo dell'impianto relativo al bacino 234+915N, le stazioni di sollevamento sono una ed è collegata alla relativa camera di carico attraverso una tubazione di mandata.

Trattamento alla progressiva 234+863N:

- condotta L(m)= 46 ; Diam. nom.(mm)= 315 ; Prevalenza(m)= 2,29

Con questo dimensionamento, la velocità dell'acqua corrispondente al funzionamento di un'unica pompa con portata di 150 l/s, assume un valore pari a 2,5 m/s. Con l'aumentare della portata, si attivano in sequenza, le pompe successive fino ad una portata massima di 280 l/s, cui corrisponde una velocità nella condotta di 4,6 m/s.

Nella generalità dei casi, i valori ottenuti di velocità del flusso, saranno sempre compresi tra un minimo di 1m/s e 4m/s, compatibili con l'autopulizia dei tubi e tali da non attivare eccessivi fenomeni di usura delle pareti delle tubazioni.

La formula utilizzata per il calcolo della perdita di carico è quella di Gauckler - Strikler di seguito riportata:

$$Q = K_S \cdot A \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \cdot i_f^{\frac{1}{2}}$$

Dove:

Q = portata in m³/sec.

Ks = coefficiente di scabrezza in m^{1/3}*sec⁻¹

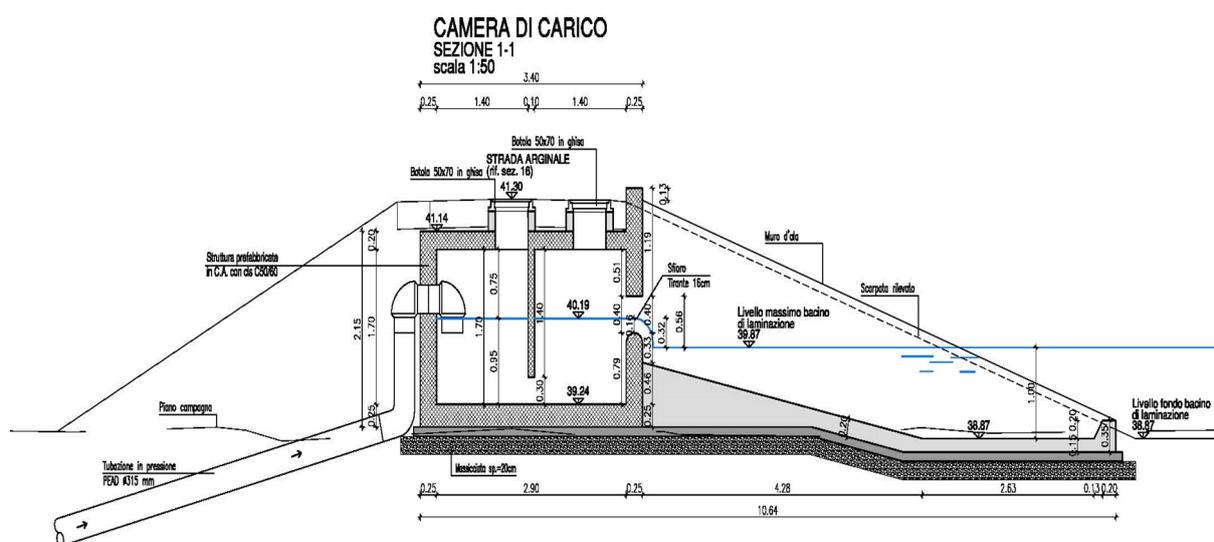
A = area liquida in m²

Rh = raggio idraulico in m

I_f = perdita di carico in m/m

5 CAMERA DI CARICO

Al termine della condotta di adduzione è posizionato il manufatto in c.a. di entrata al bacino. Esso è strutturato in due sezioni adiacenti separate da un setto di calma che consente all'acqua in arrivo di caricare gradatamente le due vasche in modo da limitare la turbolenza e permettere poi lo scarico vero e proprio nel bacino attraverso uno sfioratore sagomato, dimensionato secondo le note formule dell'idraulica. La larghezza del manufatto è stata scelta in maniera da garantire un tirante d'acqua sullo sfioratore di circa 16 cm tali cioè da non mettere in pressione la soletta di copertura.



Nella figura è riportato, a titolo di esempio, lo schema geometrico del manufatto, mentre la tabella riporta le tipologie adottate in funzione delle portate da scaricare con le corrispondenti larghezze.

TIPOLOGIA CAMERA DI CARICO BACINO DI LAMINAZIONE		
TIPO	Q [l/sec]	Larghezza (L) [m]
A	fino a 180	1,50
B	da 181 a 240	2,00
C	da 241 a 300	2,60
D	da 301 a 348	2,90

Nel caso esemplificativo dell'impianto relativo al bacino 234+915N, è presente un'unica camera di carico a servizio di una condotta.

6 BACINI DI LAMINAZIONE

Si riporta il calcolo per il dimensionamento dei volumi di laminazione collegati al concetto di invarianza¹ e quindi inerenti alla realizzazione della terza corsia.

6.1 Aspetti teorici

Nello sviluppo del calcolo per il volume di laminazione si useranno più approcci metodologici; il primo è quello proposto nella pubblicazione inerente le “*Valutazioni di compatibilità idraulica – Linee guida*” edita a cura del Commissario Delegato per lo studio degli eventi meteorologici eccezionali che hanno colpito parte del territorio della regione Veneto (agosto 2009), mentre il secondo è quello contenuto in un articolo inerente “*La valutazione idrologica dei piani urbanistici – un metodo semplificato per l’invarianza idraulica dei piani regolatori generali*” (Pistocchi 2001 – già citato). Sulla base delle considerazioni contenute in tali pubblicazioni saranno svolti nel seguito della presente i calcoli per il dimensionamento dei bacini di laminazione previsti dalla norma collegata al concetto di invarianza.

6.2 Criteri di dimensionamento dei bacini

Viene sviluppato in questa parte della relazione lo studio idraulico volto a definire le portate raccolte dalla piattaforma stradale, tenendo conto dell’allargamento derivato dalla realizzazione della terza corsia e dei principi e norme collegati al concetto di invarianza idraulica.

