

S.S. 78 "SARNANO - AMANDOLA"

LAVORI DI ADEGUAMENTO E/O MIGLIORAMENTO TECNICO FUNZIONALE DELLA SEZIONE STRADALE IN T.S. E POTENZIAMENTO DELLE INTERSEZIONI - 2° STRALCIO

PROGETTO DEFINITIVO

IMPRESA ESECUTRICE		GRUPPO DI LAVORO ANAS:	
			
GRUPPO DI PROGETTAZIONE		RESPONSABILE DEI LAVORI:	
(Mandataria)  S.A.G.I. s.r.l. Società per l'Ambiente, la Geologia e l'Ingegneria Via Pasubio,20 63074 San Benedetto del Tronto (AP) Tel. e Fax 0735.757580 e-mail: info@sagistudio.it PEC: info@pec.sagistudio.it		VISTO: RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Ing. Marco Mancina (ANAS S.p.A.)	
(Mandanti)     		PROTOCOLLO: _____ DATA: _____	

N. ELABORATO:

E001

CAPITOLO E – PROGETTO IDRAULICO
 CAPITOLO E0 – PARTE GENERALE
 RELAZIONE IDROLOGICA E IDRAULICA

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG.	ANNO	E001 - T00_ID00_IDR_RE01_A_Relaz. idrologica e idraulica		
<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	CODICE ELAB. <input type="text" value="T00ID00IDRRE01"/>	<input type="text" value="A"/>	
D					
C					
B	-		-	-	-
A	EMISSIONE		Luglio 2023	-	-
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

INDICE

1. INTRODUZIONE	2
1.1. OGGETTO DELLA RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA	2
2. INQUADRAMENTO NORMATIVO	3
3. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	4
3.1. CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE	4
3.2. ELEMENTI DI CIRCOLAZIONE IDRICA	6
3.3. CARTE IDROGEOLOGICHE	7
4. VERIFICA DI COMPATIBILITA' CON I PIANI DI BACINO	8
4.1. PIANO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO -PAI	8
5. PLUVIOMETRIA	10
5.1. STIMA DEI PARAMETRI PER DURATE SUPERIORI AD 1 ORA	13
5.2. STIMA DEI PARAMETRI PER DURATE INFERIORI AD 1 ORA	14
5.3. RIEPILOGO PARAMETRI LSPP	15
6. INTERFERENZE IDRAULICHE	15
6.1. MODELLI DI PIENA	16
6.2. INDIVIDUAZIONE DELLA PIOGGIA DI INGRESSO SUI BACINI PRINCIPALI (sez35-53)	17
7. IDRAULICA DI PIATTAFORMA	23

1. INTRODUZIONE

1.1. OGGETTO DELLA RELAZIONE IDROLOGICO-IDRAULICA

La presente Relazione idrologica ed idraulica è parte integrante della documentazione tecnica avente per oggetto l'intervento di adeguamento tecnico e funzionale della sezione stradale e potenziamento delle intersezioni lungo la S.S. n.78 "Picena" – Sarnano –Amandola".

L'intervento ricade nei Comuni di Sarnano (MC) e di Amandola (FM). Il quadro conoscitivo di riferimento per la caratterizzazione idrologica e idraulica dell'area di intervento e la definizione delle aree di pericolosità sono il Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) dell'ex Autorità di Bacino del Fiume Tevere ed il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (P.G.R.A.) del Distretto Idrografico dell'Appennino Centrale (DICEMBRE 2021). L'area di intervento ricade nel bacino idrografico del Fiume Tevere, UOM ITR111. Lo scopo della presente relazione è:

- la verifica dell'attuabilità dell'intervento secondo quanto stabilito dai Piani di Bacino;
- la caratterizzazione dell'area in esame dal punto di vista pluviometrico;
- la caratterizzazione morfometrica e idrologica dei bacini idrografici interferenti con il tracciato oggetto di studio;
- la verifica dei manufatti idraulici;
- Il dimensionamento e la verifica degli elementi di drenaggio del corpo stradale.

A tal fine è stata effettuata una analisi pluviometrica adottando i parametri della regionalizzazione delle piogge intense.

2. INQUADRAMENTO NORMATIVO

Il progetto idraulico è stato sviluppato nel rispetto della vigente normativa di riferimento nazionale e regionale:

- Norme Tecniche per le Costruzioni
- D.M. 17 Gennaio 2018 – Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni NTC 2018; -Circolare n.7 del 21.01.2019 – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al DM.17.01.2018.
- D. Lgs 152/06 art. 113: “Acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia” e successive modifiche;
- R.D. n.523/1904;
- R.D.L. n.3267/1923;
- L.R. 5/2006
- D.A.C.R. 26 gennaio 2010, n.145 “Piano di Tutela delle Acque”;
- Aggiornamento del Piano stralcio di bacino per l'assetto idrogeologico (PAI) dei bacini di rilievo regionale delle Marche (P.A.I.) -Aggiornamento 2016
- Norme Tecniche di Attuazione del PAI.

3. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

3.1. CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE

L'area in studio, ove è predominante la formazione della Laga, è drenata dal Fiume Tenna e da reticolo idrografico secondario dei relativi affluenti, con particolare riferimento al Torrente Tennacola, nel cui sottobacino è ubicata l'area in studio. L'assetto idrogeologico delle aree delle dorsali carbonatiche appenniniche è caratterizzato da estesi acquiferi, la cui permeabilità è molto elevata per fessurazione e carsismo nell'ambito delle formazioni carbonatiche. Questi acquiferi, i più importanti dell'Appennino, sono estesi per diverse centinaia di km² e alimentano sorgenti basali ubicate nelle zone più depresse, dove l'acquifero è tamponato da sedimenti a permeabilità più bassa, costituiti dai depositi terrigeni torbiditici tardo-miocenici o dai sedimenti plio-quadernari di riempimento delle valli fluviali e delle depressioni tettoniche intermontane. I sedimenti quadernari, costituiti da depositi di versante, depositi alluvionali e sedimenti lacustri e/o palustri, presentano una permeabilità variabile in funzione della granulometria e comunque inferiore a quella degli acquiferi carbonatici, in alcuni casi consentono travasi sotterranei dalle falde degli acquiferi regionali negli acquiferi porosi multistrato.

Per quanto attiene alla circolazione idrica nell'ambito delle varie facies della Laga si possono formulare alcune valutazioni generali, di seguito formulate. Lungo gli orizzonti e straterelli arenacei si può avere una discreta permeabilità per porosità e/o per fessurazione, spesso di tipo mista; essi costituiscono delle vie di deflusso preferenziale delle acque di infiltrazione. Ne consegue che nelle alternanze arenaceo -pelitiche si può avere una permeabilità di tipo "orientato"; in tali successioni la permeabilità è variabile in relazione alla litologia dello strato o livello al quale si riferisce. Così nell'ambito della stessa alternanza si riscontrano situazioni estreme, date dai livelli di argille impermeabili e dai livelli arenacei fratturati, permeabili. Ne consegue che parallelamente alla stratificazione, in corrispondenza dei banconi arenacei fratturati e/o porosi, si possono avere valori di permeabilità sensibilmente alti, mentre in corrispondenza degli orizzonti argillosi si hanno condizioni di quasi impermeabilità. Ne deriva che l'alternanza, nel suo complesso, si comporta come un terreno poco permeabile, o addirittura impermeabile, nella direzione ortogonale alla stratificazione; si può invece riscontrare una permeabilità, generalmente molto limitata o scarsa, nella direzione parallela alla stratificazione, relegata ai livelli arenacei fratturati e/o più porosi. Tale differenza di permeabilità tra le due direzioni (ortogonale o parallela alla stratificazione) è più o meno marcata in relazione alla prevalenza dei termini argillosi od arenacei.

Nell'ambito del bacino idrografico del Fiume Tenna, nella parte alta del sottobacino del Torrente Tennacola, in prossimità di Sarnano si hanno delle manifestazioni sorgentizie, tratte da dalla Carta delle Strutture Idrogeologiche e delle Diretrici di deflusso delle Acque sotterranee – Piano Tutela

Acque -Regione Marche; le più prossime a Sarnano sono le Sorgenti Tennacola, ubicate al contatto tra il Complesso Idrogeologico della Scaglia Cinerea ed il Complesso Idrogeologico della Scaglia.

