

**LAVORI DI REALIZZAZIONE DELL' INTERSEZIONE A
ROTATORIA SULLA S.S. 309 "ROMEA" CON INNESTO
SULLA S.P. 18 AL km 115+450**

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTISTA
Ing. Giuseppe Militello

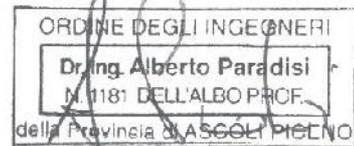
ASSISTENZA ALLA PROGETTAZIONE



DIRETTORE TECNICO:
Ing. Alberto Paradisi

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
Ing. Umberto Vassallo

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE
Ing. Alberto Paradisi



RELAZIONE IDROGEOLOGICA E IDRAULICA

CODICE PROGETTO/SIL/PDM		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
CODICE LAVORO V E 1 8 M S 1 6 3 1 4 8		CODICE ELAB. T O O I D O O I D R R E 0 1		B	-
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
A	EMISSIONE	Dicembre 2019	Ing. Alberto Paradisi	Ing. Alberto Paradisi	Ing. Giuseppe Militello
B	REVISIONE	Marzo 2021	Ing. Alberto Paradisi	Ing. Alberto Paradisi	Ing. Giuseppe Militello
C					
D					

INDICE

1	PREMESSA.....	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3	ANALISI IDROLOGICA.....	4
3.1	ANDAMENTO DELLE PRECIPITAZIONI MENSILI NEL PERIODO 1950-2010.....	4
3.2	I VALORI MEDI TRENTENNALI DELLE PRECIPITAZIONI MENSILI.....	17
4	TEMPO DI RITORNO ASSUNTO ALLA BASE DELLA PROGETTAZIONE.....	23
5	IDRAULICA DI PIATTAFORMA.....	25
5.1	METODOLOGIA.....	25
5.2	VERIFICA DELLE SEZIONI DI PIATTAFORMA.....	27
5.2.1	CALCOLO DELLE PORTATE MASSIME DI ACQUA BIANCA.....	28
5.2.1.1	Calcolo dei Diametri.....	28
5.2.1.2	Verifiche.....	28
6	CONCLUSIONI.....	30

1 PREMESSA

A seguito dell'incarico conferito dal Compartimento della Viabilità della Regione Veneto, si produce la seguente Relazione idraulica di cui in epigrafe, relativa al Progetto degli interventi di realizzazione di una intersezione a rotatoria presso il comune di Campagna Lupia, frazione Lughetto, al Km 115+450 della S.S. 309 "Romea".

L'obiettivo che il gruppo di progettazione ha perseguito è stato quello di garantire agli operatori dell'infrastruttura stradale, sia essi conducenti sia essi pedoni, la possibilità di avvalersi di una sistemazione infrastrutturale adeguata ai flussi ed alle esigenze degli stessi, nei principi di sicurezza e comfort di marcia. In tale ottica il progetto ha posto attenzione, in primo luogo, alla sistemazione dell'intersezione esistente mediante la realizzazione di una rotatoria, quindi per garantire facile accessibilità e percorrenza ai flussi deboli si è studiato un percorso ciclo-pedonale tale da non interferire con quello veicolare, prevedendo la realizzazione di un sottopasso ciclo-pedonale accessibile mediante rampe di raccordo.

L'incarico di cui in oggetto riguarda l'assistenza alla progettazione definitiva ed esecutiva, nonché il coordinamento della sicurezza in fase di progettazione a supporto del gruppo di progettazione ANAS, le quali sono eseguite secondo la normativa vigente e le migliori regole d'arte in materia di intersezioni stradali e di opere strutturali.

Pertanto, ogni scelta tecnica riguardante il presente progetto è definita di concerto con i progettisti ANAS, così come la definizione delle soluzioni progettuali previste è stata avallata ed avvalorata dal gruppo di progettazione esterna a seguito di confronti specifici sui diversi temi.

La Relazione idraulica ha l'obiettivo di inquadrare l'ambito idrologico di riferimento e di definire le caratteristiche progettuali della rete idraulica di raccolta a servizio della strada statale in progetto.

A partire dai dati di precipitazione, l'applicazione delle usuali metodologie di statistica inferenziale ha permesso la definizione delle cosiddette "linee segnalatrici di possibilità pluviometrica", che stabiliscono il legame esistente fra l'altezza di pioggia ed il tempo di ritorno assunto alla base della progettazione.

Successivamente, utilizzando un idoneo modello matematico del tipo afflussi-deflussi, è stata dimensionata e verificata l'intera rete di drenaggio, la cui architettura complessiva risulta idonea alle caratteristiche plano-altimetriche dell'infrastruttura stradale.

In corrispondenza della rotatoria sono state previste, a seconda delle condizioni plano - altimetriche, deviazioni o tombature dei corsi d'acqua.

Riassumendo, lo studio si è sviluppato secondo la seguente metodologia:

- analisi dei dati disponibili in termini di rilievi topografici e di elaborati progettuali esistenti;
- analisi della rete idrografica esistente e delle sue interazioni con la viabilità in progetto;
- individuazione della tipologia e dell'andamento plano-altimetrico della rete di drenaggio atta alla raccolta ed all'allontanamento delle acque di pioggia;
- elaborazione dei dati di pioggia;
- dimensionamento e verifica della rete di drenaggio;
- individuazione dei recapiti;
- dimensionamento delle vasche di raccolta e delle relative stazioni di sollevamento elettromeccanico.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le valutazioni progettuali sono state eseguite nel rispetto delle Normative vigenti con particolare riferimento a Leggi, Decreti, Circolari ed Istruzioni di seguito riportate:

- *Circolare Ministero LL.PP. n°11633 del 07/01/1974: "Istruzioni per la progettazione delle fognature e degli impianti di trattamento delle acque di rifiuto;*
- *Delibera Ministero LL.PP. del 04/02/1977 – Allegato 4: "Norme tecniche generali per la regolamentazione dell'installazione e dell'esercizio degli impianti di fognatura e depurazione;*
- *Decreto Presidente del Consiglio dei Ministri 04/03/1996: Disposizioni in materia di risorse idriche - Capitolo 8: "Livelli minimi dei servizi che devono essere garantiti in ciascun ambito territoriale ottimale" - Paragrafo 8.3: "Smaltimento;*
- *Decreto Legislativo 03/04/2006 n° 152 - "Norme in materia di difesa ambientale.*

3 ANALISI IDROLOGICA

La valutazione delle portate di piena che la rete di drenaggio deve essere in grado di convogliare e smaltire è stata effettuata con opportuni metodi di trasformazione afflussi – deflussi, che consentono di associare ad una determinata grandezza idrologica una assegnata probabilità di accadimento.

Volendo determinare le portate che comportano la crisi del sistema di drenaggio, occorre fare riferimento agli eventi pluviometrici di breve durata e a forte intensità. Per definire le altezze di precipitazione corrispondenti a tali eventi, vengono utilizzate le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica, elaborate a partire dalle registrazioni d'altezza di pioggia effettuate nelle stazioni pluviometriche.

Detta h l'altezza di precipitazione in funzione della durata θ delle piogge stesse, la tecnica idrologica abituale fornisce, per le linee segnalatrici di possibilità pluviometrica, una relazione monomia del tipo:

$$h(\theta, T_r) = a(T_r) \cdot \theta^{n(T_r)}$$

dove T_r è il tempo di ritorno, $a(T_r)$ ed $n(T_r)$ due coefficienti numerici funzioni di quest'ultimo. Nel seguente progetto sono stati utilizzati i dati pluviometrici messi a disposizione dall' ARPAV, qui di seguito riportati.