I criteri fondamentali posti alla base del dimensionamento del sistema sono i seguenti:

- eventi pluviometrici caratterizzati da tempo di ritorno pari a $Tr=100$ anni;
- il trattamento delle acque di prima pioggia, valutate come da normativa in 5 mm in 15’, su tutta la carreggiata autostradale (carreggiata attuale=21 m + nuove corsie=11 m → larghezza totale= 32 m);
- la creazione di nuovi bacini di laminazione per ottemperare al principio di invarianza idraulica da applicarsi alla nuova superficie pavimentata (pari a 11 m) per effetto della realizzazione della terza corsia.

¹ Il principio ispiratore alla base del concetto di invarianza è quello di limitare possibili effetti di aggravio delle piene legati alla progressiva urbanizzazione e all’impermeabilizzazione dei suoli conseguente alle trasformazioni di uso del suolo. Ogni intervento che provoca impermeabilizzazione dei suoli ed aumento delle velocità di corrivazione deve prevedere azioni correttive volte a mitigare gli effetti, e tali azioni sono da rilevare essenzialmente nella realizzazione di volumi di invaso finalizzati alla laminazione: se la laminazione è attuata in modo da mantenere i colmi di piena prima e dopo la trasformazione inalterati, si parla di invarianza idraulica delle trasformazioni di uso del suolo (Pistocchi 2001).

Lo schema di lavoro adottato è il seguente:

- Acquisizione dei dati di precipitazione eseguita utilizzando la curve di possibilità climatica contenute nel “Piano stralcio di assetto idrogeologico (PAI) – Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica “redatto dall’Autorità di Bacino del Fiume Po (Deliberazione del Comitato Istituzionale n. 18 del 26-04-2001). In tale documento è riportata la regionalizzazione delle precipitazioni con l’indicazione dei parametri “a” ed “n” della curva di possibilità pluviometrica stimata per piogge orarie con durata della precipitazione da 1 a 24 ore;
- Determinazione delle portate di dimensionamento calcolate con l’applicazione del metodo SCS (trasformazione afflussi – deflussi);
- Dimensionamento e verifica delle tubazioni che saranno impiegate per lo smaltimento delle acque raccolte e dimensionamento dei bacini di laminazione necessari per garantire il rispetto del concetto di invarianza.

6.3 Analisi pluviometrica

L’analisi si basa sull’acquisizione dei parametri “a” ed “n” che definiscono le curve di possibilità pluviometrica

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

dove:

h = altezza precipitazione in mm

t = durata della precipitazione ore

contenute nel “Piano stralcio di assetto idrogeologico (PAI) – Direttiva sulla piena di progetto da assumere per le progettazioni e le verifiche di compatibilità idraulica” redatto dall’Autorità di Bacino del Fiume Po. Tali curve sono state definite per celle, ognuna delle quali valida per specifici tratti della sezione autostradale oggetto di intervento.

Come consuetudine in questo tipo di analisi viene operata una correzione ai coefficienti a ed n per ragguagliare tali parametri alla superficie del bacino imbrifero considerato. Si applica a tal proposito la formula di PUPPINI con la quale si determinano i coefficienti a’ ed n’ da utilizzare poi nella curva di possibilità pluviometrica.

$$a' = a \cdot (1 - 0.084 \cdot S + S^2)$$

$$n' = n + 0.014 \cdot S$$

con S espressa in km².

6.4 Trasformazione afflussi – deflussi: aspetti teorici

I modelli di formazione dei deflussi di piena si propongono di rappresentare matematicamente i processi idrologici che si svolgono nel bacino descrivendone il comportamento con un operatore che lega la funzione di distribuzione spazio-temporale delle piogge $i(t,x,y)$ (ingresso del sistema) al corrispondente idrogramma dei deflussi $q(t)$

(risposte del sistema). Una simile corrispondenza come si può intuire non è affatto semplice da esprimere, nel caso più generale, mediante delle relazioni matematiche. Entrano infatti in gioco un grande numero di variabili aleatorie, quali possono essere:

- le condizioni fisiche del bacino dipendenti da fattori climatici e geomorfologici, nonché dall'intervento dell'uomo;
- la distribuzione spazio-temporale degli eventi meteorici, la quale è difficilmente rilevabile con precisione tale da consentire una buona descrizione del fenomeno.

Da quanto detto si vede l'impossibilità di riprodurre in modo soddisfacente il sistema fisico e quindi di giungere alla definizione matematica del prototipo.

Si può allora introdurre un sistema-modello, il quale, con particolari semplificazioni e prescindendo dall'operatore che lega gli afflussi ai deflussi, riesce a fornire una relazione univoca tra input ed output.

Il processo per la costruzione di un modello matematico comporta la successione di due diversi tipi di operazioni:

- definizione della struttura del modello, cioè del tipo di operatore che collega input-output;
- taratura del modello, ovvero ricerca del valore di determinati parametri in modo che il modello si adatti alla situazione in esame.

I modelli idrologici essenzialmente si possono suddividere in due estreme categorie:

a) Modelli concettuali (a simulazione particolareggiata)

Questo tipo di modello tenta di riprodurre, nel modo più esatto possibile, i singoli processi che avvengono nel bacino, dalla precipitazione, alla formazione dei deflussi fino alla formazione della piena. Naturalmente questo tipo di modelli ha possibilità di essere applicato a bacini relativamente semplici, quali possono essere bacini urbani con caratteristiche facilmente determinabili.

b) Modelli deterministici (o sintetici)

Questo tipo di modello prescinde totalmente dai processi che avvengono nel bacino e cerca un legame tra l'ingresso e l'uscita, il quale sia verificato per tutti i casi che soddisfano le ipotesi su cui è basato. In linea generale, comunque, la formazione dei flussi di piena avviene con le seguenti modalità:

- 1) Afflusso diretto: è quella parte di precipitazione che cade continuamente sulle superfici liquide;
- 2) Deflusso superficiale: si forma dopo un certo ritardo dall'inizio delle precipitazioni. Tale ritardo è direttamente collegato all'intensità dell'evapotraspirazione oltreché all'infiltrazione o alle capacità di invaso nel bacino;
- 3) Deflusso ipodermico: si ha quando parte dell'acqua scorre più o meno parallelamente rispetto alla superficie del suolo in uno strato di alcune decine di centimetri;
- 4) Deflusso profondo: riguarda le acque filtranti ed il loro movimento nel bacino. Poiché tale moto avviene molto lentamente, i deflussi profondi raggiungono il collettore con notevole

ritardo rispetto ai deflussi superficiali. Inoltre l'andamento delle portate è molto regolare e non è caratterizzato, in genere, da nessun colmo.