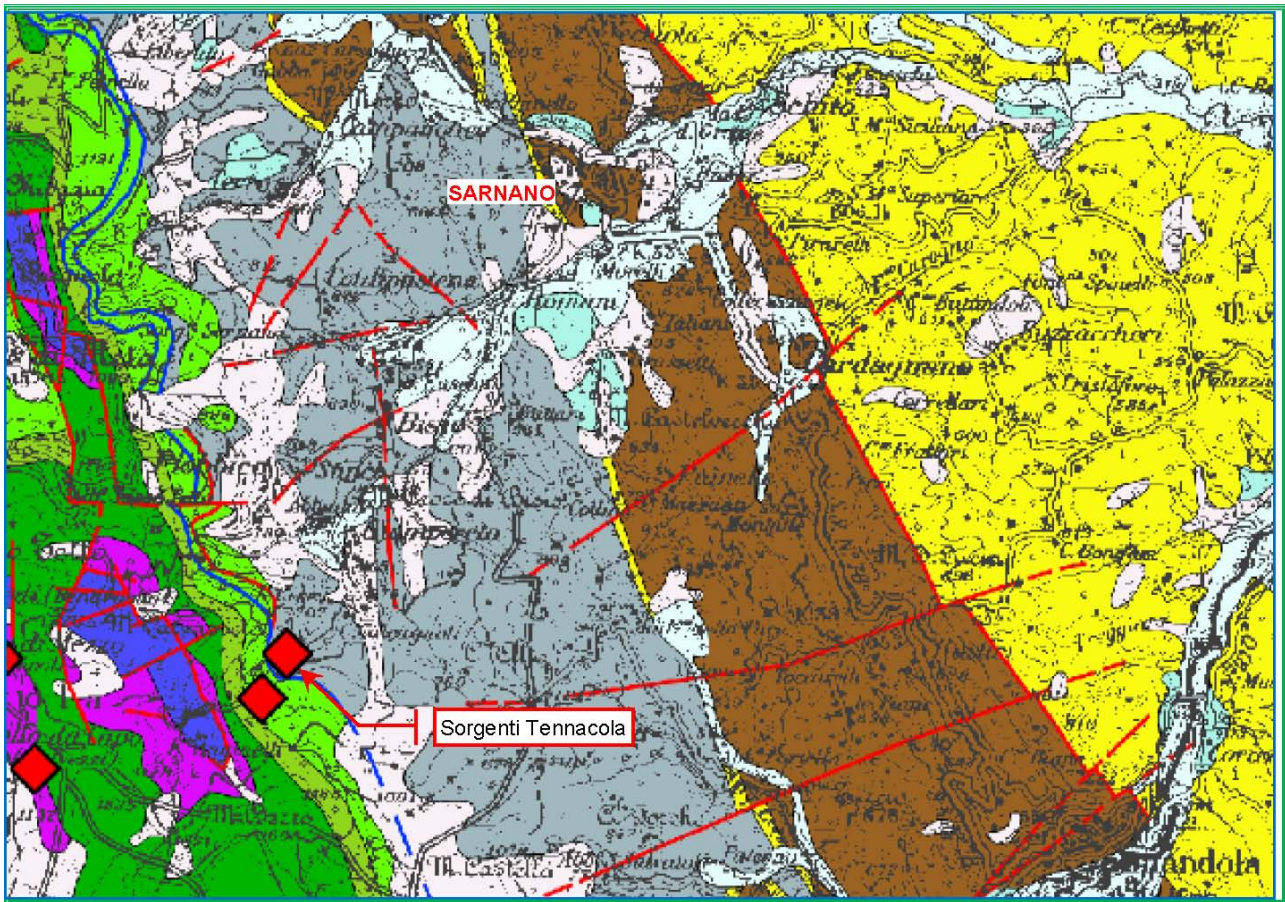


Figura 1 Stralcio cartografico geologico

3.2. ELEMENTI DI CIRCOLAZIONE IDRICA

Sulla scorta degli studi geologici, di dettaglio ed a carattere regionale disponibili, morfologici e litologici, può essere formulata una verosimile identificazione delle caratteristiche idrogeologiche del territorio in studio, con particolare riferimento alle caratteristiche di permeabilità delle varie unità idrogeologiche. In siffatte condizioni la circolazione idrica superficiale, subsuperficiale (intendendo con tale termine le acque che si rinvencono a breve profondità dal piano campagna) e profonda si esplica laddove la permeabilità delle rocce è tale da consentirne l'accumulo e/o il deflusso. Vengono qui di seguito descritti sia il comportamento delle acque di deflusso superficiale, sia le situazioni riscontrabili nel territorio in esame in cui sussistono le condizioni per la formazione di falde acquifere.

a) Acque superficiali

La possibilità di infiltrazione delle acque di precipitazione meteorica nel sottosuolo dipende sia dalla permeabilità del terreno, sia dalla acclività dei versanti. Le acque ricadenti sui terreni argillosi defluiscono quasi tutte in superficie, drenate dal reticolo idrografico ivi presente. Sui terreni permeabili, quali le arenarie fratturate, parte delle acque invece si infiltra nel sottosuolo e va a formare le falde acquifere. Nel territorio esaminato il drenaggio superficiale è quello naturale delle incisioni, che in genere è discretamente sviluppato e consente un deflusso delle acque abbastanza rapido.

b) Acque subsuperficiali

Sono quelle che permeano all'interno delle coperture detritiche e, raggiunto il substrato meno permeabile, defluiscono verso valle, venendo a giorno sotto forma di piccole sorgenti in concomitanza delle maggiori precipitazioni atmosferiche; la maggior parte di queste è comunque a carattere stagionale e si esaurisce non molto tempo dopo il cessare dell'evento meteorico.

c) Acque profonde

Formano le falde acquifere vere e proprie, la cui circolazione è essenzialmente relegata nell'ambito delle alternanze arenaceo-pelitiche che formano la maggior parte del territorio in esame. La caratteristica peculiare di questi terreni è, come accennato, la facoltà di lasciarsi attraversare dall'acqua solo in una direzione preferenziale, che è quella parallela alla stratificazione (permeabilità orientata). Ne consegue che fare delle previsioni sull'andamento delle falde acquifere non è certo semplice, giacché nell'ambito dell'ammasso roccioso si può venire a creare un complesso sistema idrico sia discontinuo, sia senza soluzioni di continuità, formato da più falde acquifere variamente articolate ed intercomunicanti, in relazione all'abbondanza degli orizzonti permeabili (arenarie fratturate) e al grado ed al tipo di fratturazione delle rocce.

3.3. CARTE IDROGEOLOGICHE

Nelle carte idrogeologiche, elaborate su base cartografica in scala 1:2.000, sono stati distinti i seguenti elementi:

- Unità permeabili per porosità: vi appartengono le formazioni prevalentemente incoerenti, dotate di permeabilità per porosità (permeabilità primaria); Nelle zone di fondovalle e acquistano carattere di acquiferi, con falda libera, non confinata superiormente. Ai suddetti terreni si può affidare un coefficiente di permeabilità $K = 10^{-2} \div 10^{-4}$ cm/sec Nel territorio in studio vi si possono ascrivere: -i depositi eluvio-colluviali, costituiti da sabbie, ghiaie e ciottoli ed i corpi di frana, che possono essere sedi temporanee o occasionale di falde acquifere libere -i depositi alluvionali terrazzati costituiti da ghiaia, sabbia e limi con possibilità di formazione di falda acquifera libera.
- Unità scarsamente permeabili per porosità con permeabilità orientata: vi appartengono le formazioni costituite da alternanza di livelli arenacei poco permeabili per porosità e livelli pelitici impermeabili; si ha una possibile circolazione idrica ridotta negli strati arenacei, con deflusso idrico parallelamente alla stratificazione; il coefficiente di permeabilità nei livelli arenacei può valutarsi come segue: -parallelamente alla stratificazione $K = 10^{-4} \div 10^{-5}$ cm/sec -direzione ortogonale alla stratificazione $K = 10^{-7} \div 10^{-9}$ cm/sec Vi appartiene la Formazione della Laga - Membro pre-evaporitico -Litofacies arenaceo-pelitica (LAG1d)
- Unità a permeabilità variabile per fratturazione e porosità: vi appartengono le formazioni costituite da arenarie a granulometria da fina a grossolana, variamente fratturate, in cui la permeabilità risulta funzione sia della porosità che dalla dislocazione spaziale delle discontinuità che formano il reticolo di fessurazione. Si possono quindi avere zone con buona permeabilità, laddove si hanno arenarie a granulometria più grossolana o molto fratturate, o zone poco permeabili ove le arenarie hanno granulometria più fine e/o sono poco fratturate. Il coefficiente di permeabilità può essere valutato come rientrante nel seguente range $K = 10^{-4} \div 10^{-7}$ Vi appartengono: -la Formazione della Laga -Membro post-evaporitico -Litofacies arenacea (LAG2c) -la Formazione della Laga -Membro pre-evaporitico -Litofacies arenacea (LAG1c)

4. VERIFICA DI COMPATIBILITA' CON I PIANI DI BACINO

La zona oggetto di studio rientra nell'ambito territoriale di competenza dell'Autorità Distrettuale dell'Appennino Centrale, nell'UOM ITR111 – Bacino regionale Marche. Nel paragrafo successivo si illustrerà il PAI che, ai sensi della L. 365/2000, ha valore di piano sovraordinato a tutti gli altri piani. Tutti gli altri piani recepiscono ed attuano le disposizioni di Piano.

4.1. PIANO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO -PAI

Relativamente all'assetto idraulico, lo strumento attuale di pianificazione è il Piano per l'Assetto Idrogeologico (PAI), richiesto dalle LL. 267/98 e 365/00, che si configura come stralcio funzionale del settore della pericolosità idraulica ed idrogeologica del Piano generale di bacino previsto dalla L.183/89. L'ambito di applicazione del PAI è relativo ai bacini idrografici regionali marchigiani elencati e cartografati nell'Allegato B della L.R. 13/99. In tali bacini ricadono anche territori della Regione Umbria e pertanto per l'applicazione del PAI in tali aree dovrà essere seguita la procedura prevista dall'art. 20 della Legge 183/89. E' esclusa la parte del territorio regionale ricadente all'interno dei bacini idrografici di competenza delle Autorità di Bacino Nazionale del F. Tevere, Interregionale del F. Tronto e Interregionale dei Fiumi Marecchia e Conca. Il progetto di piano è stato approvato con Delibera del Comitato Istituzionale n. 13 del 30/04/2001. Il PAI è stato adottato, in prima adozione, con Delibera n. 15 del 28 giugno 2001. A seguito delle osservazioni alla prima adozione del piano e alle loro istruttorie, il Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino ha adottato definitivamente il PAI, con Delibera n. 42 del 7 maggio 2003 (seconda e definitiva adozione). La Giunta Regionale con DGR n. 872 del 17/06/2003 ha trasmesso il Piano al Consiglio Regionale e con DGR n. 873 del 17/06/2003 ha approvato le "Misure di Salvaguardia", decorrenti dalla data di pubblicazione sul BURM (12 settembre 2003 -BUR n. 83) e vigenti fino all'entrata in vigore del Piano. Il Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) dei bacini di rilievo regionale è stato approvato con Deliberazione di Consiglio Regionale n. 116 del 21/01/2004 pubblicata sul supplemento n. 5 al BUR n. 15 del 13/02/2004 e costituisce, ad oggi, il PAI vigente. Successivamente all'approvazione del Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) dei bacini di rilievo regionale sono stati approvati degli atti che modificano parte degli elaborati allegati al PAI di cui alla Deliberazione di Consiglio Regionale n. 116 del 21/01/2004. Con DCI n° 68 del 08/08/2016 e' stato approvato, in prima adozione, l'Aggiornamento 2016 al PAI. Con DGR n° 982 del 08/08/2016 sono state approvate le misure di salvaguardia. Con DPCM del 14/03/2022 è avvenuta l' "Approvazione del Piano stralcio di bacino per l'assetto idrogeologico (PAI) dei bacini di rilievo regionale delle Marche (P.A.I.) -Aggiornamento 2016". Il PAI costituisce lo strumento conoscitivo, normativo e tecnico-operativo mediante il quale sono

pianificate e programmate le azioni e le norme d'uso finalizzate alla conservazione, alla difesa ed

alla

valorizzazione del suolo, alla prevenzione del rischio idrogeologico, sulla base delle caratteristiche fisiche

ed ambientali del territorio interessato. L'assetto idrogeologico comprende:

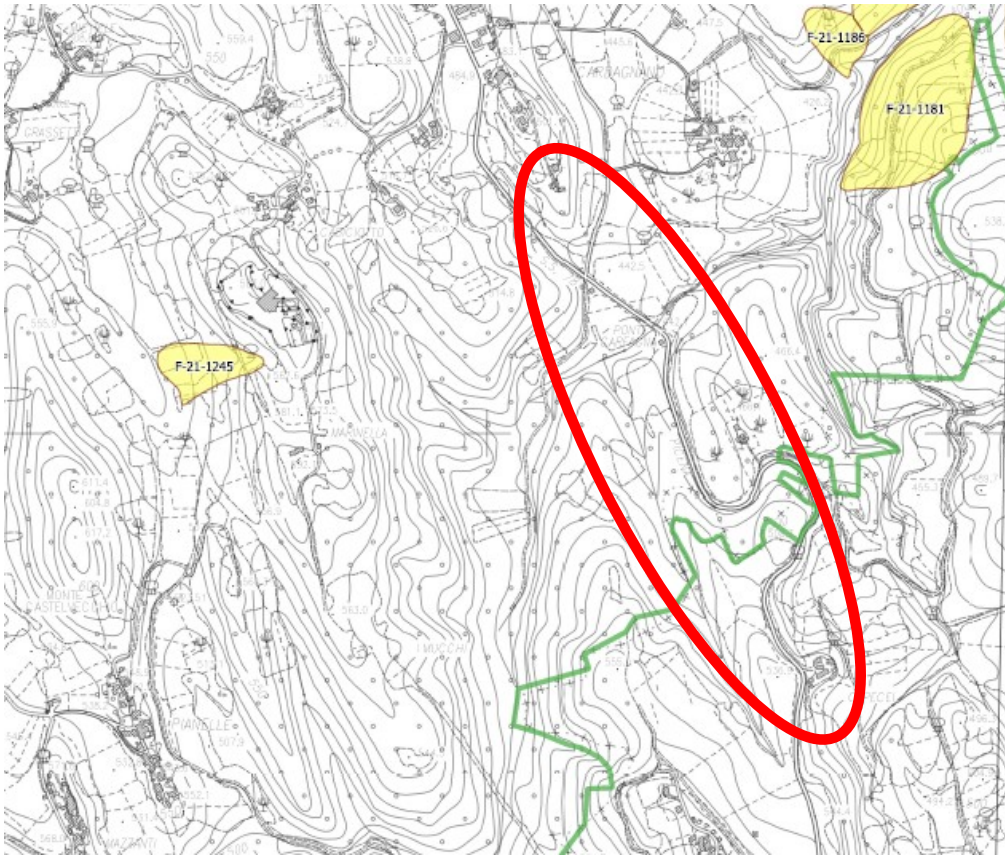
Il Piano si compone dei seguenti elaborati:

a) «Carta del rischio idrogeologico» (riferimento art. 3, comma 2, lettera b) , seconda linea, delle norme di attuazione del PAI) -Tav. RI Quadro d'unione, scala 1:200.000 e da Tav. RI 1 a Tav. RI 79, scala 1:10.000, graficizzate per le sole parti riguardanti il territorio dei bacini di rilievo regionale come riportato nella tavola RI Quadro d'unione; b) Quadro delle pericolosità dei fenomeni gravitativi (riferimento art. 3, comma 2, lettera c) , delle norme di attuazione del PAI) . Nell'Art. 7 delle norme di attuazione (All. D) viene definita la fascia di territorio inondabile pertinente a piene con tempi di ritorno fino a 200 anni. La fascia di territorio inondabile assimilabile a piene con tempi di ritorno fino 200 anni comprende il relativo alveo di piena così come definito nell'allegato indicato all'Articolo 3, comma 2, lettera d), "Indirizzi d'uso del territorio per la salvaguardia dai fenomeni di esondazione".

La fascia di territorio con probabilità di inondazione corrispondente a piene con tempi di ritorno fino a 200 anni costituisce, nei territori non urbanizzati, l'ambito di riferimento naturale per il massimo deflusso idrico ed ha la funzione del contenimento e laminazione naturale delle piene nonché la funzione della

salvaguardia della qualità ambientale dei corsi d'acqua. La fascia che, anche successivamente alla realizzazione degli interventi per la mitigazione del rischio idraulico previsti dal presente Piano, risulta

inondabile per piene con tempi di ritorno fino a 200 anni, costituisce l'ambito territoriale definitivo di deflusso delle piene. Il confronto del tracciato della strada oggetto di intervento (riportato in rosso) con le zone a rischio idrogeologico individuate dal PAI vigente nella tavola RI 64 b, mostra che l'infrastruttura di progetto non ricade in zone a rischio di alluvione come si può osservare nella figura seguente. Per un maggiore dettaglio si rimanda all'elaborato grafico.



5. PLUVIOMETRIA

Per verificare se le opere di progetto siano compatibili con le forzanti esterne agenti sul bacino imbrifero bisogna valutare la quantità di acqua transitante attesa. Tale computo risulta tuttavia non banale in quanto il carattere aleatorio della grandezza indagata e la presenza, non sempre verificata, di misurazioni storiche con un campione di dati non sufficientemente numeroso rende necessario il ricorso ad analisi statistiche. Nella pratica idrologica la stima delle portate di piena di assegnato tempo di ritorno viene seguita a partire dalle piogge intense della medesima frequenza. Queste piogge, alla scala puntuale, vengono rappresentate con relazioni dette Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica (LSPP), da un punto di vista matematico esprimibili con la seguente legge di potenza:

$$h=at^n$$

Per la caratterizzazione pluviometrica dell'area si è fatto riferimento allo studio condotto dalla fondazione CIMA per conto del dipartimento della Protezione Civile della Regione Marche dal titolo "La modellazione e definizione delle grandezze idrologiche utili alla progettazione per la messa in sicurezza strutturale e

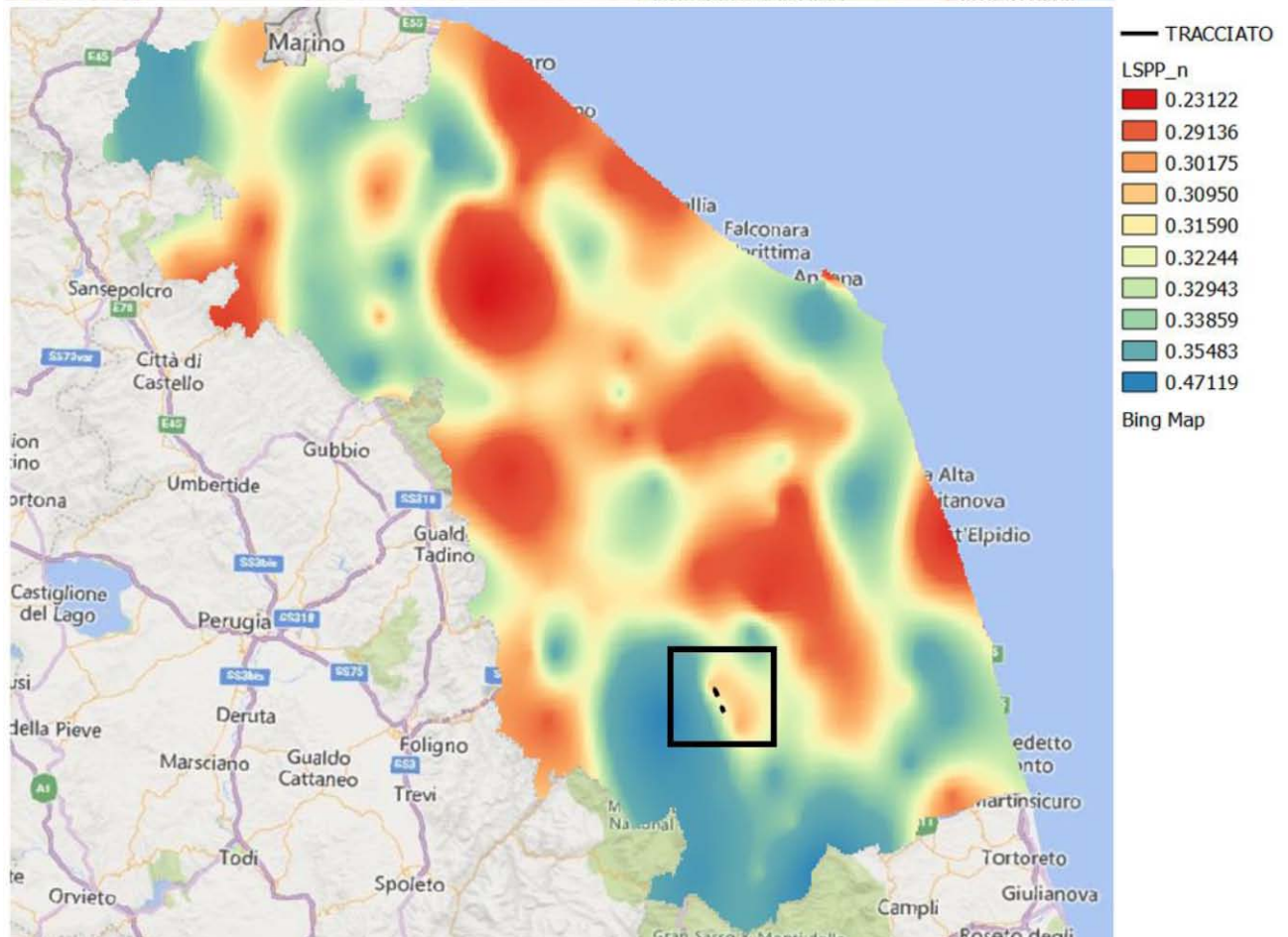
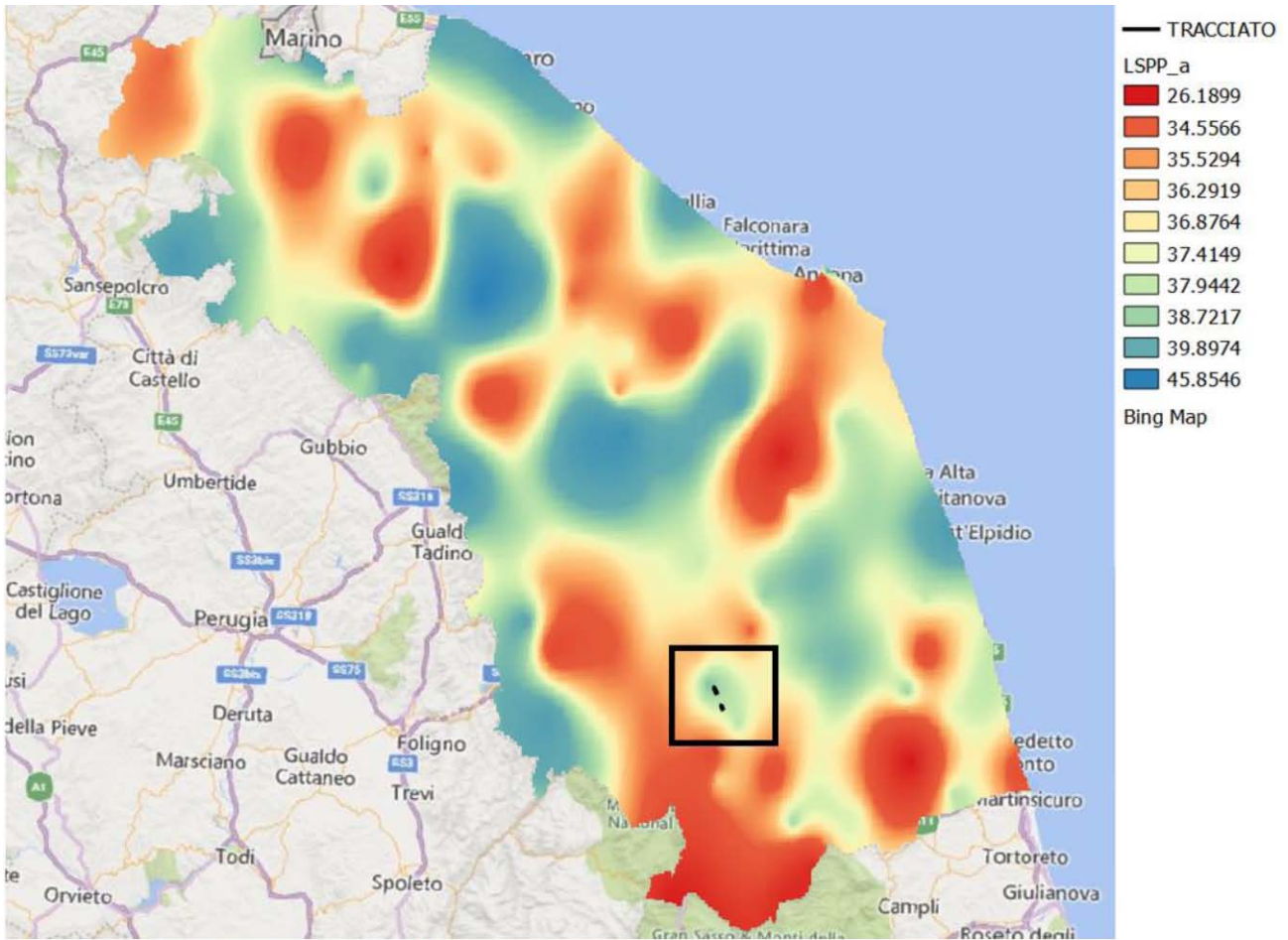
non strutturale del reticolo idrografico principale della Regione Marche” e, in particolare, la parte “Regionalizzazione delle precipitazioni intense” (Savona, 12/05/2016-pubblicato sul sito ufficiale della Protezione Civile delle Marche).