3.1 ANDAMENTO DELLE PRECIPITAZIONI MENSILI NEL PERIODO 1950-2010

Utilizzando i dati pluviometrici delle 100 stazioni facenti parte dell'Ufficio Idrografico (localizzate nelle carte A ed A.1), selezionate in base alla migliore consistenza delle serie storiche nel periodo 1950-2010, si è effettuata una media dei valori delle precipitazioni cumulata nei mesi dell'anno, relativa a tre macrozone del Veneto, considerando rispettivamente:

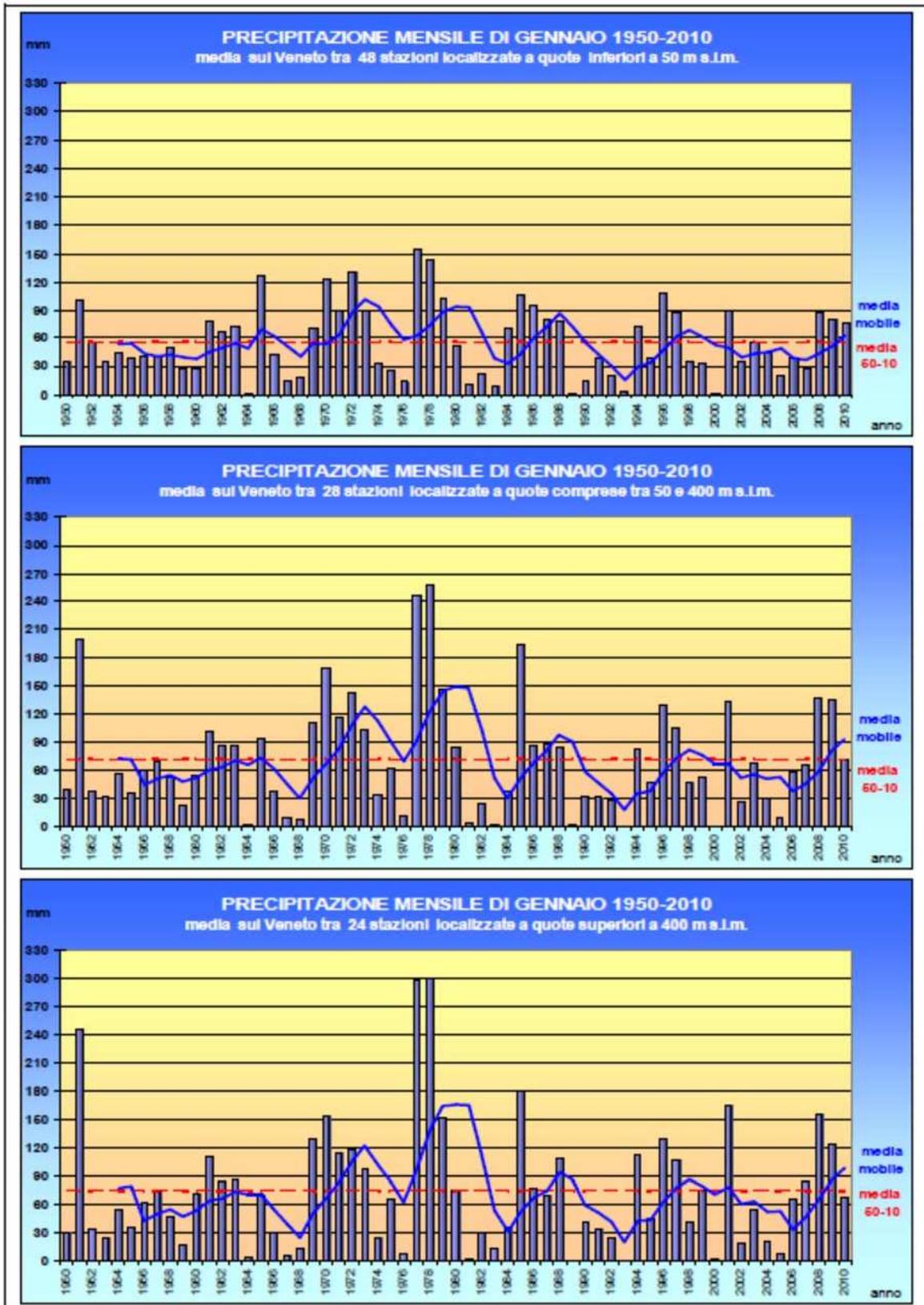
- 48 stazioni site a quote inferiori a 50 m s.l.m (pianura);
- 28 stazioni tra 50 e 400 m s.l.m (zone collinari, pedemontane e basse Prealpi);
- 24 stazioni localizzate a quote superiori a 400 m s.l.m. (Dolomiti e Prealpi).

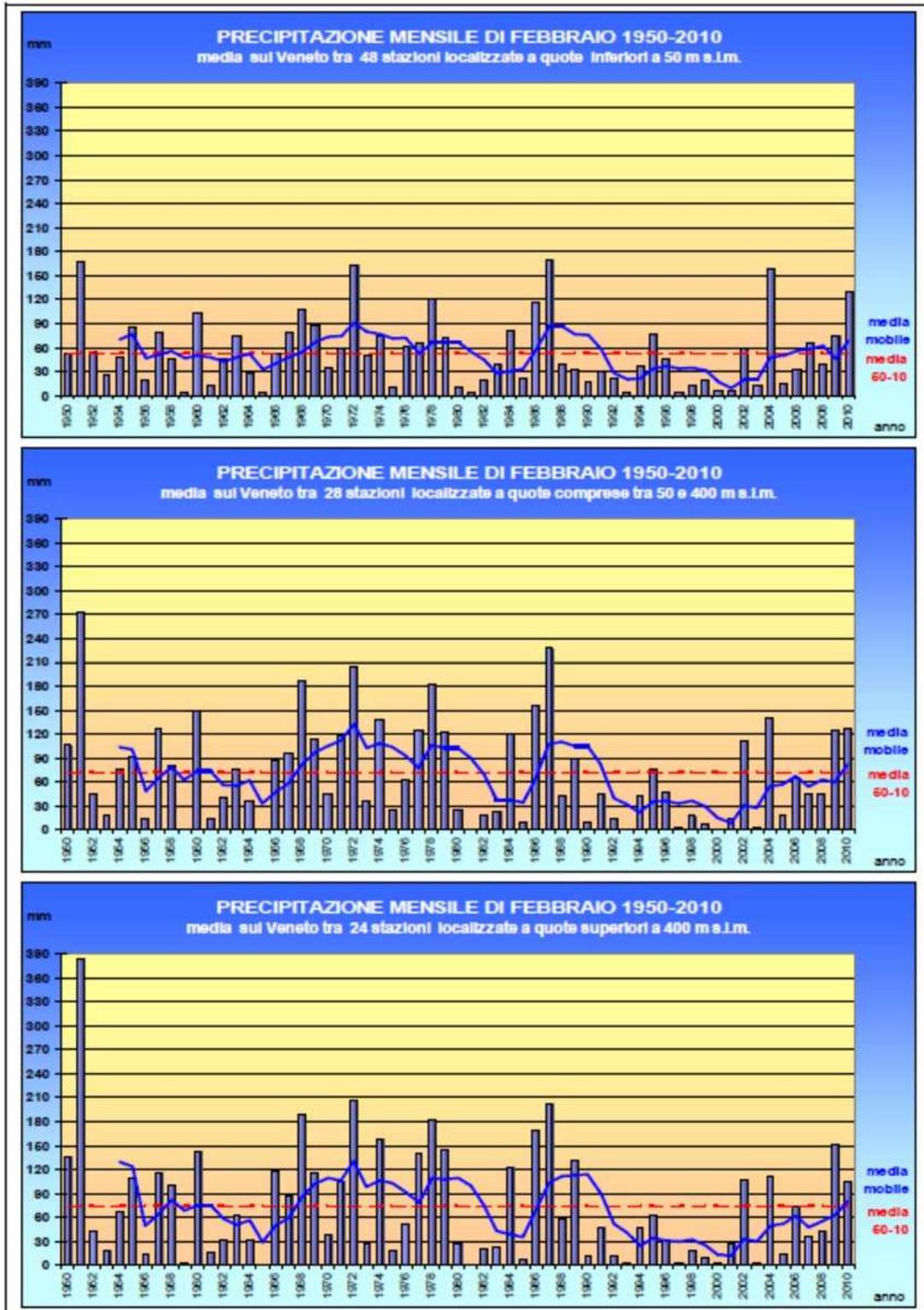
Per la lettura delle 12 serie di 3 grafici di seguito riportati si consideri che:

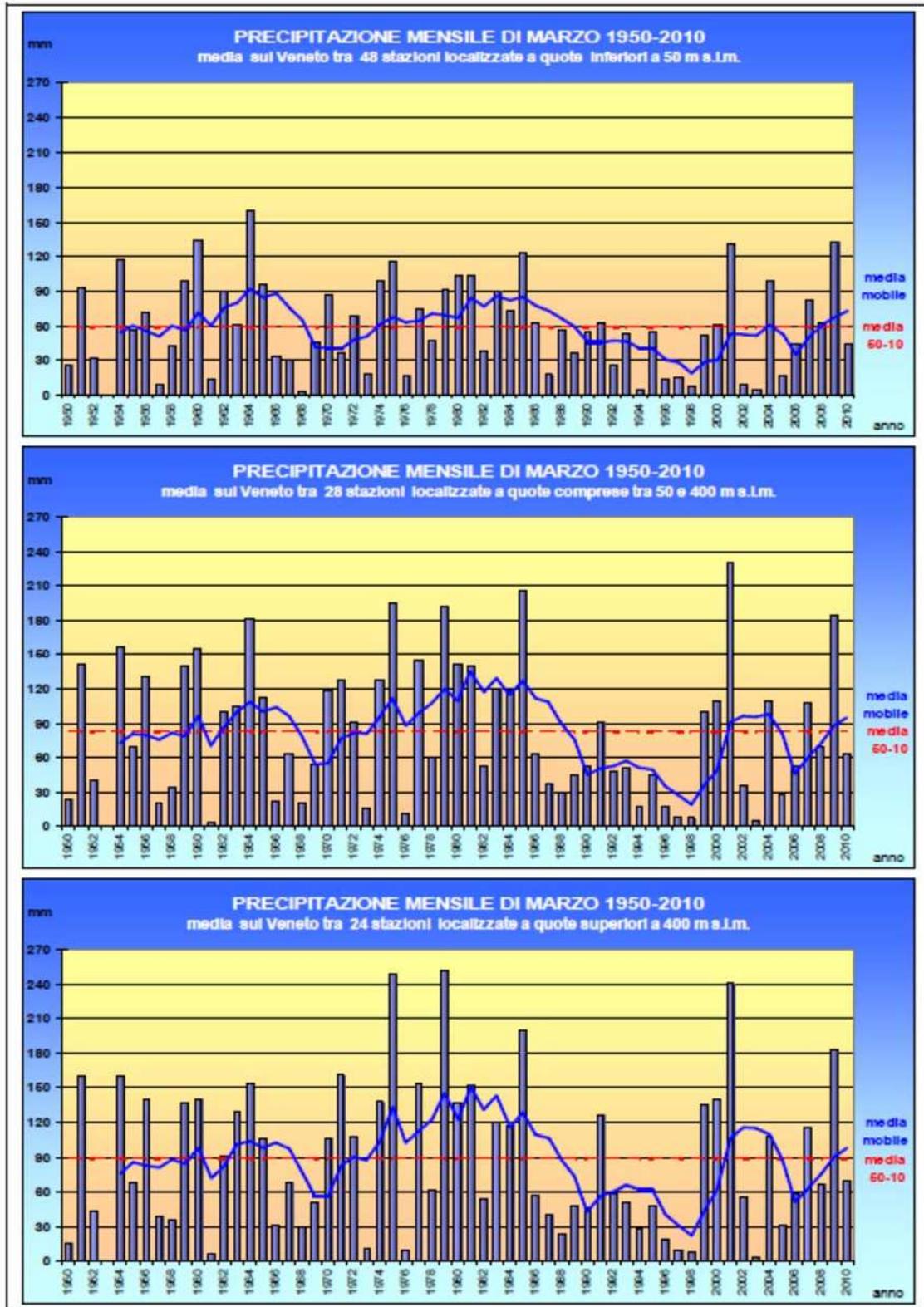
- gli istogrammi (barre verticali) rappresentano la precipitazione cumulata media zonale in ciascun mese nel periodo 1950-2010 (61 anni);
- la retta tratteggiata rossa riporta la precipitazione mensile zonale media del periodo 1950-2010;
- la linea continua blu rappresenta la media mobile su un periodo di 5 anni delle precipitazioni mensili zonali.

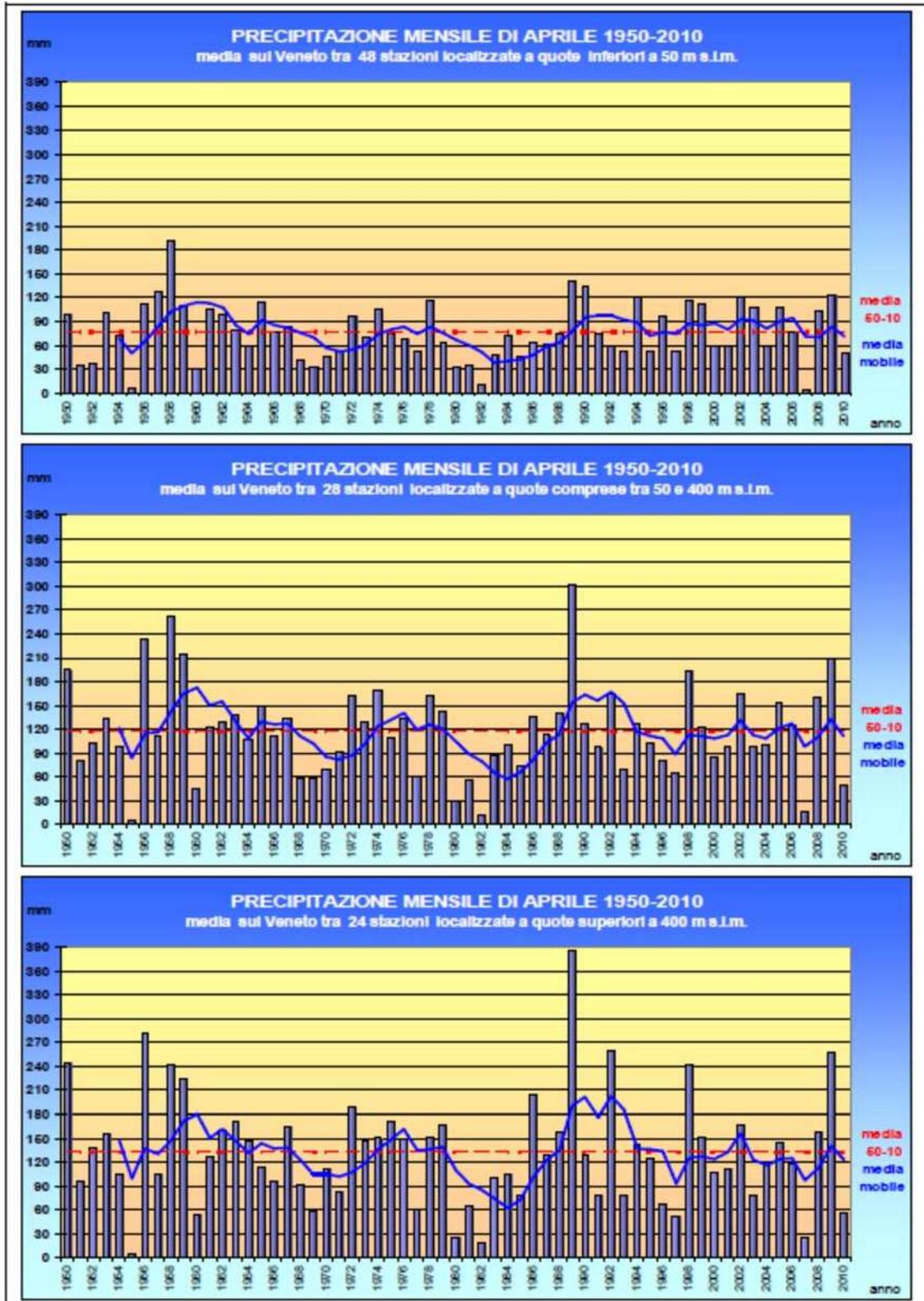
In ciascuna terna di grafici relativi a un mese si è adottato il criterio di mantenere la medesima scala dei valori di precipitazione per tutte e tre le macrozone. Le precipitazioni medie mensili sono rappresentate mediante le seguenti carte delle isoiete:

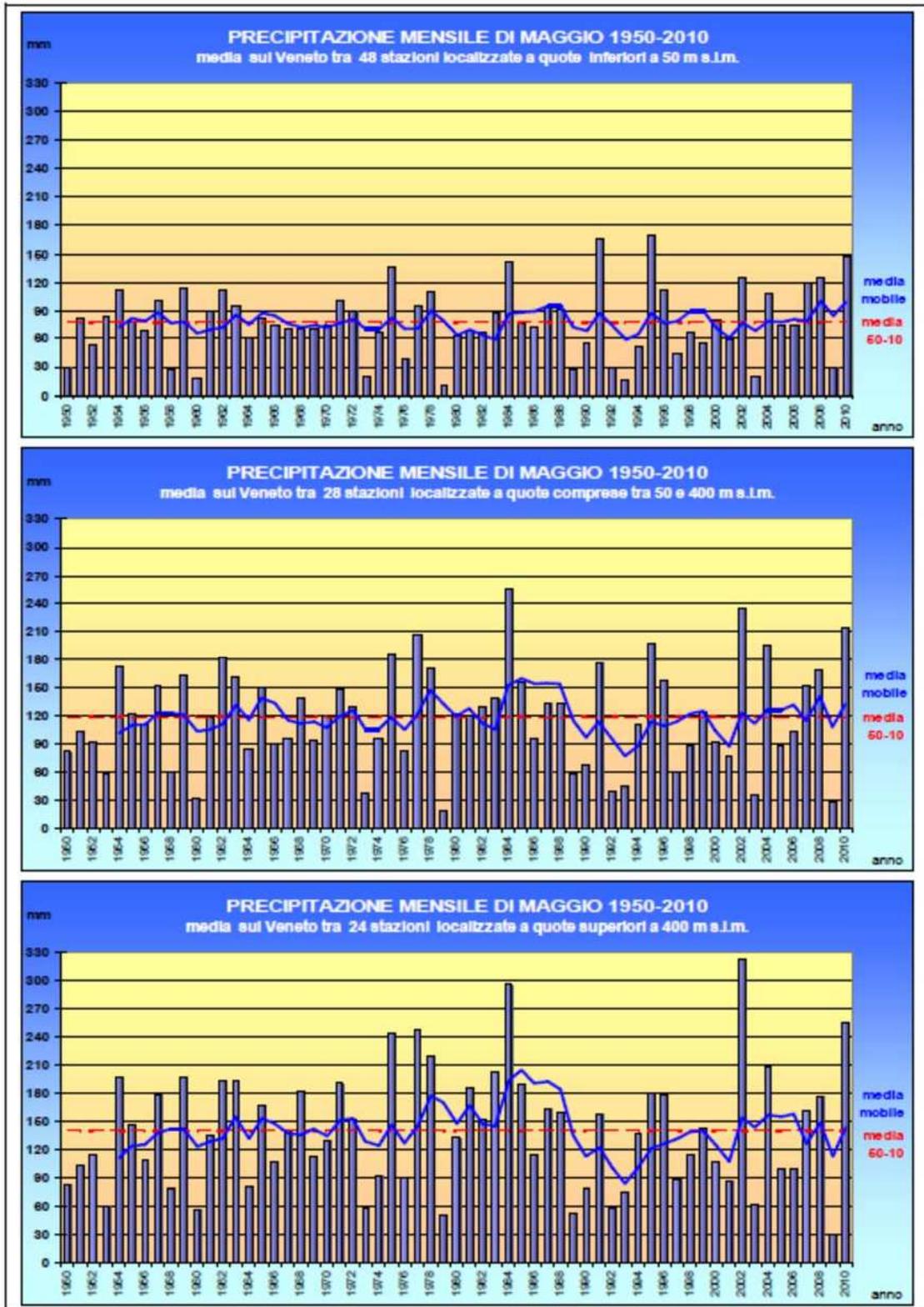
- Carte da 6 a 17 per il trentennio 1961-1990.
- Carte da 23 a 34 per il trentennio 1981-2010.