Data, dunque, la diversità con cui le acque superficiali si comportano rispetto a quelle sotterranee, è consuetudine analizzare il fenomeno afflussi/deflussi, durante il fenomeno di piena, separatamente.

Nasce subito il problema di separare, nel volume che defluisce, le sue componenti corrispondenti. D'altra parte, tali componenti dipendono dallo stato di imbibizione del terreno e della sua impermeabilità e dipendono, inoltre, dalla velocità di percolazione nel sottosuolo. Tutti questi fattori sono di difficile determinazione e prevedono una conoscenza del bacino dal punto di vista geomorfologico estremamente puntuale. Assodato, dunque, che componente superficiale e componente profonda contribuiscono in maniera completamente diversa alla formazione della portata di piena, considerando che la componente superficiale è in genere preponderante, si decide di considerare solo quest'ultima nella formazione della piena.

L'idrogramma di piena può suddividersi in tre fasi:

- ramo ascendente (di concentrazione);
- segmento di colmo;
- ramo discendente (di esaurimento).

Tale idrogramma può essere più o meno appiattito a seconda dell'intensità e della durata della pioggia. Se, ad esempio, la precipitazione ha una durata sufficientemente lunga, si possono raggiungere le condizioni di regime (ramo di colmo appiattito) in cui la portata di colmo risulta pari alla portata di deflusso meteorico, defalcato delle "perdite" per infiltrazione ed evapotraspirazione.

E' intuitivo affermare che se la precipitazione (per comodità considerata costante) ha una durata inferiore al tempo di corrivazione del bacino imbrifero t_c , la portata non potrà mai raggiungere il suo massimo.

T_c si definisce come un tempo di corrivazione: con esso si intende il tempo che impiega la pioggia caduta nel punto più lontano del bacino per raggiungere la sezione di chiusura.

Si è già detto che la valutazione delle portate di piena basata sulle precipitazioni note sul bacino idrografico, richiede l'uso delle metodologie con cui viene analizzato il processo di formazione dei deflussi superficiali, ed in particolare di quelle con cui si stima l'I.U.H. dei bacini (idrogramma unitario).

La determinazione di tale grandezza, già molto difficoltosa per i bacini idrografici con numerose osservazioni sperimentali di afflussi e contemporanei deflussi di piena, diventa praticamente impossibile quando tali osservazioni siano poche o manchino del tutto, per cui nel nostro caso, per la soluzione del problema, si deve necessariamente ricorrere a metodi

più approssimati, che prendono lo spunto da alcuni risultati forniti dai metodi idrologici della corrivazione e dell'invaso.

Secondo il metodo della corrivazione, la portata massima di un bacino dovuta a precipitazioni di intensità costante si ha per eventi di durata pari al tempo di corrivazione t_c . Indicando con h l'altezza di precipitazione di durata t_c e con ϕ il coefficiente di deflusso (rapporto tra l'altezza della pioggia netta h_e e l'altezza totale di pioggia h), nell'ipotesi che il fenomeno piovoso abbia intensità costante:

$$i = h_e / t_c = \phi h / t_c$$

la portata massima Q_{max} vale:

$$Q_{max} = \phi h / t_c S$$

avendo indicato con S la superficie totale del bacino imbrifero.

In realtà però la portata Q_{max} sarà più piccola a causa della laminazione esercitata all'interno del bacino imbrifero e per tener conto di ciò, si applicherà un coefficiente $\varepsilon < 1$ - coefficiente di laminazione - che terrà conto delle caratteristiche del bacino (superficie, pendenza dei versanti, sviluppo della rete idrografica, natura dei terreni, etc.). Si scriverà, perciò:

$$Q_{max} = \phi \varepsilon h / t_c S$$

Com'è agevole rendersi conto la stima di ε è estremamente difficile e costituisce un ulteriore elemento di incertezza che va ad aggiungersi a quelli connessi con la valutazione di ϕ e t_c .

Un'indicazione sui valori da attribuire ad ε si può tuttavia avere, se si fanno alcune ipotesi circa la forma dell'onda di piena e se si ritiene che il processo con cui si attua la laminazione degli afflussi meteorici nel bacino sia descrivibile dal modello dell'invaso lineare.

Da studi compiuti dal Giandotti su diversi bacini, è risultato che per bacini impermeabili di estensione dell'ordine dei 100 km², si può ammettere che le onde di piena siano sostanzialmente simmetriche rispetto al colmo e che il valore di ε sia pari a 0.80.

Nel nostro caso, essendo le aree oggetto di valutazione idraulica molto piccole, la pioggia efficace (e conseguentemente le portate) sarà determinata applicando il metodo **S.C.S. (Soil Conservation Service)**.

Concettualmente analogo al Metodo Razionale, questo metodo è stato inizialmente sviluppato per bacini agricoli ma, con una più articolata differenziazione delle caratteristiche della copertura forestale rispetto alla versione originale, può essere utilizzato efficacemente anche a casi analoghi a quello di studio per la ricostruzione delle portate di piena.

Il metodo S.C.S. viene largamente usato negli USA come procedura per la ricostruzione delle piene in piccoli bacini. Le caratteristiche idrologiche del bacino vengono sintetizzate nella definizione di un unico parametro CN che individua una relazione tra la precipitazione ed il corrispondente volume di deflusso. Il metodo può essere usato per lo studio di bacini di superficie non superiore a 15 - 20 km², nei quali la risposta è più immediata e l'insieme

delle caratteristiche idrologiche può essere più facilmente espresso, come valore medio, da pochi parametri.