Tramite l’analisi statistica regionale delle precipitazioni massime annuali per le durate da 1 a 24 ore, lo

studio arriva a definire la Linea Segnatrice di Possibilità Pluviometrica (LSPP) in funzione del tempo di ritorno T [anni] e della durata di pioggia d [ore]:

$$H(d, T) = 0,5711 \left[5,0286 \left(-\ln \left(\frac{T-1}{T} \right) \right)^{-0,0524} - 4,1950 \right] \cdot ad^n$$

Tale formula, abbinata alle mappe dei parametri a ed n, consente la stima dell’altezza di pioggia estrema, fissati il tempo di ritorno e la durata critica, per l’area in esame. Nelle figure a seguire si riportano le mappe dei parametri a ed n, con l’ubicazione del tracciato (riportato in nero ed evidenziato con un rettangolo).



Poiché il tracciato è molto prossimo alle stazioni strumentate di Sarnano e Amandola, sono stati valutati sia i parametri massimi nell'area di intervento ottenuti da analisi delle mappe in ambiente GIS, sia i parametri stimati per le due stazioni, riportati nella relazione del CIMA.

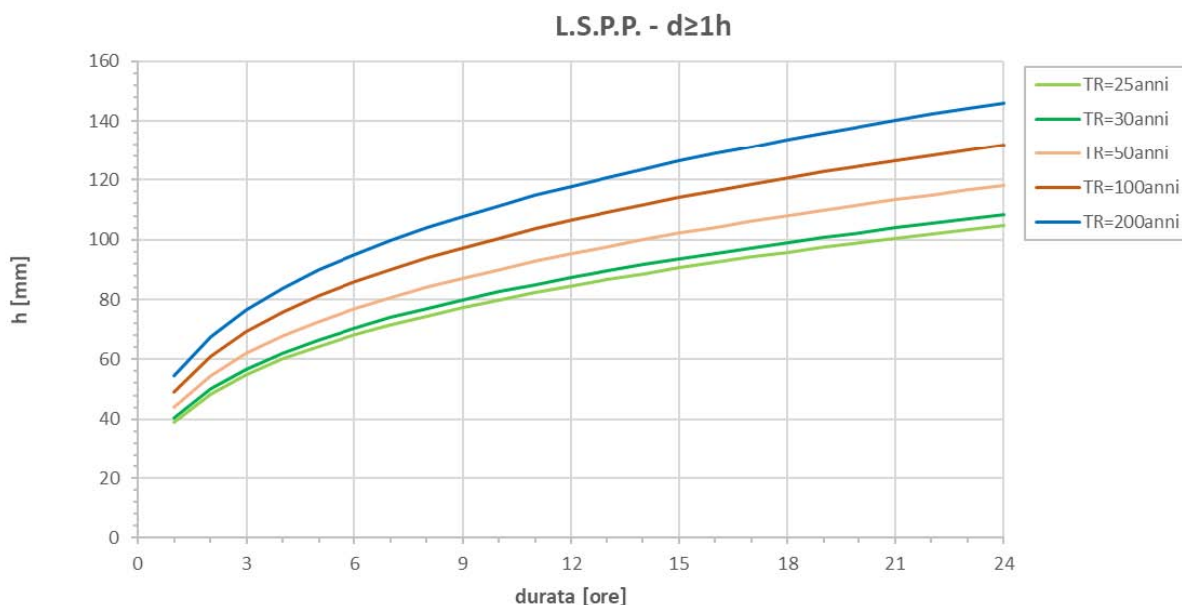
	a	n
Regionalizzazione -Tratto T01	38.96	0.32
Regionalizzazione -Tratto T02	38.07	0.33
Stazione di Sarnano	39.12	0.31
Stazione di Amandola	38.10	0.31

Si è scelto di adottare i parametri relativi alla stazione di Sarnano che sono risultati più cautelativi per durate minori, come quelle di progetto.

5.1. STIMA DEI PARAMETRI PER DURATE SUPERIORI AD 1 ORA

Nella tabella a seguire si riportano per differenti tempi di ritorno e durate le altezze di pioggia estrema [mm] ottenute.

T [anni]	25	30	50	100	200
d [h]					
1	39.1	40.4	44.1	49.2	54.6
3	55.0	56.8	62.0	69.2	76.7
6	68.2	70.4	76.9	85.8	95.1
12	84.5	87.3	95.3	106.4	117.9
24	104.8	108.3	118.1	131.9	146.1



5.2. STIMA DEI PARAMETRI PER DURATE INFERIORI AD 1 ORA

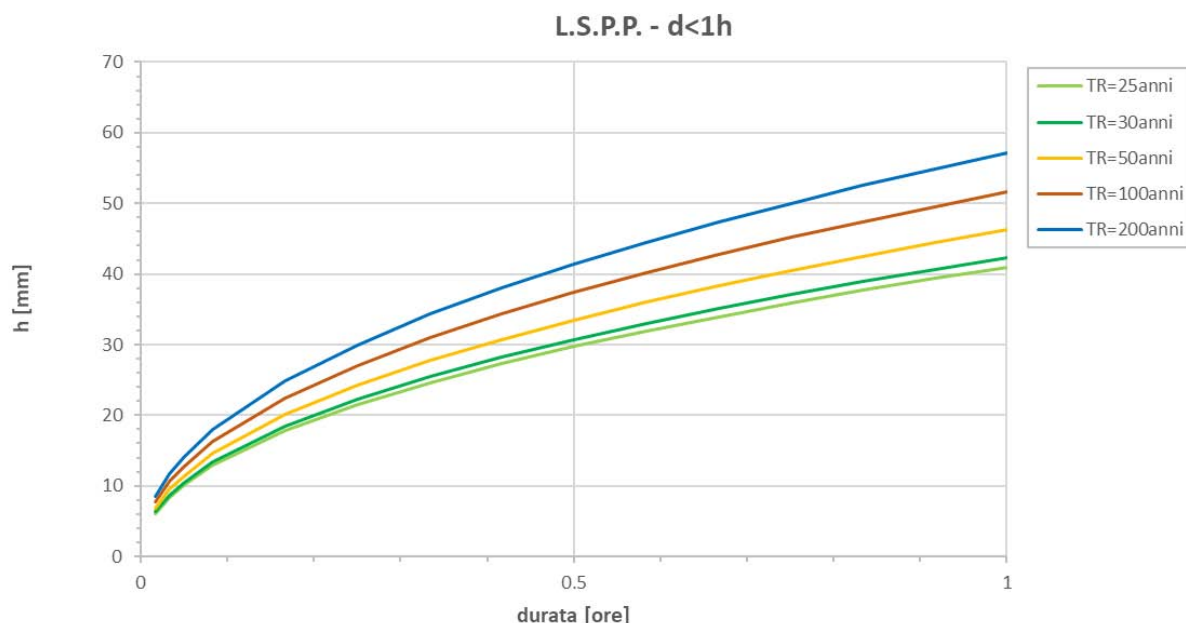
Per piogge intense di durata inferiore ad un'ora, le massime altezze di pioggia sono state ricavate a partire dalle altezze massime di durata oraria, prendendo a riferimento studi effettuati in altre località italiane. E' noto infatti da letteratura [Bell, 1969] che i rapporti tra le altezze di durata d molto breve e l'altezza oraria sono poco dipendenti dalla località. A partire dalla massima pioggia di durata oraria, si ricavano le corrispondenti altezze di pioggia di durata pari a frazioni di ora mediante l'utilizzo di un opportuno coefficiente correttivo, denominato nel seguito r . Tale coefficiente può essere assunto sulla base delle indicazioni disponibili in letteratura tecnica e supportate da ricerche svolte su alcune stazioni di misura italiane appartenenti ad aree pluviometriche con diverse caratteristiche, in particolare i pluviografi di Milano Monviso e Roma Macao. Applicando il fattore correttivo r alla pioggia oraria si ricavano i valori di $h(t)$ per durate inferiori. Nella tabella sottostante si riportano i valori di altezza di pioggia ottenuti applicando il coefficiente correttivo stimato per Milano

durata (h)	0.017	0.033	0.050	0.067	0.083	0.167	0.250	0.500	0.750	1.000
durata [min]	1	2	3	4	5	10	15	30	45	60
r	<i>0.130</i>	<i>0.180</i>	<i>0.229</i>	<i>0.272</i>	<i>0.322</i>	<i>0.489</i>	<i>0.601</i>	<i>0.811</i>	<i>0.913</i>	<i>1.000</i>
h (TR = 25 anni)	5.1	7.0	9.0	10.6	12.6	19.1	23.5	31.7	35.7	39.1
h (TR = 30 anni)	5.3	7.3	9.3	11.0	13.0	19.8	24.3	32.8	36.9	40.4
h (TR = 50 anni)	5.7	7.9	10.1	12.0	14.2	21.6	26.5	35.8	40.3	44.1
h (TR = 100 anni)	6.4	8.9	11.3	13.4	15.9	24.1	29.6	39.9	45.0	49.2
h (TR = 200 anni)	7.1	9.8	12.5	14.8	17.6	26.7	32.8	44.2	49.8	54.6

^{TR[anni]}

Monviso che fornisce i risultati più cautelativi.