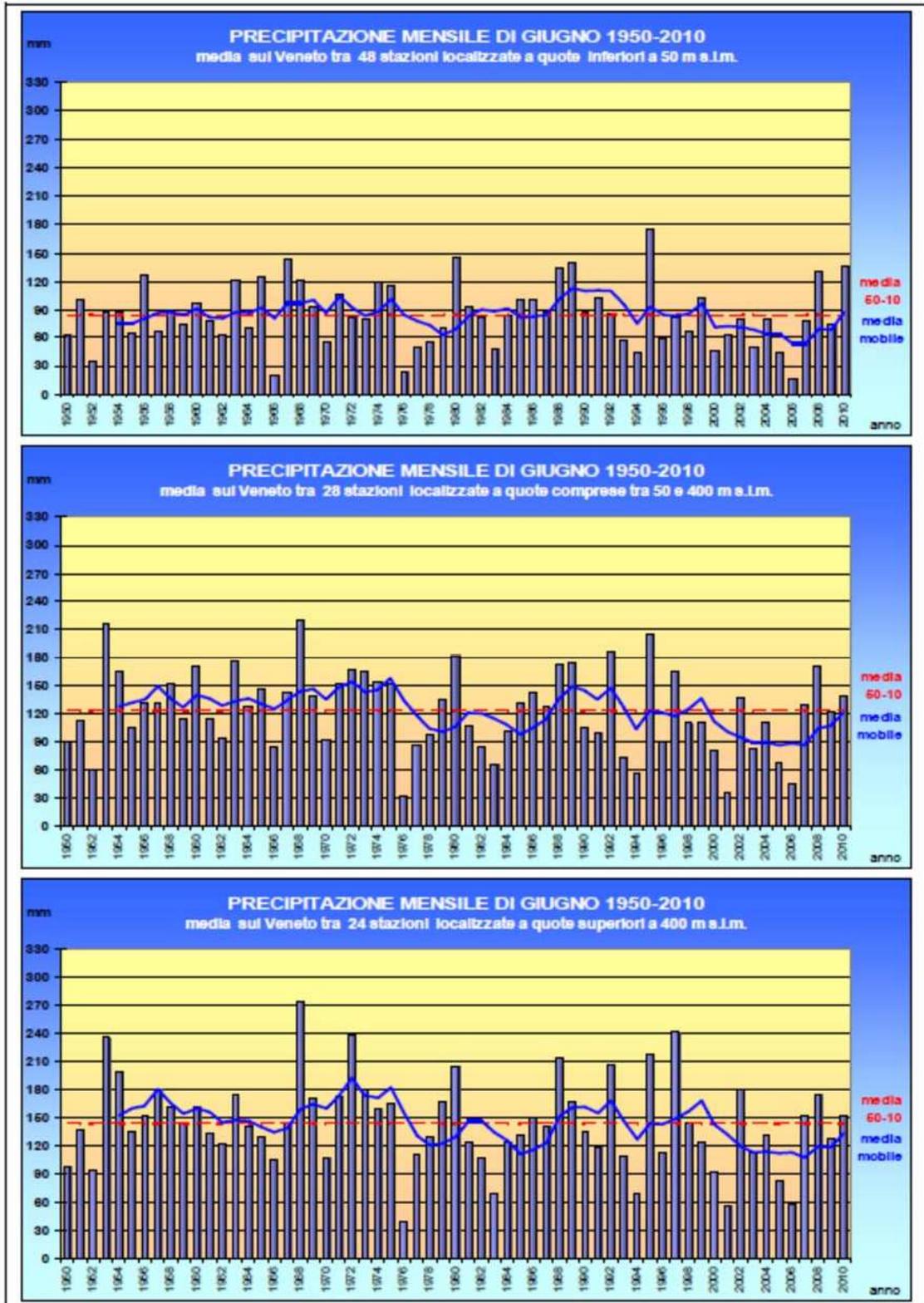


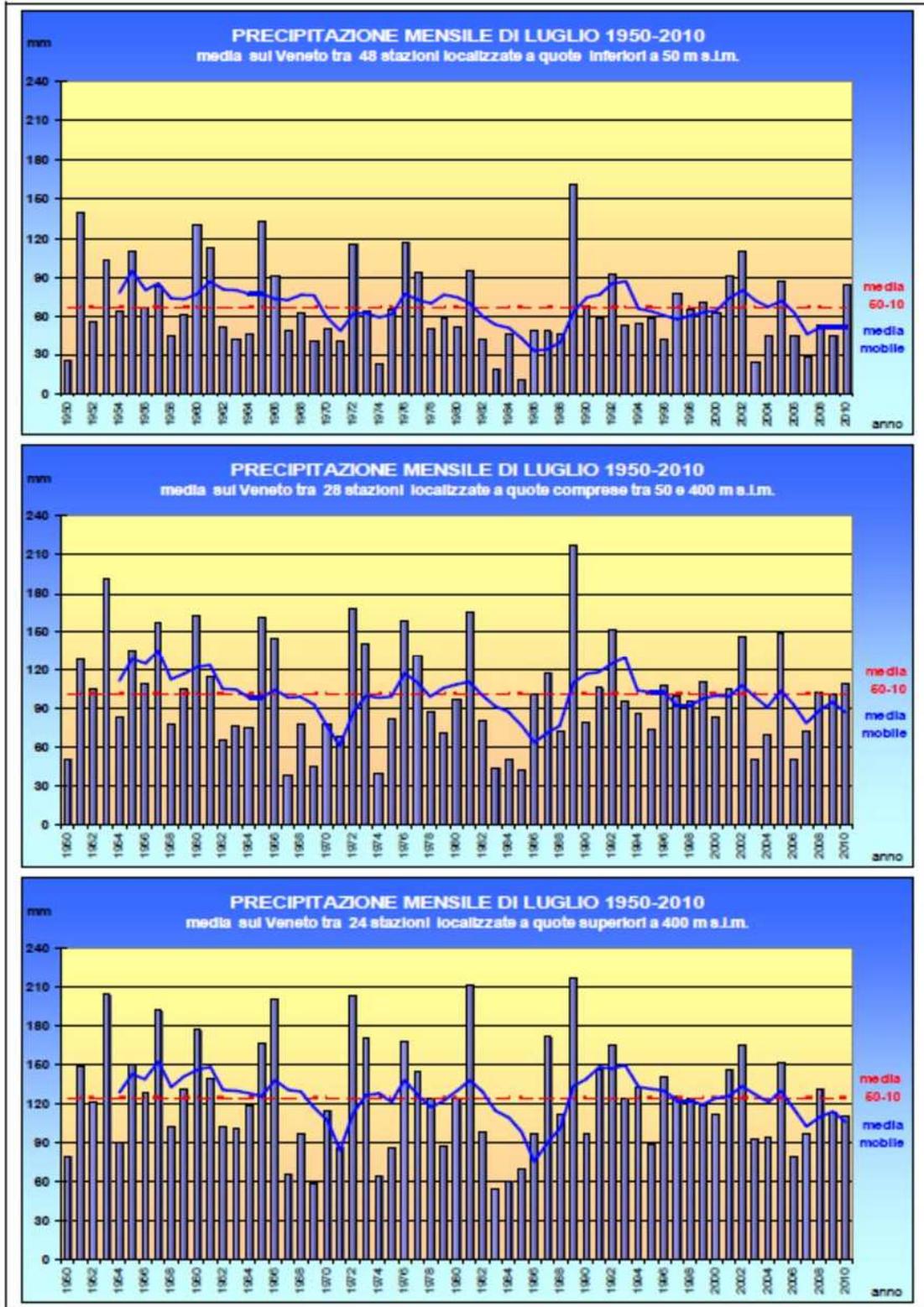


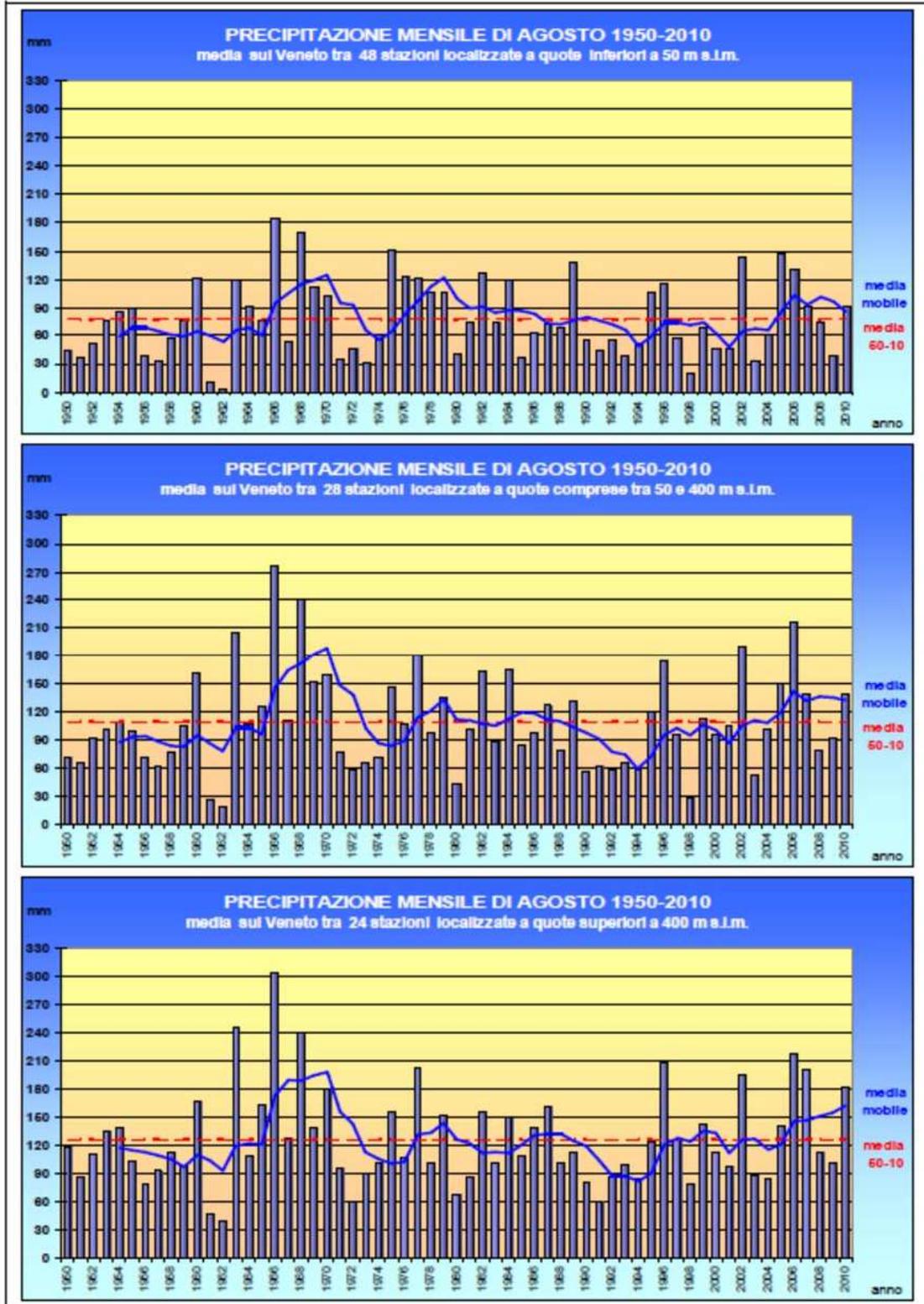


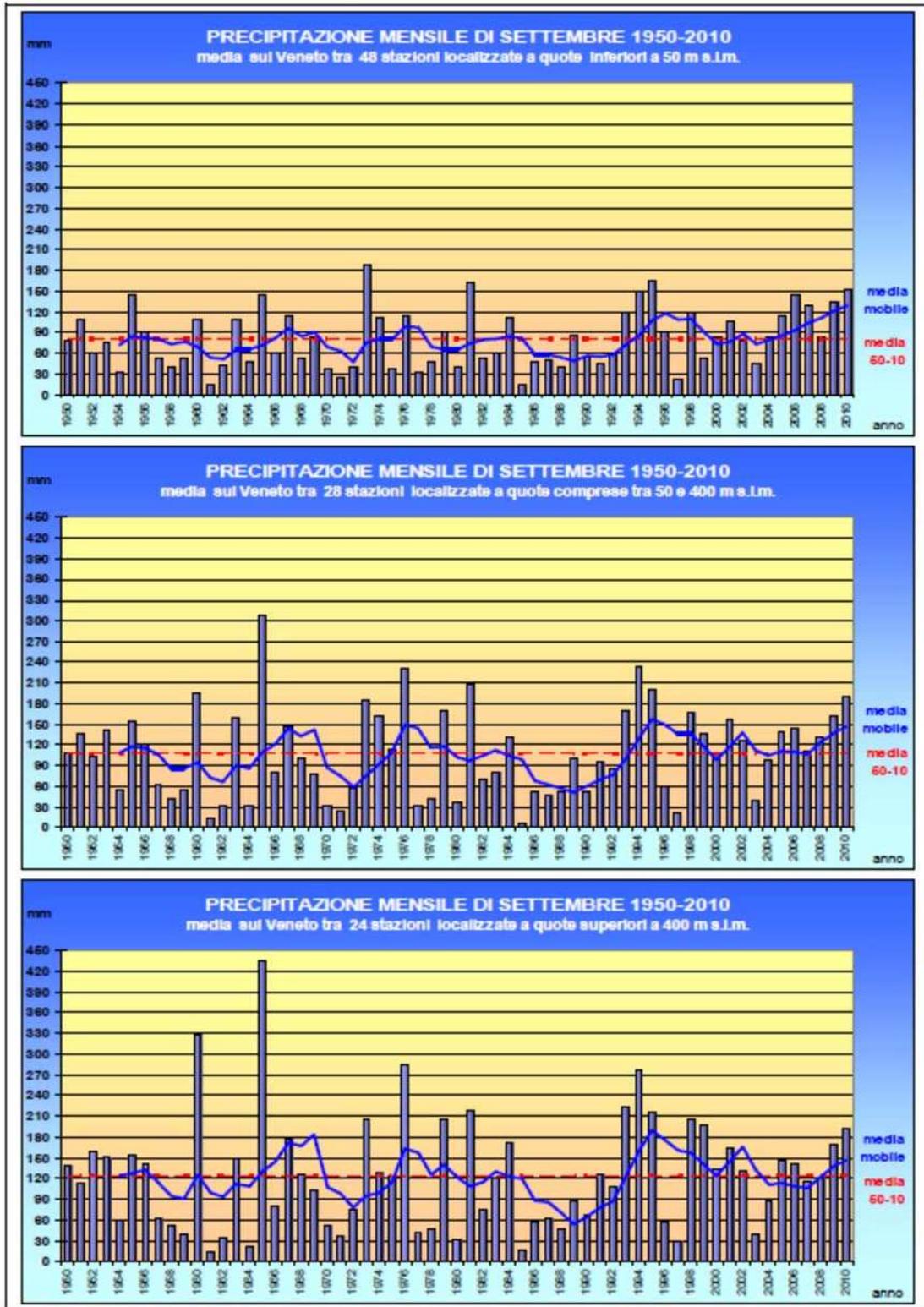


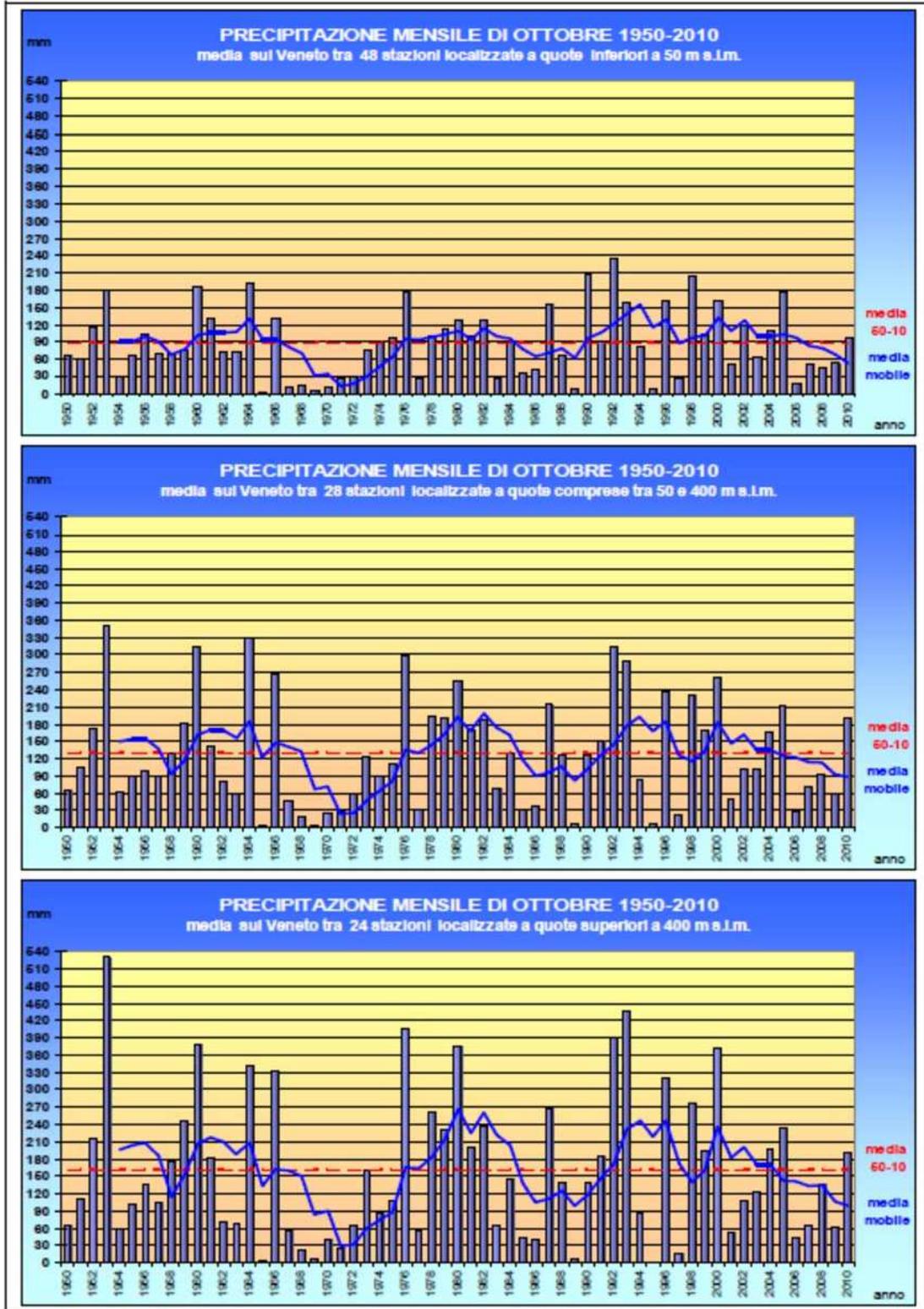


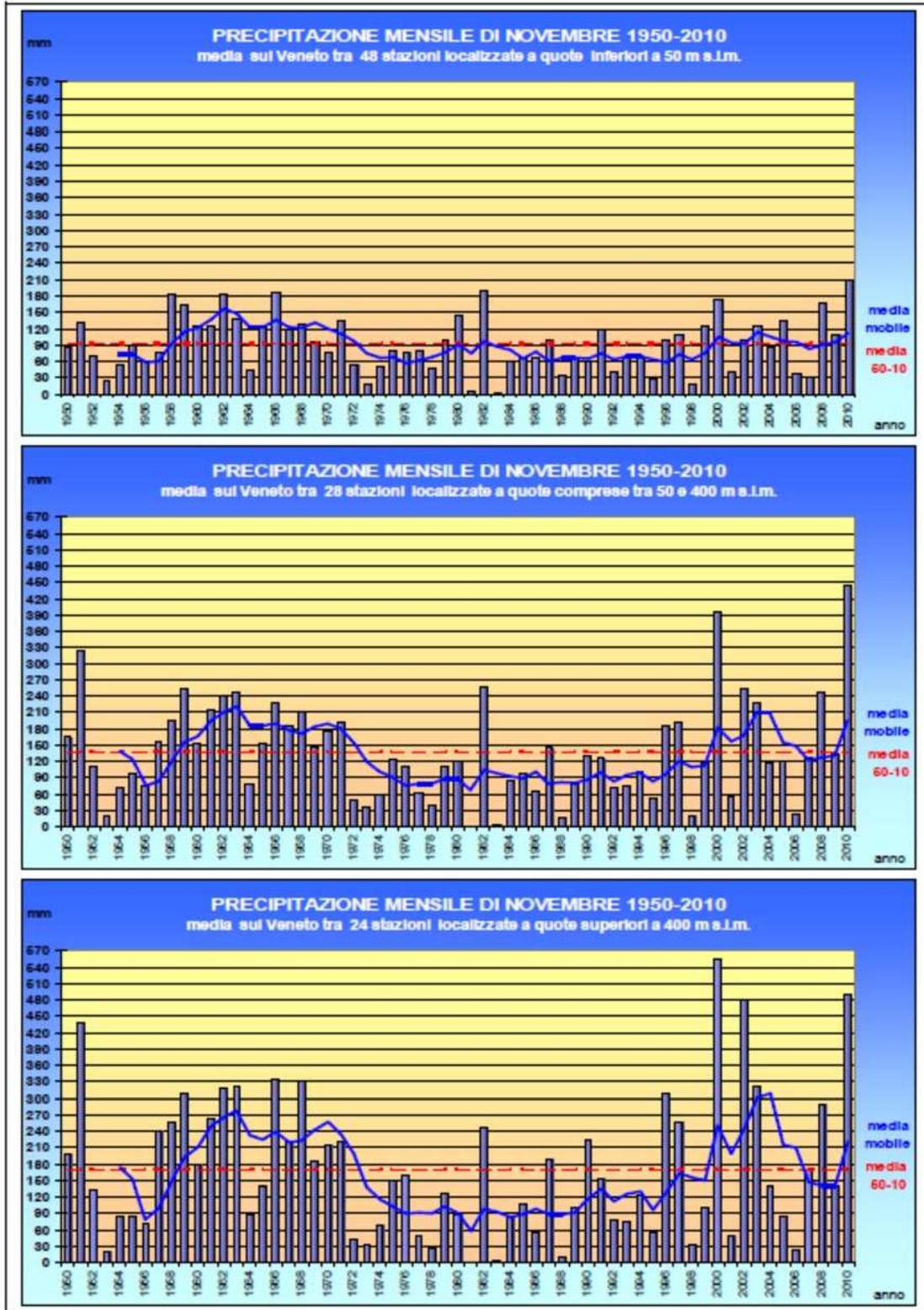


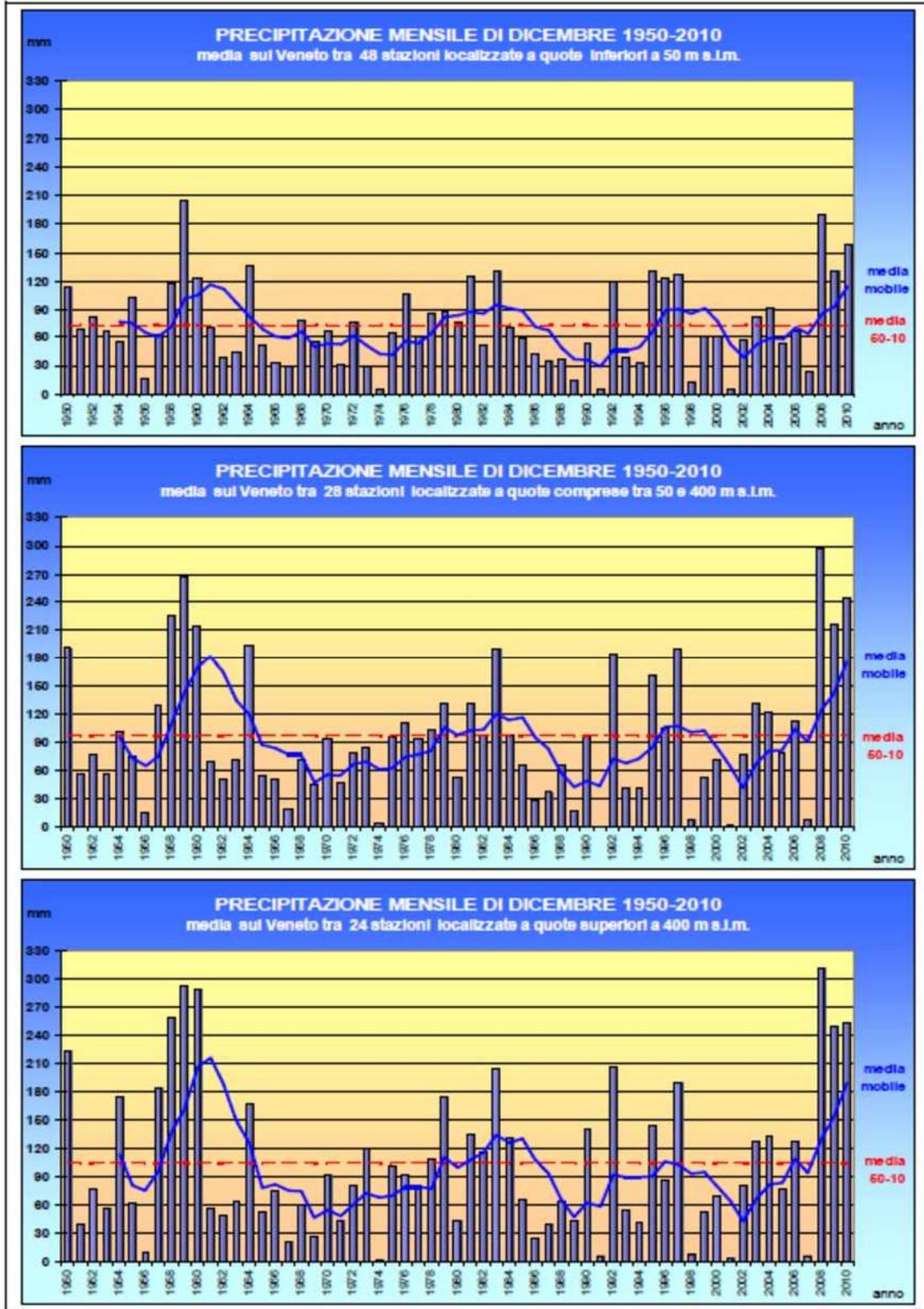












3.2 I VALORI MEDI TRENTENNALI DELLE PRECIPITAZIONI MENSILI

Utilizzando i dati pluviometrici delle 100 stazioni dell'Ufficio Idrografico (localizzate nelle carte A ed A.1) selezionate in base alla migliore consistenza delle serie storiche nel periodo 1950-2010, si è effettuata una media dei valori delle precipitazioni medie mensili, per tre macrozone del Veneto considerando rispettivamente:

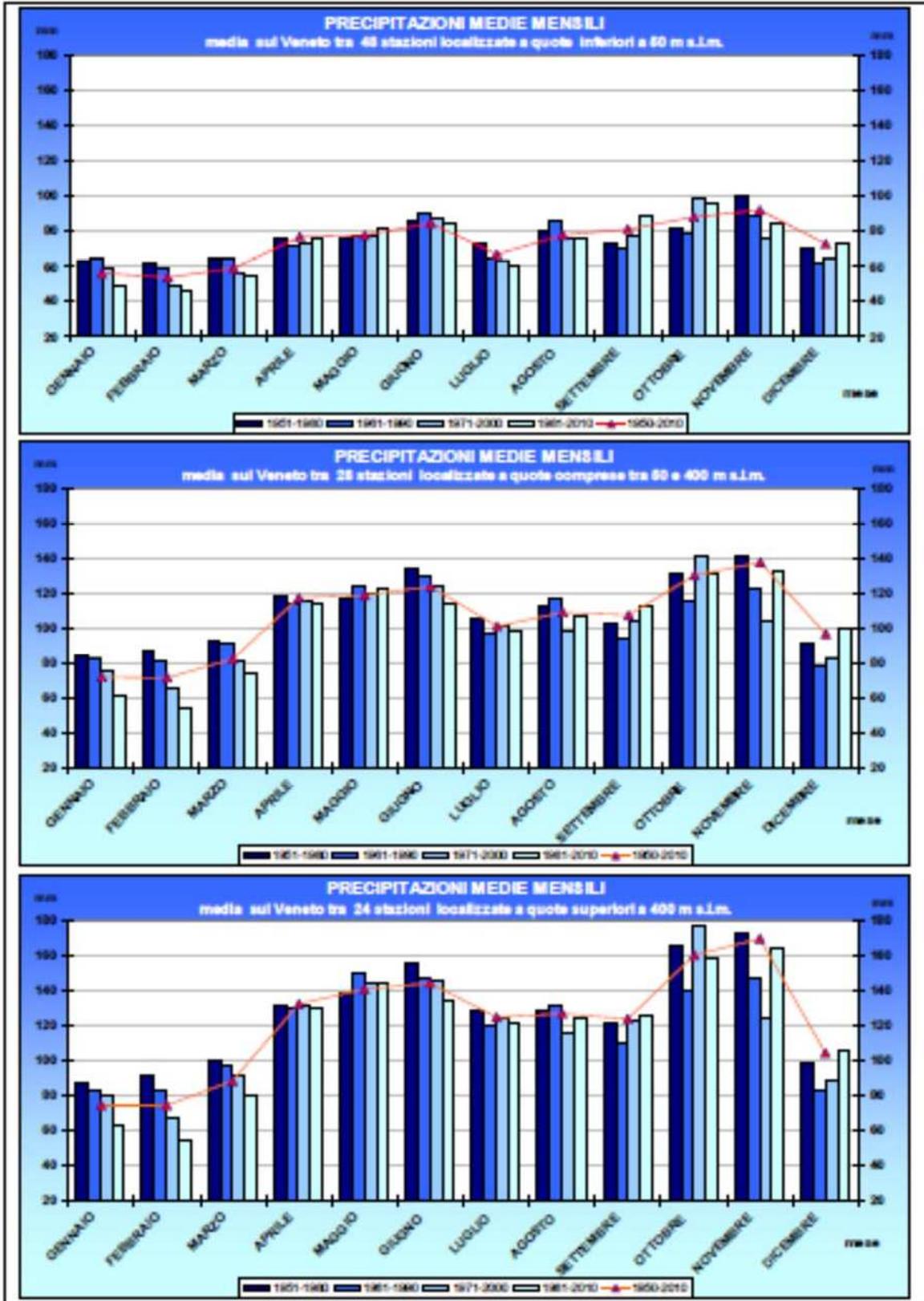
- 48 stazioni site a quote inferiori a 50 m s.l.m (pianura);
- 28 stazioni tra 50 e 400 m s.l.m (zone collinari, pedemontane e basse Prealpi);