Il metodo si basa sull'ipotesi che sia sempre rispettata la relazione:

$$\frac{V}{Pn} = \frac{W}{S}$$

dove:

V = volume di deflusso superficiale (mm)

Pn= pioggia netta (mm)

S = contenuto idrico massimo del suolo o infiltrazione potenziale(mm)

W = contenuto idrico del suolo (mm)

La pioggia netta (efficace, cioè quella in grado di produrre deflusso) Pn si ottiene detraendo dalla pioggia totale P (altezza di pioggia) le perdite iniziali Ia del sistema idrologico; essa si distribuisce completamente tra volume di deflusso (V) e contenuto idrico del suolo (W):

$$Pn = P - Ia = W + V.$$

Il parametro P rappresenta l'altezza massima di pioggia ricavata dall'applicazione della relazione $h = at^n$ dove a ed n per i diversi tempi di ritorno sono stati desunti dai dati contenuti nel P.A.I.

Le perdite iniziali (Ia), in base a riscontri sperimentali, sono correlate con il contenuto idrico massimo S del suolo mediante la relazione:

$$Ia = 0.2xS$$

Dove per S è verificato essere più corretto adottare valori per le perdite iniziali rientranti nell'intervallo compreso tra 5 – 10 mm.

Combinando le varie relazioni si ottiene:

$$V = \frac{(P - 0.2xS)^2}{P + 0.8xS}$$

Per il calcolo del parametro S è stato introdotto un nuovo parametro CN (Curve Number) che, calcolato sulla base dei parametri geo-pedologici e vegetazionali del bacino, rappresenta l'attitudine di questo a produrre deflusso.

$$CN = 25400 / (254 + S)$$

da cui:

$$S = 25.4x\left(\frac{1000}{CN} - 10\right)$$

Per la determinazione di CN, e del coefficiente di deflusso C, si distinguono anzitutto quattro categorie di suoli, così come di seguito riportato.

<i>Classificazione idrogeologica dei suoli in base alle caratteristiche stratigrafiche e tessiturali dei depositi</i>
<p>GRUPPO A</p> <p>Bassa capacità di deflusso. Suoli con elevata infiltrabilità anche quando saturi; sabbie e ghiaie profonde ben drenate. Notevole conducibilità idrica.</p>
<p>GRUPPO B</p> <p>Suoli con moderata infiltrabilità se saturi. Discretamente drenati e profondi, tessitura medio grossa e conducibilità idrica non molto elevata.</p>
<p>GRUPPO C</p> <p>Suoli con bassa infiltrabilità se saturi. Hanno per lo più uno strato che impedisce un movimento dell'acqua verso il basso, oppure hanno tessitura medio fine e bassa infiltrabilità e conducibilità idrica.</p>
<p>GRUPPO D</p> <p>Capacità di deflusso elevata. Suoli con infiltrabilità ridottissima se saturi. Sono suoli ricchi di argilla con capacità rigonfianti, suoli con strati di argilla presso la superficie, suoli poco profondi su substrati impermeabili. Conducibilità idrica estremamente bassa.</p>

Il bacino in esame, così come tutti gli altri corrispondenti alle diverse tratte, è contraddistinto da suoli impermeabili (asfalto) e quindi ascrivibili al "**Gruppo D**". Nel caso in esame, sulla base delle caratteristiche del bacino scolante (superficie stradale asfaltata) si adotta un valore **CN=98**.

Questo valore deve essere poi corretto per tenere conto del grado di saturazione del terreno all'inizio dell'evento (AMC), considerato che i valori originari sono sempre riferiti a condizioni di umidità del terreno corrispondenti al CN(II)

CN	Precipitazione P caduta nei 5 gg precedenti l'evento in esame	
	Periodo vegetativo	Riposo vegetativo
I	P<35 mm	P<13 mm
II	35 mm<P<53 mm	13 mm<P<28 mm
III	P>53 mm	P > 28 mm

Le espressioni dei valori di CN per le varie classi prima definite sono le seguenti:

CLASSE I	$CN(I)=4.2 \cdot CN(II) / (10 - 0.058 \cdot CN(II))$
CLASSE II	CN(II) nel nostro caso pari a 98
CLASSE III	$CN(III)=23 \cdot CN(II) / (10 + 0.13 \cdot CN(II))$

Il calcolo per la quantificazione delle portate fluenti della carreggiata esistente, alla quale per norma non va applicato il principio di invarianza, sarà condotto utilizzando il CN(I), mentre quello relativo alla terza corsia sarà sviluppato utilizzando il CN(III), considerando quindi le condizioni più sfavorevoli e cioè che all'inizio dell'evento meteorico esaminato, il terreno sia già saturo a seguito delle precipitazioni precedenti.

Applicando il metodo (SCS) sopra esposto si determina la pioggia efficace (quella cioè in grado di produrre deflusso) ed una corrispondente nuova curva di possibilità pluviometrica, che viene espressa con le seguenti equazioni.

per la progressiva 234+863N:

$$h(\text{mm}) = 39,84 * t(\text{ore})^{0.206} \quad (1)$$

$$h(\text{mm}) = 52,60 * t(\text{ore})^{0.206} \quad (2)$$

corrispondenti rispettivamente al CN(III) per la nuova carreggiata (1) ed al CN(I) per la carreggiata esistente (2). L'altezza di precipitazione viene calcolata su un tempo di precipitazione di 15 minuti.

Il contributo specifico di portata che si determina in queste condizioni al fine di dimensionare i vari tratti di tubazione considerando una distanza tra i pozzetti caditoia di 25 m ed una larghezza di 32 m (di cui L=21,0 m per la carreggiata esistente e L=11,0 m per la terza corsia, entrambe considerate nei due sensi), risulta pertanto costante.

Di seguito, la tabella riporta il calcolo delle portate relative alla carreggiata esistente e alla nuova.