Mediante interpolazione, con il metodo dei minimi quadrati, sono stati stimati i parametri a' ed n' per i diversi tempi di ritorno per durate inferiori ad 1 ora.



5.3. RIEPILOGO PARAMETRI LSP

Nella tabella a seguire si riportano i parametri delle Linee segnalatrici di Possibilità Pluviometrica stimate e adottate nel progetto. Con l'apice sono indicati i parametri per durate inferiori ad 1 ora.

TR[anni]	ta (h)	0.017	0.033	0.050	0.067	0.083	0.167	0.
	durata [min]	1	2	3	4	5	10	
	r	<i>0.130</i>	<i>0.180</i>	<i>0.229</i>	<i>0.272</i>	<i>0.322</i>	<i>0.489</i>	<i>0.</i>
	h (TR = 25 anni)	5.1	7.0	9.0	10.6	12.6	19.1	2
	h (TR = 30 anni)	5.3	7.3	9.3	11.0	13.0	19.8	2
	h (TR = 50 anni)	5.7	7.9	10.1	12.0	14.2	21.6	2
	h (TR = 100 anni)	6.4	8.9	11.3	13.4	15.9	24.1	2

6. INTERFERENZE IDRAULICHE

Le principali interferenze del tracciato in progetto con il reticolo idrografico di superficie sono costituite da un sistema di fossi minori di estensione molto contenuta e di ridotta importanza per la limitata estensione dei relativi bacini idrografici. L'estensione dei due bacini idrografici intersecati dal tracciato stradale rispettivamente è pari a 4,2 e 0,44 km², come indicato nel PFTE.

Si tratta di compluvi naturali condizionati dalla morfologia collinare dell'area, con poche se non assenti interferenze antropiche. In calce si riporta la relativa verifica idraulica.

Tutte le opere previste in progetto per la soluzione delle interferenze idrauliche sopra menzionate saranno verificate idraulicamente, seppur con un modello semplificato, rispetto ad eventi di piena con tempi di ritorno duecentennali.

Tutte le opere previste nel progetto presentano dimensioni maggiori rispetto a quelle minime calcolate per garantire adeguata capacità di smaltimento.

Il progetto definitivo descriverà con puntualità i bacini anche con riferimento alle curva ipsografica che riporta la distribuzione delle quote sul mare in funzione dell'area del bacino.

Le caratteristiche generali dei bacini in termini di altimetria, pendenza locale dei versanti, ed esposizione geografica dei versanti, sono invece sintetizzate nelle corografie tematiche.

Allo scopo di meglio caratterizzare l'idrologia dei fossi oggetto delle opere di sistemazione idraulica in progettazione si riporteranno le grandezze idrologiche in riferimento a diverse sezioni di chiusura ubicate lungo il corso d'acqua. L'ubicazione delle sezioni di chiusura, così come la perimetrazione dei relativi sottobacini idrografici, dovrà essere riportata nella corografia dei bacini.

In particolare dovranno essere determinate:

- A l'area del bacino idrografico;
- Hmax la quota massima rispettivamente del bacino dell'asta fluviale principale;
- Hmin la quota minima del bacino, coincidente con la quota minima dell'asta fluviale principale alla sezione di chiusura;
- Dhmed la quota media del bacino idrografico rispetto alla sezione di chiusa;
- L la lunghezza dell' asta principale, considerata come quella a maggior sviluppo planimetrico del reticolo idrografico sotteso alla sezione di chiusura.

6.1. MODELLI DI PIENA

I processi idrologici e idraulici che si sviluppano in un bacino idrografico sono molteplici e complessi. Generalmente i modelli di piena utilizzati per il calcolo della trasformazione degli afflussi meteorici in deflussi superficiali e quindi in portate uscenti dal bacino, si basano su di uno schema logico in cui:

- a) viene individuato lo istogramma in ingresso nel bacino, o nel caso di un modello distribuito, i diversi istogrammi afferenti alle singole porzioni del bacino;
- b) il bacino viene suddiviso in sottobacini, in funzione delle caratteristiche fisiche e morfologiche;
- c) per ogni sottobacino si valuta l'andamento delle perdite idrologiche ottenendo così la stima della pioggia netta;

d) per ogni sottobacino si applica la procedura di calcolo della trasformazione della pioggia netta in deflusso superficiale, determinando così l'idrogramma di piena che esce dal sottobacino ed entra nella rete idrografica;

e) si calcola infine il moto vario nella rete idrografica generato da tutte le immissioni dei vari sottobacini considerati.

In un modello di tipo globale , lo schema logico esposto è applicato in modo globale ed unitario all'intero bacino, introducendo nel punto a un unico istogramma di ingresso, non producendo alcuna suddivisione in sottobacini di cui al punto b , e quindi considerando in blocco l'intero bacino; procedendo poi per quest'ultimo ai passi c e d si giunge alla determinazione dell'onda di piena uscente dal bacino senza effettuare il calcolo in moto vario di cui al punto e . Questo tipo di modellazione globale è molto diffuso nella pratica ingegneristica, per la sua maggiore semplicità e rapidità di calcolo; è però da tenere presente che, proprio a causa delle semplificazioni introdotte, i parametri caratteristici di tale modellazione si allontanano da un preciso significato fisico ed assumono un significato modellistico che richiede attente procedure di taratura e verifica con dati sperimentali.

Se invece il modello è di tipo distribuito viene applicato integralmente lo schema logico prima esposto. E' da sottolineare l'importanza che assume in tal caso la scelta del grado di suddivisione in sottobacini; se infatti la suddivisione è molto spinta con individuazione di sottobacini molto piccoli (aventi superficie di ordine di grandezza di 0.1 ha) e le procedure di calcolo d ed e sono basate su algoritmi idraulici, il modello ricade senz'altro nella categoria dei modelli fisicamente basati; se invece la suddivisione è più grossolana con sottobacini di estensione dell'ordine dell'ettaro o ancora maggiore, il modello ancorché basato su precisi algoritmi idraulici, perde quel dettaglio che caratterizza in maniera significativa i modelli fisicamente basati e finisce nel ricadere nella classe dei modelli di tipo concettuale.

Nell'ambito della valutazione idrologica si ritiene di adottare un modello di tipo globale, giacché l'impegno di un modello di tipo distribuito, sia in termini di onere computazionale che in termini di necessità di conoscenze dettagliate delle caratteristiche fisiche del territorio, non risulta altrimenti commisurato sia all'estensione ridotta di alcuni dei bacini considerati, che soprattutto all'importanza economica degli interventi in progetto.

6.2. INDIVIDUAZIONE DELLA PIOGGIA DI INGRESSO SUI BACINI PRINCIPALI (SEZ35-53)

La scelta degli istogrammi in ingresso è una scelta fondamentale per qualsiasi tipo di modello, dal momento che le risposte fornite dal modello stesso sono ovviamente fortissimamente influenzate dalle caratteristiche della pioggia. In generale, la pioggia può caratterizzarsi attraverso la sua

distribuzione nel tempo, nello spazio e, nel caso di pioggia di progetto, attraverso il suo tempo di ritorno.

Rimanendo nel caso dei modelli di piena, le piogge da adottare riguardano in genere solo eventi isolati e di apprezzabile entità, restando escluse, per questo tipo di modelli, le lunghe serie storiche di precipitazioni alternate a lunghi periodi di tempo asciutto pertinenti invece ai modelli di tipo a simulazione continua.

L'evento isolato può poi essere un evento storico, ove si voglia ricostruire un determinato evento di piena, o un evento di progetto. L'andamento temporale degli eventi adottati risulta sempre ben determinato, sia nel caso di evento storico perché per l'evento si hanno misurazioni, sia nel caso di evento di progetto perché si è scelto un determinato istogramma a priori.

La variabilità spaziale dell'evento risulta invece generalmente ben più incerta. Raro è infatti poter disporre di più misurazioni contemporanee provenienti da più pluviografi disposti in diverse zone del bacino nel caso si adottino eventi storici, e poco noti sono ancora quei processi meteorologici che determinano la variabilità spaziale dell'evento di pioggia, talché risulta in fase di progetto difficoltosa e spesso arbitraria e incerta l'adozione di istogrammi differenti su diverse zone del bacino.

I criteri di progetto seguiti nel dimensionamento delle opere di attraversamento e presidio in corrispondenza dei corsi d'acqua minori realizzati con tombini consistono essenzialmente in:

- garantire l'assenza di rigurgiti sia in corrispondenza delle portate di modellamento che in quelle delle portate di progetto;
- evitare l'innescò di fenomeni effossori in prossimità dell'opera prevedendo nei raccordi a monte ed a valle, la realizzazione di opere di presidio elastiche (materassi e gabbioni);
- assicurare con un periodo di ritorno di 200 anni la sicurezza dell'infrastruttura stradale.

Nel dimensionamento delle opere si è cercato di non determinare restringimenti significativi delle sezioni del corso d'acqua verificando che i massimi livelli per l'evento di progetto non determinino gradi di riempimento superiori al 70% dell'altezza dell'opera durante il normale funzionamento. Particolari accorgimenti sono stati adottati per una corretta manutenzione dell'opera, onde poter ridurre al minimo gli interventi atti a garantirne l'efficienza ed, in ogni caso, a ridurre a livelli minimi i costi delle opere.

Ove necessario, sono stati previsti raccordi tra incisione naturale e manufatto in cls, realizzati con materassi tipo Reno e gabbioni. La sezione rivestita di progetto è descritta dettagliatamente negli elaborati grafici specifici ed è caratterizzata a monte ed a valle, da un taglione di ammorsamento realizzato con gabbioni metallici.

In questa fase progettuale, in relazione alle livello di dettaglio dei dati disponibili, le verifiche sono state effettuate nell'ipotesi di moto uniforme con riferimento sia alle condizioni attuali che a quelle di progetto.

Le scale di deflusso in moto uniforme sono state calcolate utilizzando l'espressione di Chezy:

$$V = K R i$$

e l'equazione di continuità

$$Q = \sigma V$$

dove K, il coefficiente di scabrezza, è stato valutato secondo la formula di Strickler:

$$K = k_s R^{1/6}$$

Si è ottenuto:

$$Q = k_s \times R^{2/3} \times i^{1/2} \times \sigma$$

dove:

Q, la portata in m³/s;

R, il raggio idraulico in metri;

σ , la sezione idraulica in m²;

i, la pendenza;

k_s , il coefficiente di scabrezza in m^{1/2}s⁻¹, posto pari a 70 per rivestimenti in cls, pari a 45 per rivestimenti in gabbioni e materassi metallici e pari a 30 nel caso di fossi naturali

Il calcolo della portata critica è stato valutato con la relazione:

$$V_c / \left(g \times \sigma_c / L \right)^{1/2} = 1$$

con L pari alla lunghezza della sezione equivalente alla rettangolare.