- 24 stazioni localizzate a quote superiori a 400 m s.l.m. (Dolomiti e Prealpi).

Nel seguito sono riportati gli istogrammi delle precipitazioni mensili medie trentennali relativamente ai periodi 1951-1980, 1961-1990, 1971-2000 e 1981- 2010 mentre la spezzata rappresenta le precipitazioni mensili medie del periodo 1950-2010. I valori medi mensili evidenziano:

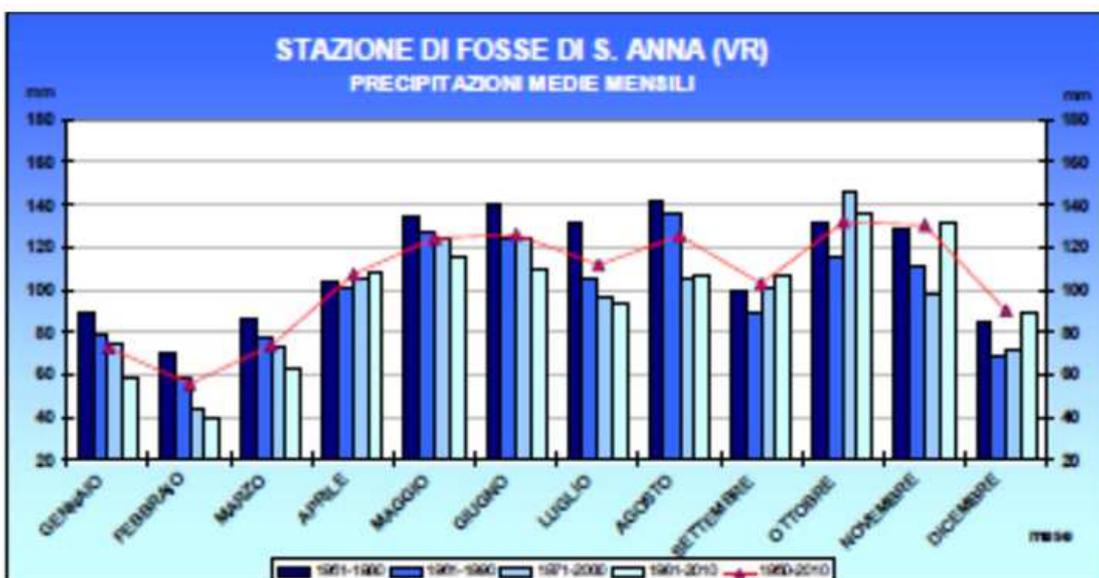
- un massimo di apporti pluviometrici nei mesi di novembre e ottobre;
- un massimo secondario nei mesi di giugno maggio e aprile;
- un minimo di apporti nei mesi tra dicembre e marzo con minimo assoluto in febbraio;
- un minimo secondario degli apporti nei mesi da luglio a settembre con comportamento differenziato tra la pianura, dove luglio risulta decisamente meno piovoso di agosto e settembre, e la montagna, dove le differenze di piovosità tra i tre mesi risultano attenuate.