		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr> <td style="width: 25%;">pioggia efficace mm</td> <td style="width: 15%;">coeff. n adim</td> <td style="width: 25%;">portata totale ogni 25m l/s</td> <td style="width: 35%;">somma l/s</td> </tr> </table>				pioggia efficace mm	coeff. n adim	portata totale ogni 25m l/s	somma l/s
pioggia efficace mm	coeff. n adim	portata totale ogni 25m l/s	somma l/s						
BACINO	IMP. TRATTAMENTO								
234+915N	234+863N	esist.	39,84	0,206	17,47	29,55			
		allarg.	52,60	0,206	12,08				

Per lo stesso principio la larghezza costante della carreggiata (32,0 m), produrrà una portata di prima pioggia su lunghezze fisse di 25 m, e pari a

$$Q_n \text{ (l/s)} = 5 * 10^{-3} * 32 * 25 / 15 * 60 = 4,4 \text{ l/s}$$

Risulta evidente che se si dovesse considerare, per questione di geometria della rete di smaltimento, solo una corsia (carreggiata nord e sud servite da linee separate) il contributo specifico di portata da allontanare e trattare sarà esattamente la metà.

Il sistema di smaltimento sarà configurato in maniera che le nuove condotte siano dimensionate per il contributo di portata di prima pioggia (4.4 l/s ogni 25 metri) con caditoie di raccolta con relativo pozzetto posizionate sempre ad interasse di 25 metri. In tal modo il contributo di portata che supera quello di prima pioggia sarà smaltito direttamente attraverso uno sfioratore (scolmatore) che scaricherà, attraverso gli embrici, nei fossi di guardia.

Come si vedrà nei paragrafi seguenti il sistema di raccolta proposto risulterà compatibile anche con il concetto di invarianza.

7 ESEMPIO DI DIMENSIONAMENTO DI BACINO DI LAMINAZIONE CON SUOLO DRENANTE

In relazione alle buone caratteristiche del terreno, molto permeabile, e tenuto conto che la falda acquifera risulta molto depressa rispetto al piano campagna, si propone di smaltire le acque raccolte nel bacino di laminazione attraverso il fondo dello stesso, realizzato con stratigrafia idonea a garantire buoni coefficienti di permeabilità.

Il dimensionamento è stato eseguito con l'ausilio di un programma di calcolo che si basa sui principi della normativa tedesca ATV A138.

Tale normativa è applicabile al calcolo dei sistemi disperdenti per bacini che abbiano estensione massima di 200 ha oppure tempo di corrivazione massimo di 15 minuti. I fattori che influiscono sull'effetto di laminazione operato da un invaso di tipo statico (come nel nostro caso), sono il volume massimo in esso contenibile, e le caratteristiche della tipologia di scarico (naturale e/o artificiale). Il principio alla base della verifica numerica è l'equazione di continuità (vedi paragrafo 6.5) che si può sintetizzare nella seguente formula:

$$q_e(t) - q_u(t) = \frac{dW(t)}{dt}$$

volume di accumulo (t) = volume in ingresso - volume allo scarico

La portata in ingresso è determinata considerando l'area effettiva allacciata afferente all'allargamento realizzato, secondo il principio dell'invarianza (in ha) e la precipitazione di progetto con una corrispondente intensità di pioggia (in l/s*ha) per un dato tempo di ritorno. La portata da scaricare si determina dal dato di permeabilità del terreno (in m/s) moltiplicato per l'area effettiva utile ai fini della dispersione.

Il coefficiente di permeabilità assunto è pari a $5 \cdot 10^{-5}$ m/s (il parametro di permeabilità scelto è cautelativo rispetto alla permeabilità stimata per il tratto in cui verranno realizzati i bacini con suolo drenante che è pari a $1 \cdot 10^{-4}$ m/s – vedi relazione idrogeologica di progetto).

Va detto inoltre, che seguendo l'impostazione prevista dalla norma ATV A138, si è adottato un "coefficiente di sovraccarico" f_s pari ad 1.5. Tale coefficiente tiene conto della possibile variabilità e modifica delle condizioni spazio temporali del coefficiente di permeabilità, rendendo con ciò il calcolo di verifica ampiamente cautelativo.

La differenza tra ingresso e scarico determina il volume minimo del bacino. Nel foglio di calcolo (vedi immagine seguente) la portata in ingresso dipende dai parametri della curva pluviometrica ("a" ed "n") e viene determinata in riferimento alla superficie di allargamento, in linea con il concetto di invarianza.

Si analizza nel seguito il funzionamento e la verifica del bacino secondo le indicazioni contenute nella normativa tedesca DWA(ATV) A 138 che fa riferimento alle seguenti linee di dimensionamento:

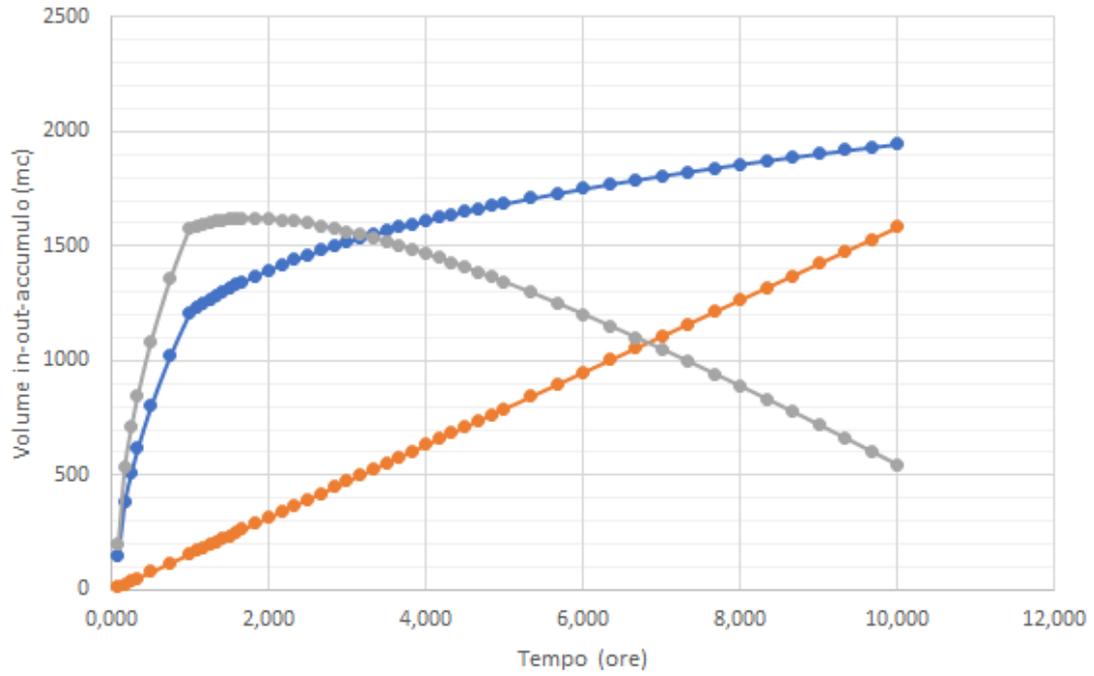
- lo svuotamento dell'invaso deve avvenire entro le 48 ore dal termine dell'evento meteorico;
- la permeabilità K_f viene divisa per 2 perché non è mai possibile considerarla omogenea per tutta l'area.