La portata critica risulta pari a

$$Q_c = V_c \sigma = \sigma \times \sqrt{g \frac{A}{L}}$$

Il carico idraulico totale H viene calcolato con l'espressione:

$$H = h + \alpha \times \frac{V^2}{2g}$$

Dove h risulta l'altezza idrica e α il coefficiente di Coriolis assunto pari a uno.

Per il tratto stradale in esame le opere di progetto sono quelle che sottendono i bacini caratterizzati come descritto nel capitolo dell'idrologia e dettagliato nella tabella che segue.

Interferenza	Superficie del bacino sotteso alla sezione di chiusura	Portata di massima piena con tempo di ritorno di 200 anni	dimensioni minime tombino per garantire la capacità di smaltimento	dimensioni opera previsto nel progetto
P02_1 Sez 35	4,2 Km ²	61,04 m ³	3,0x3,0 m	viadotto
P02_2 Sez 53	0,24 Km ²	12,58 m ³	3,0x3,0 m	viadotto

Le dimensioni dei singoli attraversamenti sono state calcolate sulla base delle portate al colmo per ogni corso d'acqua e rappresentano le dimensioni minime a cui ogni attraversamento dovrà essere dimensionato, onde garantire il deflusso delle acque dei corsi d'acqua in esame, valutate a tempi di ritorno di 200 anni. Tutte le opere previste nel progetto presentano dimensioni maggiori rispetto a quelle minime calcolate per garantire adeguata capacità di smaltimento.

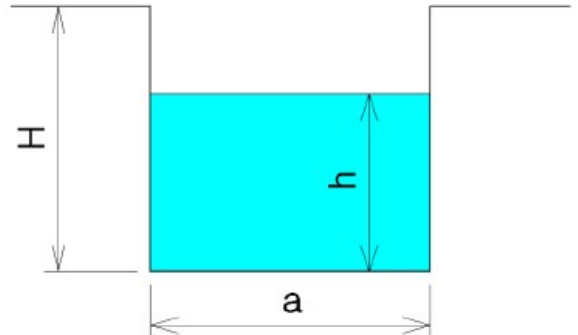
Di seguito sono riportate le verifiche.

Sezione 35

CARATTERISTICHE SEZIONE

DATI NOTI (da inserire)

H	⇒	3,00	ALTEZZA [m]
a	⇒	3,00	[m]
h	⇒	2,25	[m]
p	⇒	2%	Pendenza
m	⇒	0,35	Coeff. di scabrosità di Kutter



DATI RISULTANTI

Contorno bagnato	$Pb = a + 2h$	⇒	7,500 [m]
Area di deflusso	$A = ah$	⇒	6,7500 [m ²]
Raggio idraulico	$Ri = \frac{A}{Pb}$	⇒	0,900 [m]

CAPACITA' DI SMALTIMENTO per un'altezza d'acqua h = 2,25 m

FORMULE (moto uniforme)

Portata	$Q = AV$	dove	A = Area di deflusso V = Velocità di deflusso
Velocità di deflusso	$V = c\sqrt{Ri p}$	dove	c = coefficiente di attrito Ri = raggio idraulico p = pendenza
Coefficiente di attrito	$c = \frac{100\sqrt{Ri}}{m + \sqrt{Ri}}$	dove	m = Coeff. Di scabrosità di Kutter

RISULTATI

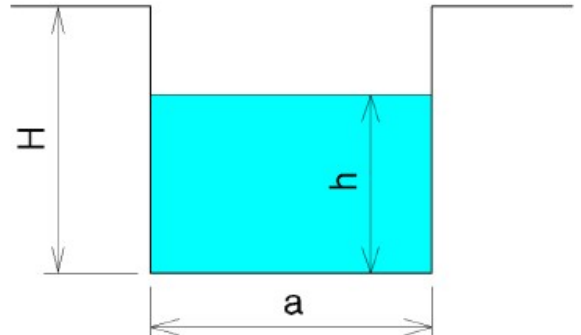
c	⇒	73,05
V	⇒	9,80 [m/sec]
Q	⇒	66,154 [m ³ /sec]

Sezione n.55

CARATTERISTICHE SEZIONE

DATI NOTI (da inserire)

H	⇒	2,00	ALTEZZA [m]
a	⇒	2,00	[m]
h	⇒	1,50	[m]
p	⇒	2%	Pendenza
m	⇒	0,35	Coeff. di scabrosità di Kutter



DATI RISULTANTI

Contorno bagnato	$Pb = a + 2h$	⇒	5,000 [m]
Area di deflusso	$A = ah$	⇒	3,0000 [m ²]
Raggio idraulico	$Ri = \frac{A}{Pb}$	⇒	0,600 [m]

CAPACITA' DI SMALTIMENTO per un'altezza d'acqua h = 1,50 m

FORMULE (moto uniforme)

Portata	$Q = AV$	dove	A = Area di deflusso V = Velocità di deflusso
Velocità di deflusso	$V = c\sqrt{Ri p}$	dove	c = coefficiente di attrito Ri = raggio idraulico p = pendenza
Coefficiente di attrito	$c = \frac{100\sqrt{Ri}}{m + \sqrt{Ri}}$	dove	m = Coeff. Di scabrosità di Kutter

RISULTATI

c	⇒	68,88
V	⇒	7,55 [m/sec]
Q	⇒	22,636 [m ³ /sec]

Nella successiva fase progettuale verrà approfondito lo studio sui tombini secondari che attraversano il tracciato stradale, e le variazioni irrilevanti generate dalla presenza del viadotto sui corpi idrici che vengono attraversati.

7. IDRAULICA DI PIATTAFORMA

Nel presente paragrafo si fornisce una descrizione delle opere di drenaggio della piattaforma stradale, fornendo gli elementi e i criteri utili per il corretto dimensionamento e verifica delle stesse.

Gli schemi della rete di smaltimento verranno studiati per consentire lo scarico a gravità delle acque di drenaggio verso i recapiti finali costituiti prevalentemente dai fossi scolanti e i corsi d'acqua naturali limitrofi al tracciato.

In merito al dimensionamento, sarà opportuno, tenuto conto dell'importanza delle opere da realizzare e della necessità di garantire un facile allontanamento delle acque dalle pavimentazioni, assumere dati di progetto che assicurino le migliori condizioni di esercizio.

Nel calcolo del drenaggio delle acque di piattaforma, la sollecitazione meteorica da assumere alla base del progetto è quella corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 25 anni; per essa si dovrà verificare che tutti gli elementi idraulici di drenaggio raggiungano un grado di riempimento massimo compatibile con la funzione svolta.

I criteri progettuali da rispettare sono i seguenti:

- mantenimento della sicurezza sul piano viario anche in caso di apporti meteorici eccezionali;
- protezione dall'erosione di trincee, rilevati e opere d'arte che possono essere interessate dal deflusso di acque canalizzate;
- protezione dall'erosione e mantenimento della sicurezza a valle dei recapiti della rete di drenaggio.

2.1. Differenziazione dei sistemi di raccolta delle acque

Data la sensibilità ambientale del sistema idrografico superficiale e del connesso sistema idrogeologico, nel presente progetto si è previsto di realizzare un sistema differenziato di raccolta delle acque meteoriche di dilavamento della sede stradale e delle acque di ruscellamento provenienti dai versanti naturali e dalla scarpate artificiali. Il tratto interessato dal drenaggio differenziato riguarda l'intero asse stradale di progetto.

Il sistema di raccolta delle acque provenienti dalla sola piattaforma, che può essere interessata dal dilavamento superficiale per effetto delle acque di prima pioggia, particolarmente inquinanti per la presenza del particolato solido depositato in tempo secco, ed eccezionalmente dallo sversamento di liquidi pericolosi in occasione di incidenti che possono coinvolgere autobotti o mezzi di trasporto

di sostanze pericolose, è organizzato in comparti a seconda dell'andamento delle pendenze del profilo stradale e in maniera tale da ottimizzare il numero e la posizione degli scarichi finali ai recettori superficiali.

In corrispondenza degli scarichi principali, a monte del recettore naturale, è prevista una vasca di trattamento delle acque di prima pioggia e di intercettazione degli sversamenti accidentali.

2.2. Stima delle portate di progetto

Per giungere al dimensionamento di tutti i rami della rete di drenaggio occorre preventivamente definire, sulla base degli elementi idrologici, idraulici e geometrici disponibili, le portate generate da un evento meteorico, di preassegnata frequenza probabile, assunto come sollecitazione di progetto.

Le ipotesi alla base del progetto sono quelle di considerare un evento corrispondente ad un tempo di ritorno pari a 50 anni e proporzionare la rete di drenaggio in modo che tutti gli elementi della rete raggiungano un grado di riempimento accettabile.

La stima delle portate affluenti dalla piattaforma stradale, dalla scarpata e dai bacini contribuenti viene effettuata utilizzando il "metodo razionale" secondo il quale la portata al colmo può essere espressa tramite la nota relazione:

$$Q = c i A$$

dove:

i è l'intensità di pioggia corrispondente ad una durata pari al tempo di corrivazione del bacino;

A è l'area del bacino versante o superficie contribuente;

c è il coefficiente di deflusso complessivo del bacino.

Per la stima delle portate di progetto in sezioni che sottendono bacini variamente composti, si utilizza l'espressione:

$$Q = i \sum_{i=1}^n c_i A_i$$

in cui n è il numero di aree con differenti caratteristiche di superficie e coefficiente di deflusso. I coefficienti di deflusso, da assumere per il calcolo, sono:

$c = 0,90$ per le superfici pavimentate;

$c = 0,50$ per le superfici di scarpate e/o versanti;

$c = 0,20$ per le superfici di campagna con pendenze modeste e notevole permeabilità.

Opere di drenaggio

Nel seguito vengono delineate le principali tipologie di opere di drenaggio in relazione alle specifiche applicazioni.

2.3.1. Sezioni in rilevato

Nei pochi tratti di tracciato in cui non è prevista la separazione delle acque, esclusivamente rampe di svincolo, la soluzione adottata consiste nello scarico dei deflussi meteorici provenienti dalla piattaforma, attraverso gli embrici, in fossi di guardia rivestiti in cls collocati al piede dei rilevati. La geometria del fosso è di tipo trapezoidale, con larghezza di base ed altezza pari a 50 cm e sponde aventi pendenza pari a 1/1. Gli embrici vengono sistemati lungo le scarpate ad interasse di 20 metri nei tratti rettilinei ed opportunamente infittiti nei tratti in curva lungo le rampe.

2.3.2. Sezioni in trincea

Nei tratti al piede delle trincee è prevista l'esecuzione, in fregio alla pavimentazione stradale, di cunette alla francese in cls di larghezza di fondo 1 m.

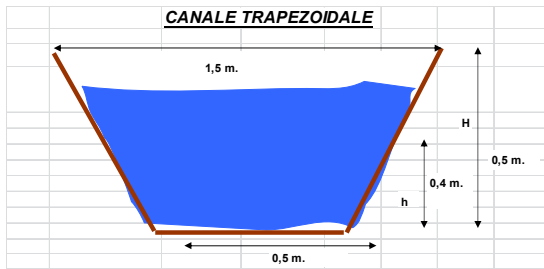
Le acque raccolte dalla cunetta, provenienti dalla corrispondente carreggiata scolante e destinate alla raccolta di prima pioggia, saranno trasferite per mezzo di caditoie poste ad interasse di 25 m, protette da griglie carrabili in ghisa sagomate come la stessa cunetta, alla sottostante tubazione di allontanamento in pead. Per i particolari costruttivi dei pozzetti di raccolta si rimanda ai relativi allegati grafici.

Lungo il ciglio delle scarpate artificiali, per il drenaggio delle acque provenienti dai versanti naturali ed afferenti al sistema di scarico delle acque, sono previsti fossi di guardia rivestiti in cls di tipo trapezoidale, con larghezza di base ed altezza pari a 50 cm e sponde aventi pendenza pari a 1/1.

Nel caso in cui sia previsto un muro di controripa, oltre al fosso di guardia lungo il ciglio della scarpata verrà realizzata una canaletta in cls a tergo del muro per la raccolta delle acque scolanti lungo la scarpata stessa.

Si riporta di seguito verifica del tratto più critico e di maggior lunghezza e che genera dunque la portata massima (tratto compreso tra le sezioni 91 e 75 di lunghezza circa 400m).

Parametri del bacino considerato		Sez 91-75
S (kmq)	Area di bacino sottesa alla sezione di calcolo	0,0024
I (km)	Estensione del percorso che deve compiere la particella d'acqua per raggiungere la sez. suddetta altezza massima	0,011
Hmax		
Z	altezza di chiusura	
H-Z	altezza media	2



METODO RAZIONALE	Sez 91-75
Q50anni = c x h (tc) x S x K	
c = coeff. di deflusso	0,9
k = fattore unità di misura	0,2777
n	0,4650
a	46,22
tc (ore) = tempo di corrivazione	0,1878
h (mm) = altezza di pioggia	21,24
QTr 50 (mc/sec)	0,0678

CANALI INTERMEDI	pendenza canale	Velocità acqua in canaletta	Q max canaletta	Q max confluyente (mc/s)	
CANALE SEZ 91-75	1	3,14861798	1,259447	0,067833753	CORRETTO

2.3.3. Sezioni in viadotto e ponte

Nel caso dei viadotti e dei ponti sono previste lungo le banchine delle caditoie stradali, con interasse massimo di 25 m, munite di griglie carrabili in ghisa, collegate alla sottostante tubazione di raccolta che per il tratto scoperto verrà prevista in acciaio ed ancorata all'impalcato mediante staffaggi.

La tubazione di raccolta sarà connessa al relativo comparto di allontanamento e raccolta della prima pioggia.

2.3.4. Sezioni in galleria

Nei tratti in galleria sono previsti due distinti sistemi di drenaggio: tubazioni in cls al di sotto della banchina, alimentate mediamente ogni 25 m da caditoie a bocca di lupo con relativo pozzetto in cls, per la raccolta dei liquidi eventualmente scolanti sulla piattaforma (ad esempio i liquidi accidentalmente sversati in caso di incidenti che possono coinvolgere autobotti o mezzi di trasporto di sostanze pericolose) e due tubazioni in cls $\phi 250$, lungo i margini della carreggiata, per la raccolta, mediante pozzetti in cls con interasse 100 m, delle acque di infiltrazione preliminarmente convogliate lungo tubazioni di drenaggio in PVC $\phi 125$ poste a tergo della calotta ed a contatto con il terreno di scavo.

2.3.5. Raccordi tra i fossi di guardia

Per realizzare le connessioni all'interno della rete dei fossi di guardia che drenano le acque e consentire l'attraversamento della sede stradale lungo i tratti in rilevato, verranno previsti tombini in cls di diametro minimo $\Phi 1000$, dotati alle sezioni di imbocco di pozzetti quadrati in cls di lato almeno 120 cm, aventi funzione di raccordo ed interconnessione tra i diversi rami confluenti nei punti di minima quota.

2.3.6. Vasche di prima pioggia

Una progettazione accorta e ambientalmente sostenibile dovrebbe prevedere la presenza di vasche di prima pioggia al fine di operare il trattamento degli sversamenti accidentali (oli e/o carburanti) e delle acque di prima pioggia.

Le vasche, ubicate in punti idraulicamente favorevoli (a valle del relativo comparto di drenaggio delle acque di piattaforma nei pressi del recettore) e nello stesso tempo facilmente raggiungibili per consentire una corretta e continua manutenzione, hanno una duplice funzione: raccogliere e trattare le acque di prima pioggia e di lavaggio delle strade, particolarmente inquinanti, e gli eventuali liquidi pericolosi accidentalmente sversati sulla sede stradale.

Tali manufatti, per esigenze legate alla morfologia del terreno ove si sviluppa il tracciato autostradale, vanno ubicate in maniera tale da poter consentire sempre lo scolo delle acque per gravità, senza quindi l'impiego di sistemi di pompaggio; a tal fine si prevede dunque l'utilizzo di un sistema di trattamento in continuo delle acque.

I criteri a base della progettazione della vasca si possono riassumere in:

- limitare al minimo la necessità di manutenzione, consentendo interventi molto diluiti nel tempo, pur conservando buona efficacia di funzionamento;
- fare transitare nella vasca le acque di piattaforma;
- intercettare gli eventuali sversamenti accidentali sulla piattaforma stradale;
- far assumere al flusso in entrata una velocità tale da consentire la risalita in superficie degli oli e la sedimentazione dei solidi in sospensione;
- mantenere all'interno della vasca gli oli in superficie.

Dal punto di vista costruttivo, la vasca prevede un pozzetto in entrata tale da consentire l'entrata nella vasca vera e propria della portata di prima pioggia e il by-pass dell'acqua in supero con scarico dall'apposita tubazione di uscita. L'acqua di piattaforma che entra nella vasca dissipa dapprima la sua energia in una zona di calma, dove è ubicata anche una griglia in acciaio, quindi entra attraverso un setto forato nella vasca vera e propria.

La quota che si stabilisce all'interno della vasca è quella dello sfioratore a valle (o di scarico); la portata in transito è data dal dislivello fra lo sfioro in entrata e quello in uscita, e la portata transitante defluisce al di sotto del setto alla fine della vasca.

È evidente che il volume compreso fra il bordo inferiore del setto e lo sfioratore in uscita è a disposizione degli oli (di sversamento o di prima pioggia), che quindi, in assenza di sversamenti,

possono essere allontanati con cadenza anche di diversi mesi; gli sversamenti vanno invece allontanati a breve scadenza in quanto saturano praticamente la capacità disponibile.

Le saracinesche predisposte per lo scarico e la pulizia della vasca potranno essere sostituite con flange cieche o eliminate completamente prevedendo uno svuotamento per aggotaggio meccanico. La quota della generatrice superiore della tubazione di scarico può essere al massimo alla quota dello sfioratore di scarico, in tal modo si riduce al minimo il dislivello fra entrata e uscita del flusso.

Come detto sopra, per quanto riguarda la portata di progetto per le acque di prima pioggia, si è preso come riferimento quanto previsto dalla legge regionale della Lombardia n° 62/85, che recita: "Sono considerate acque di prima pioggia quelle corrispondenti per ogni evento meteorico ad una precipitazione di 5 mm distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio. Ai fini del calcolo delle portate, si stabilisce che tale valore si verifichi in quindici minuti; i coefficienti di afflusso alla rete si assumono pari ad 1 per le superfici coperte, lastricate od impermeabilizzate e a 0,3 per quelle permeabili di qualsiasi tipo, escludendo dal computo le superfici coltivate." Sommando il contributo imputabile allo sversamento accidentale e quello derivante invece dalle acque di prima pioggia si ha, per le vasche, una portata totale da trattare che assume valori attorno a 110 l/s ha; tale valore è variabile in funzione della lunghezza del tratto autostradale asservito ad ogni singola vasca.

Per quanto riguarda i volumi d'acqua e/o carburante da stoccare nelle vasche, si è assunto un tempo di detenzione pari a 4 minuti ed una velocità massima dell'acqua, nel tratto ove avviene la separazione oli/acque, pari a 0,05 m/s. Data l'impostazione assunta, i volumi d'acqua di prima pioggia da stoccare sono sempre inferiori al volume totale di carburante proveniente da uno sversamento accidentale, assunto pari a 40 mc, e si è quindi considerato come parametro di progetto quest'ultimo valore. Peraltro le dimensioni della vasca risultano condizionate dalle assunzioni fatte circa velocità di transito e tempo di detenzione, portando a volumi interni comunque superiori.

Tale volume utile della vasca corrisponde al dislivello compreso fra la quota inferiore del setto e quella dello sfioratore in uscita. Supponendo, come visto in precedenza, di avere contemporaneità tra lo sversamento accidentale conseguente ad un incidente ad un'autobotte e l'evento meteorico, si avrà un certo afflusso alla vasca, attraverso la rete di scolo superficiale, pari alla portata di progetto.

Tale portata, dovendo essere trattata, dovrà sfiorare attraverso lo stramazzo che ne permette l'ingresso alla vera e propria vasca di trattamento. Quando la portata complessiva che giunge al manufatto supera la portata di progetto, il quantitativo in esubero (il cui rapporto di diluizione è tale da non richiedere alcun trattamento) non giunge alla vasca di trattamento ma stramazza alato e giunge, attraverso la condotta di uscita, direttamente alla rete idrografica.

Nella vasca di trattamento vera e propria, il tempo di detenzione (almeno 4 minuti) e la distanza totale che la miscela acqua/olio e/o carburante deve percorrere, sono stati prefissati in maniera tale che la componente olio/carburante, più leggera, possa venire in superficie e sfiorare nella canaletta appositamente predisposta lungo l'intero perimetro della vasca.

Le sostanze inquinanti permangono confinate in condizioni di sicurezza all'interno del bacino centrale, ma possono comunque essere spurgate durante le operazioni di manutenzione con sistemi idonei attraverso i chiusini di accesso alla vasca.

Si prevede dunque di installare n.3 vasche di prima pioggia, di cui due site nella perimetrazione del Parco Nazionale ed una esterna. Una delle tre vasche, quella sita più a sud, riceverà le acque di pioggia di un tratto di piattaforma stradale di area pari a circa 6000 mq per cui si considera un sistema costituito da tre vasche denominate rispettivamente scolmatore (con diametro 1,20m e altezza 1,20m), dissabbiatore (con diametro 2,25 m e altezza 2,40 m) e deoliatore (con diametro 2,25 e altezza 2,40m). Le altre due riceveranno le acque di un tratto di piattaforma stradale pari a circa 3200 mq per cui si considera un sistema costituito da tre vasche denominate rispettivamente scolmatore (con diametro 1,20m e altezza 1,20m), dissabbiatore (con diametro 1,70 m e altezza 2,20 m) e deoliatore (con diametro 1,70 e altezza 2,20m)

Verifiche idrauliche preliminari delle opere di drenaggio

2.4.1. Verifica della capacità di smaltimento del sistema cordolo – embrice e cordolo - caditoia

Il drenaggio della piattaforma in rilevato è realizzato per mezzo di un impluvio confinato da un cordolo bituminoso delimitante la piattaforma ed opportunamente sagomato per il deflusso negli embrici. Nel tratto in cui la piattaforma viene drenata da apposita tubazione sotto banchina, gli embrici vengono utilizzati esclusivamente per il drenaggio delle scarpate.