Di seguito proporremo nel dettaglio i calcoli sviluppati con il corrispondente grafico dei volumi in entrata, accumulati ed in uscita, ed un grafico che riporta l'andamento delle portate entranti calcolate in riferimento all'area sottesa (allargamento) ed alla curva di possibilità pluviometrica, relativamente al bacino di laminazione posto alla progressiva KM 224+150S. La superficie filtrante considerata nel calcolo è quella del fondo del bacino (1.760 mq), non avendo considerato in via cautelativa le sponde dello stesso.

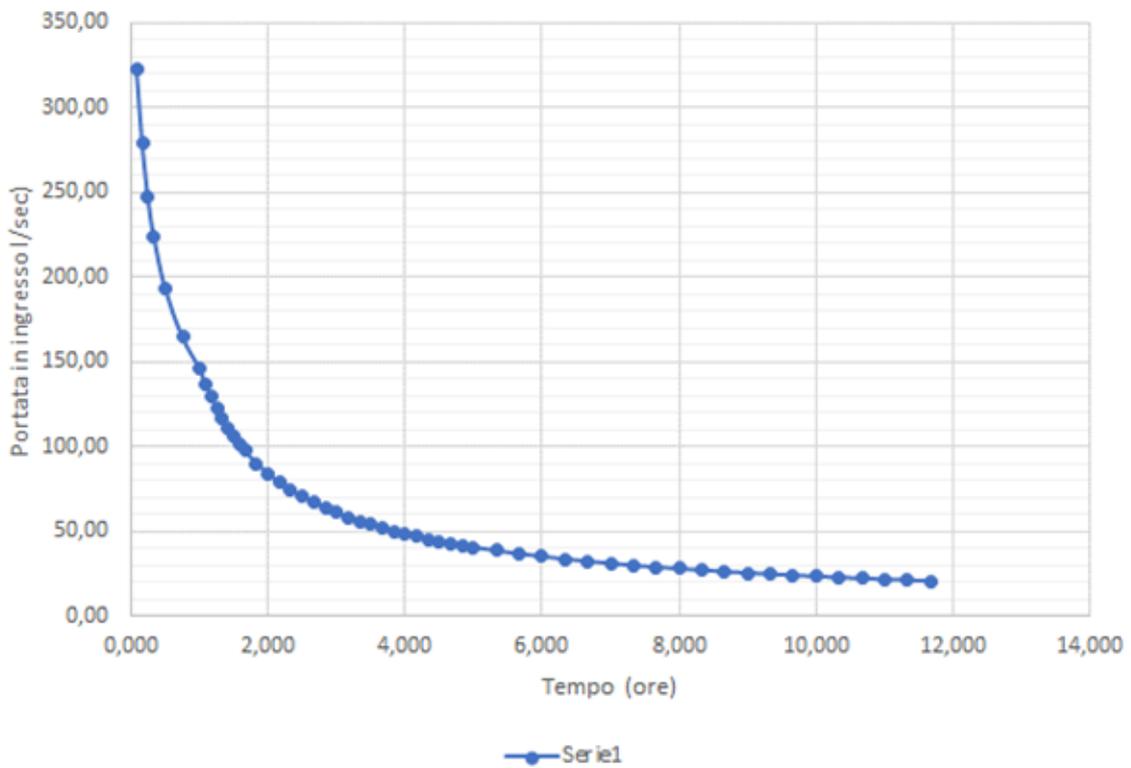
AUTOSTRADA DEL BRENNERO
SOCIETÀ PER AZIONI CON SEDE IN TRENTO

parametro a pioggia	<1 ora	a=	52,6	
parametro a pioggia	<1 ora	n=	0,206	
parametro a pioggia	>1 ora	a=	52,6	
parametro a pioggia	>1 ora	n=	0,206	
coefficiente di infiltrazione	m/s	k=	0,00005	
SUPERFICIE RAGGUAGLIATA	A_{imp}	S=	15345	mq
	Φ -deflusso			
tetti	1	=		
asfalto/cubetti in cemento	0,9	=	17050	
porfido/formelle in sabbia	0,7	=	0	
pavimentazioni macadam	0,5	=	0	
prati	0,3	=	0	
TOTALE SUPERFICIE impermeabile			17050	mq
coefficiente volume di accumulo	S_{it}	=	0,96	adim.
larghezza BACINO	b_{it}	=	41,95	metri
altezza BACINO	h_{it}	=	41,95	metri
coefficiente volume di accumulo	S_{pit}	=	0,960	$S_{pit}=1-(1-s_{it})h_{it}/b_{it}$
AREA DI INFILTRAZIONE BACINO		=	1759,803	
portata in uscita	Q_{thr}	=	0	l/s
coefficiente udometrico in uscita	Q_{thr}	=	0	l/s*ha
fattore di sovraccarico	f_s	=	1,5	adim.
volume accumulo richiesto (mc)	V_{it}	=	1623,70	mc
altezza richiesta	L_{it}	=	0,92	m
		=		mq
superficie disperdente	S_{disp}	=	1759,803	mq
Tempo svuotamento	t (ore)	=	10,25	$t(s)=V/(S_{disp}*k/2)$
Velocità di infiltrazione	Q_s (l/s)	=	44,00	$Q(l/s)=k/2*S_{disp}*1000$

VOLUME DI LAMINAZIONE



PORTATA IN INGRESSO (l/sec)



Analizzando nel primo grafico gli andamenti delle curve di calcolo (in **blu** volumi in, in **arancio** volumi out ed in **grigio** il volume accumulato) si deducono in particolare, i seguenti risultati:

Progr. Km 224+150S

volume accumulo richiesto (mc)	V_{it}	=	1623,70 mc
altezza richiesta	L_{it}	=	0,92 m
		=	mq
superficie disperdente	S_{disp}	=	1759,803 mq
Tempo svuotamento	t (ore)	=	10,25 $t(s)=V/(S_{disp}*k/2)$
Velocità di infiltrazione	Q_s (l/s)	=	44,00 $Q(l/s)=k/2*S_{disp}*1000$

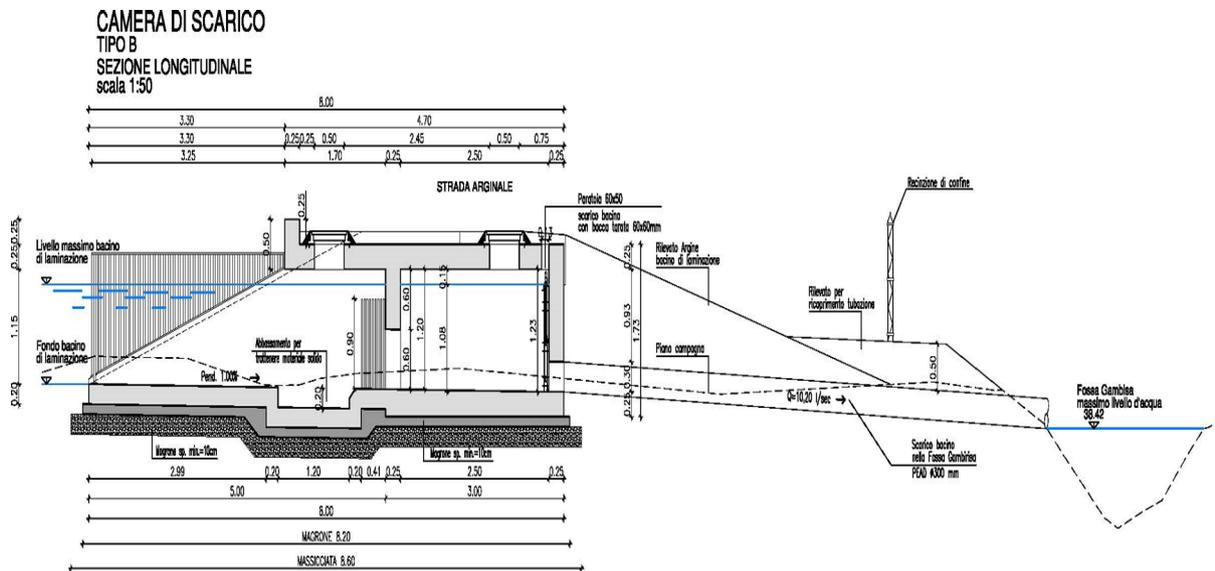
Per quanto riguarda la definizione dell'area disperdente si è considerato, a favore della sicurezza, il solo fondo del bacino senza considerare le sponde.

Il calcolo sviluppato con il metodo proposto conferma che il volume previsto per il bacino pari a 2024 mc è superiore alla volumetria minima richiesta da calcolo di 1623 mc, ed è in grado di garantire lo svuotamento dell'invaso in circa 10 ore.

8 ESEMPIO DI DIMENSIONAMENTO DI BACINO DI LAMINAZIONE CON SCARICO IN CORPO IDRICO SUPERFICIALE

Lo scarico del bacino in corpo idrico superficiale, dove presente, potrà avvenire con due modalità: a gravità oppure in pompaggio. Nel primo caso il dimensionamento delle condotte sarà sviluppato con la formula di Gaukler-Strikler mentre nel secondo caso, in funzione delle caratteristiche topografiche della zona, lo scarico avverrà con un sistema di pompaggio, che sarà composto da una stazione di sollevamento con relative pompe in numero commisurato alla portata da allontanare in modo tale da garantire comunque un buon livello di affidabilità. Lo schema dimensionale e costruttivo è riportato nell'immagine seguente.

Tutto il sistema è regolato con una paratoia di chiusura, all'interno della quale è realizzata una bocca tarata per poter garantire la fuoriuscita della quantità d'acqua ammessa dal competente Consorzio di bonifica. La bocca è dimensionata applicando le formule dell'idraulica relative all'efflusso da luce di fondo sotto battente. In casi di emergenza oppure per esigenze del consorzio, la paratoia di uscita potrà essere completamente sollevata ed assicurare quindi un veloce svuotamento del bacino di laminazione.



Il calcolo del bacino di laminazione si basa sull'equazione di continuità che è espressa come di seguito:

$$Q_e(t) \cdot dt - Q_u(t) \cdot dt = dV \quad (1)$$

dove:

$Q_e(t) \cdot dt$ è il volume d'acqua entrato nel tempo dt

$Q_u(t) \cdot dt$ è il volume d'acqua uscito nel tempo dt

dV è la variazione del volume d'acqua invasato nel serbatoio nello stesso intervallo di tempo e sarà positiva in fase di riempimento oppure negativa in fase di svuotamento.

L'espressione della $Q_e(t)$, dipendente dalla precipitazione di durata t , assume l'espressione

$$Q_e(t) = S \cdot \phi \cdot a \cdot t^n$$

che rappresenta la portata entrante nel bacino di laminazione.

La portata uscente $Q_u(t)$, ammessa allo scarico, viene stabilita dal gestore degli organi ricettori (per il concetto dell'invarianza) e nel caso in esame è pari a **10 l/s*ha**.