Gli embrici vengono posati con un interasse medio pari a 20 m sulla scarpa del rilevato, avente pendenza trasversale pari a 2/3, e proseguono, nel tratto terminale, con una pendenza inferiore fino a raggiungere il fosso di guardia. Nei tratti in curva tale interasse viene necessariamente infittito.

La verifica idraulica è svolta per il caso più gravoso che si presenta in corrispondenza dello svincolo sulla rampa, tratto in cui, non essendo prevista la separazione delle acque di piattaforma, gli embrici raccolgono le acque defluenti dalla sede stradale. La portata di progetto per una singola canaletta embriciata è:

$$Q = \phi Ai / (3.6 \cdot 10^6)$$

dove:

ϕ = coefficiente di deflusso = 0.90

A = area del bacino contribuente, compreso tra due embrici successivi, per una larghezza della carreggiata pari a 9,75 m = $20 \times 9,75 = 195$ mq

i = assumendo per l'intensità di pioggia di progetto il valore di 196.05 mm/ora si ricava:

$$Q = (1 / (3.6 \times 10^6)) \cdot 0.90 \times 195 \times 196,05 = 0.0096 \text{ mc/s}$$

Per la verifica si applica la formula del moto uniforme:

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

utilizzando i valori di $K_S = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ e $i = 2/3$ e ponendo pari a 35 cm la larghezza media della base della canaletta (sezione rettangolare). Risolvendo rispetto ad h si ottiene:

$$h = 0.010 \text{ m.}$$

Considerando l'altezza media di una canaletta pari a circa 15 cm, la verifica è ampiamente soddisfatta. Tra gli imbocchi di due embrici successivi si verifica inoltre la larghezza dello scorrimento in banchina lungo il cordolo, tenendo conto della presenza della cunetta laterale in cls di larghezza 40cm. Applicando la legge di Chezy per un canale a sezione triangolare di pendenza longitudinale minima $i = 0.009$, pendenza trasversale della cunetta $j = 0.122$ raccordata alla pendenza trasversale del manto stradale (2,5%), $K_S = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $\phi = 0,90$, $i = 196,05 \text{ mm/ora}$, si ottiene un'altezza idrica $h = 6 \text{ cm}$, valore ampiamente cautelativo se confrontato con i 17 cm di altezza della cunetta. La corrispondente larghezza di scorrimento in banchina è pari a 70 cm. Nei tratti in cui è prevista la raccolta separata delle acque di piattaforma, tra due caditoie successive si verifica la larghezza dello scorrimento in banchina lungo il cordolo, tenendo conto anche in questo caso della presenza della cunetta laterale in cls di larghezza 40 cm. Applicando la legge di Chezy per un canale a sezione triangolare di pendenza longitudinale minima $i = 0.002$ (caso più sfavorevole nel tratto in esame), pendenza trasversale della cunetta $j = 0.122$ raccordata alla pendenza trasversale del manto stradale (2,5%), $K_S = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $Q = 0,0080 \text{ mc/s}$, si ottiene un'altezza idrica $h = 7 \text{ cm}$, valore ampiamente cautelativo se confrontato con i 17 cm di altezza della cunetta. La corrispondente larghezza di scorrimento in banchina è però superiore al metro (1,13 m). Si ritiene pertanto opportuno portare l'interasse tra le caditoie a 20 m. In quest'ultima configurazione ($Q=0,0064 \text{ mc/s}$) la verifica risulta soddisfatta (altezza = 6 cm e larghezza 96 cm).

2.4.2. Verifica delle tubazioni di raccolta

Per la verifica idraulica delle tubazioni di drenaggio della piattaforma si fa sempre riferimento alla formula del moto uniforme.

Fissata la lunghezza del bacino stradale drenato a monte della sezione di verifica, è ammesso per la condotta un grado di riempimento massimo dell'ordine del 50% per i diametri inferiori a 400 mm e del 70% per diametri pari o superiori a 400 mm.

La verifica idraulica, svolta nella condizione più sfavorevole, ha riguardato il tratto di condotta maggiore (275 m) della tubazione di raccolta del comparto di drenaggio compreso tra le sezioni 74 e 60. I dati assunti per la verifica sono i seguenti:

- la portata di progetto (relativa ad una sola carreggiata stradale) è pari a 0,08 mc/s;
 - K_s è pari a 80 m^{1/3}/s per le tubazioni in pead;
 - $i = 0,008$ è stata estrapolata dalle livellette stradali riportate nel profilo longitudinale di progetto.
- Ponendo il DN = 600 mm, dall'equazione di Chezy si ottiene un grado di riempimento di 42,60%. Si ritiene pertanto accettabile il diametro massimo DN 600, mentre il diametro minimo non dovrà essere inferiore, come buona norma, al DN 300, previa verifica, caso per caso, del grado di riempimento.

2.4.3. Verifica delle cunette in cls

Per la verifica idraulica delle cunette a sezione triangolare ("alla francese") realizzate lungo i tratti in scavo e delle cunette a sezione trapezia lungo la fascia spartitraffico nei tratti in curva, si ricorre alla formula del moto uniforme precedentemente enunciata.

La portata di progetto viene calcolata mediante la formula razionale, considerando una superficie scolante di larghezza pari ad una carreggiata stradale e lunghezza pari alla distanza tra due caditoie consecutive (25 m).

Si ottiene:

$$Q = \phi A i / (3.6 \cdot 10^6) = 0.9 \times (2.5 \times 9.75) / (3.6 \cdot 10^6)$$

Applicando la legge di Chezy per un canale a sezione triangolare di pendenza longitudinale minima $i = 0.002$, pendenza trasversale $j = 0.122$ raccordata alla pendenza trasversale del manto stradale (2,5%), $K_s = 70$ m^{1/3}/s, $\phi = 0,90$, $i = 131,64$ mm/ora, si ottiene un'altezza idrica $h = 7$ cm, valore ampiamente cautelativo se confrontato con i 40 cm di altezza della cunetta. La corrispondente larghezza di scorrimento è pari a 57 cm.

Relativamente alla cunetta nella fascia spartitraffico, applicando la legge di Chezy per un canale a sezione trapezia con base 30 cm, altezza 17 cm e falde 1:1, di pendenza longitudinale minima $i = 0.002$, $K_s = 70$ m^{1/3}/s, $\phi = 0,90$, $i = 131,64$ mm/ora, si ottiene un'altezza idrica $h = 6$ cm, valore ampiamente cautelativo se confrontato con i 17 cm di altezza della cunetta.

2.4.4. Verifica dei fossi di guardia

Le acque provenienti dalla sede stradale vengono scaricate attraverso gli embrici disposti sulla scarpa del rilevato stradale di pendenza 2/3.

Le acque meteoriche, scaricate tramite gli embrici, raggiungono il fosso rivestito ai piedi del rilevato stradale realizzato da un canale in calcestruzzo a sezione trapezia delle dimensioni di m

0,50 x 0,50 x 0,50 con pendenza delle scarpe 1/1; sono prescritte larghezza di fondo ed altezza minime di 0,50 m e pendenza longitudinale minima di 0,001. Si fissa un franco minimo di 0,10 m.

La portata transitante in una sezione del fosso di guardia è data dalla somma delle portate convogliate dagli embrici che scaricano a monte di tale sezione ed eventualmente quelle provenienti dai terreni naturali circostanti.

La verifica della sezione viene svolta mediante la formula del moto uniforme di Chezy precedentemente enunciata. Per i fossi di guardia rivestiti in cls a sezione trapezia con pendenza della scarpa 1/1 e larghezza del fondo di cm 50 può essere adottato un coefficiente di scabrezza di Gauckler-Strickler pari a 70 m^{1/3}/s.

Nel caso in cui il fosso di guardia venga spezzato in tratte a diversa pendenza, in questo caso, in via cautelativa, la verifica viene effettuata applicando il valore minore della pendenza sull'intero sviluppo del fosso di guardia.

La verifica delle sezioni dei fossi andrà effettuata caso per caso a seconda delle caratteristiche locali dei bacini drenati. La sezione trapezia proposta risulta comunque cautelativa in quanto i fossi di guardia, drenando acqua "pulita" o comunque non destinata alla raccolta della prima pioggia, possono scaricare frequentemente ai recettori superficiali.

2.4.5. Dimensionamento preliminare

Le ipotesi di progetto fissate per le diverse opere di drenaggio sono sintetizzate nelle tabelle seguenti dove:

B, larghezza complessiva della fascia contribuente [m];

p.i., percentuale impermeabile;

gr ., grado di riempimento dello speco.

DRENAGGIO IN RILEVATO				
Tipologia speco	dimensioni	B	p.i.	gr.
	(m)	(m)	(%)	(%)
fosso di guardia trapezio	0.50x0.50 - 0.60x0.60 - 0.80x0.80	71.7	27	70
canaletta banca trapezia	0.30x0.30	6	30	70

DRENAGGIO IN RILEVATO SEPARATO				
Tipologia speco	dimensioni	B	p.i.	gr.
	(m)	(m)	(%)	(%)
fosso di guardia trapezio	0.50x0.50 - 0.60x0.60 - 0.80x0.80	60	13	70
canaletta banca trapezia	0.30x0.30	6	30	70
collettore circolare	Φ400 – Φ500 – Φ600 – Φ800	11.7	100	50 - 60 - 70

DRENAGGIO IN CURVA				
Tipologia speco	dimensioni	B	p.i.	gr.
	(mm)	(m)	(%)	(%)
collettore circolare	Φ400 - Φ500	14.5	100	50

DRENAGGIO IN TRINCEA				
Tipologia speco	dimensioni	B	p.i.	gr.
	(m)	(m)	(%)	(%)
fosso di guardia trapezio	0.50x0.50 - 0.60x0.60 - 0.80x0.80	50	10	70
collettore circolare	Φ400 – Φ500 – Φ600 – Φ800	11.7	100	50 - 60 - 70
canaletta scarpata rettangolare	0.30x0.30 - 0.40x0.40 - 0.50x0.50	7.5	30	70

DRENAGGIO IN VIADOTTO				
Tipologia speco	dimensioni	B	p.i.	gr.
	(mm)	(m)	(%)	(%)
collettore circolare	Φ300 – Φ400 – Φ500 – Φ600	11.2	100	50 - 60