Imponendo nulla la derivata del volume di invasato desunta dalla (1) si determina la durata critica (t_{cr}) che assume il valore

$$t_{cr} = (Q_u / (S \cdot \Phi \cdot a \cdot n))^{1/(n-1)}$$

mentre il corrispondente volume massimo da invasare nel serbatoio è dato dalla

$$V = S \cdot \phi \cdot a \cdot (Q_u / (S \cdot \Phi \cdot a \cdot n))^{1/(n-1)} - Q_u \cdot (Q_u / (S \cdot \Phi \cdot a \cdot n))^{1/(n-1)}$$

Nel nostro caso, con l'impianto di trattamento:

Prog. 234+863

$S = 1550 \cdot 11,0 = 17.050 \text{ mq}$

$\Phi = 0,9$ (adim.)

a (Puppini) = 55,89 mm

n (Puppini) = 0,206 (adim.)

$Q_u(t) = 10,00 \text{ l/s} \cdot \text{ha} = 17.05 \text{ l/s}$

t_{cr} di 3,78 ore.

La portata di prima pioggia (per le fasi iniziali della precipitazione) rimane fissata in:

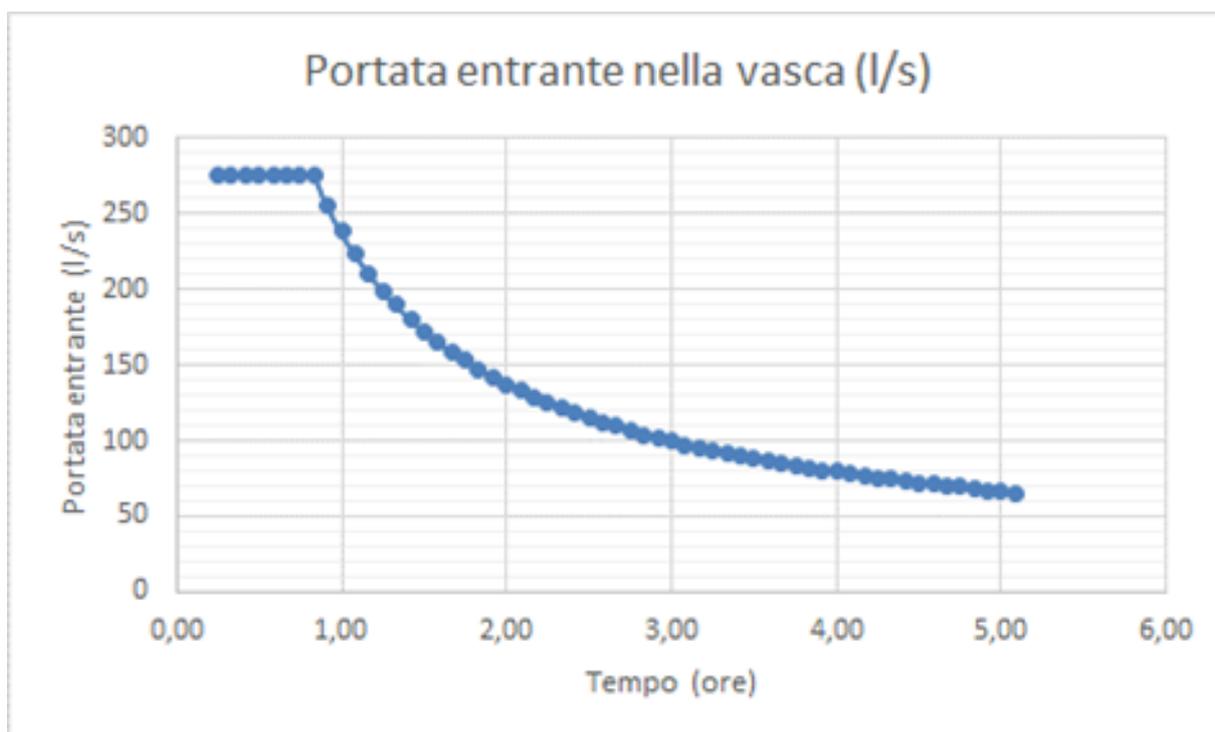
Prog. 234+863

$Q_n \text{ (l/s)} = 5 \cdot 32 \cdot 1550 / 15 \cdot 60 = 276 \text{ l/s}$

Tenendo conto che all'aumentare della durata della precipitazione, l'intensità della stessa tende a calare, si è fissata la portata entrante al bacino di laminazione scegliendo tra il valore della portata di prima pioggia (fissato dalla norma in 5 mm per i primi 15 minuti) ed il valore derivante dalla precipitazione con tempo critico prima individuato. Se il valore della precipitazione è superiore a quello di prima pioggia, si utilizzerà quest'ultimo per il calcolo dei volumi entranti al bacino di laminazione (le tubazioni a monte sono dimensionate per il

trasporto della prima pioggia, stante la presenza degli scolmatori che allontanano la portata superiore), mentre si utilizzerà il valore della precipitazione quando questo non sia sceso al di sotto del valore della prima pioggia. Da quel momento in poi la portata usata per il calcolo dei volumi è quella desunta dal calcolo della precipitazione che tenderà, al progredire della precipitazione, a calare.

L'andamento della portata di calcolo è riportato nel grafico seguente.



La determinazione della $Q_u(t)$, come già indicato in precedenza, è costante ed è pari a $10,0 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$ ($10,0 \text{ l/s} \cdot \text{ha} \times 1,707 \text{ ha} = 17,05 \text{ l/s}$), come indicato dal competente consorzio di bonifica che gestisce l'organo ricettore nel quale il bacino di laminazione va a scaricare. Nei calcoli svolti, il contributo che può essere rilasciato in alveo è ovviamente proporzionato alla nuova superficie captata in sintonia con il concetto di invarianza.

Sulla base dei dati esposti si determina un volume in entrata al bacino (addotto allo stesso attraverso l'impianto di trattamento di prima pioggia e calcolato fino alla durata critica) di complessivi $2,254 \text{ mc}$, mentre il volume in uscita (sempre commisurato alla durata critica) corrispondente alla portata ammessa in scarico vale 232 mc ($Q_u = 17,05 \text{ l/s} \cdot t_{cr} = 3,78 \text{ h}$).

Il bilancio complessivo dei volumi fornisce quindi un volume netto di $2,254 - 232 = 2,022 \text{ mc}$, raggiunto in corrispondenza del tempo critico di $3,78 \text{ ore}$ dall'inizio dell'evento meteorico.