I confronti della precipitazione media mensile tra trentenni consentono di individuare:

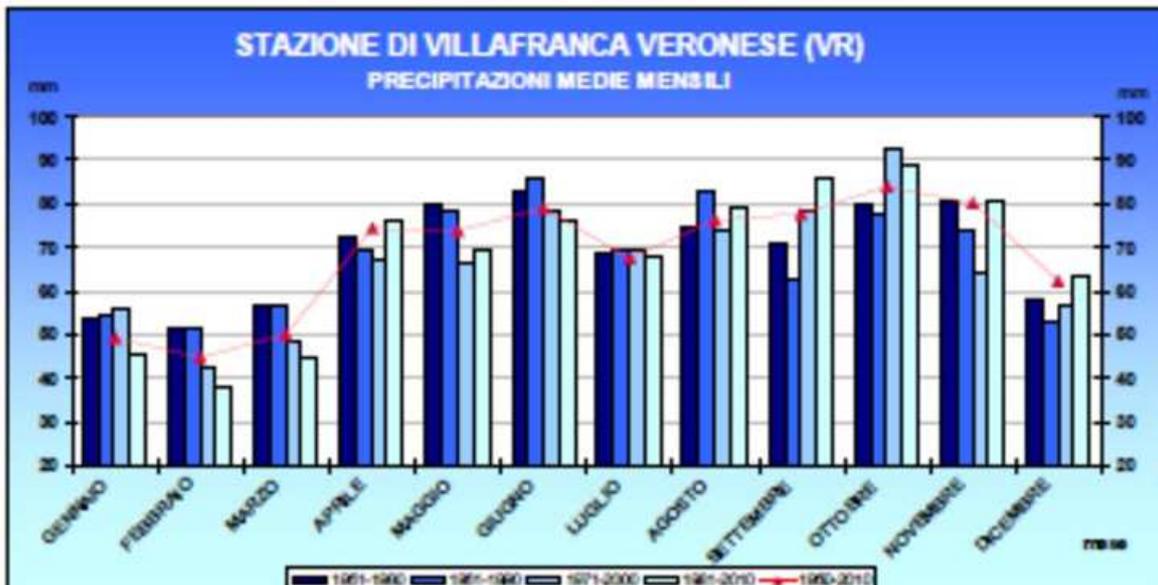
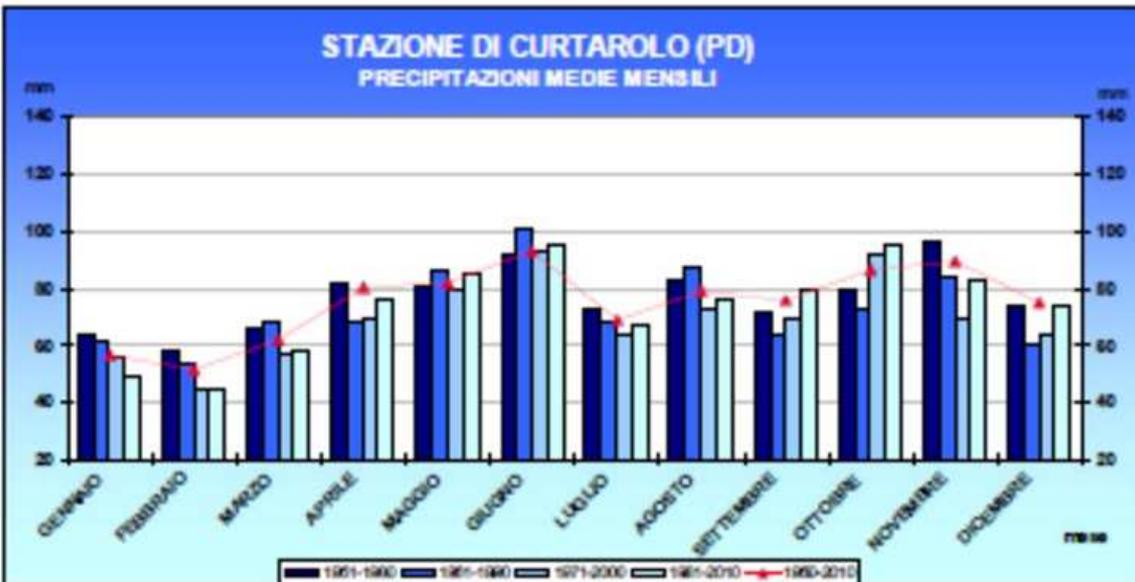
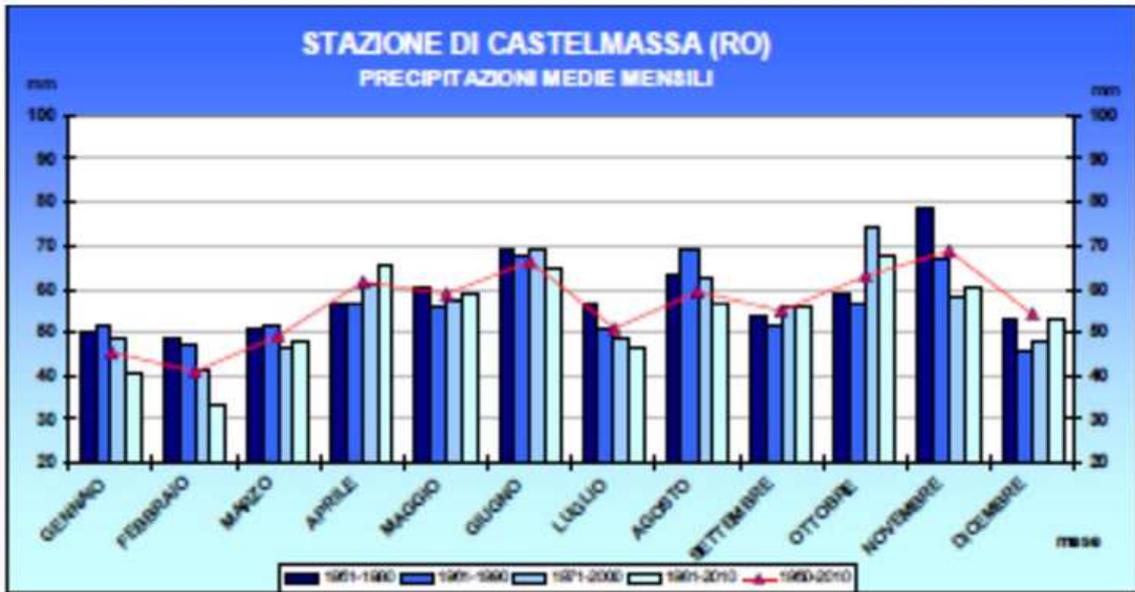
- evidenti decrementi negli apporti medi mensili di gennaio, febbraio e marzo mentre il mese di giugno manifesta segnali di decremento nelle aree collinari prealpine e alpine ma non in pianura;
- segnali di tendenziale incremento degli apporti nei mesi di dicembre, di settembre e ottobre;
- il mese di novembre, dopo una fase di decremento degli apporti manifesta, soprattutto nelle aree collinari e montane, un relativo segnale di incremento nel trentennio 1981-2010.
- Nei restanti mesi i segnali di variazione delle precipitazioni nel tempo sono molto deboli.











4 TEMPO DI RITORNO ASSUNTO ALLA BASE DELLA PROGETTAZIONE

La grandezza comunemente presa a riferimento come valore di progetto è il tempo di ritorno T_R della portata di progetto. Si assume implicitamente, quindi, che in corrispondenza di una precipitazione caratterizzata da un preassegnato valore di T_R , si generi una portata nel sistema di drenaggio statisticamente caratterizzata dallo stesso valore del tempo di ritorno.

Con il termine "tempo di ritorno", si indica il numero di anni in cui il superamento del valore assegnato avviene mediamente una volta; alternativamente, il tempo di ritorno rappresenta il numero di anni che in media separano il verificarsi di due eventi di entità eguale o superiore alla soglia assegnata.

Il tempo di ritorno da assumere alla base della progettazione deve essere da un lato sufficientemente elevato da garantire il buon funzionamento della rete idraulica, e dall'altro accuratamente ponderato onde consentire un dimensionamento non eccessivamente oneroso. Si tratta, quindi, di trovare il giusto compromesso tecnico – economico.

La scelta del valore del tempo di ritorno da utilizzare nell'analisi idraulica è stata eseguita sulla base della tipologia e dell'importanza strategico-funzionale delle singole opere in progetto, basandosi su un'attenta analisi del cosiddetto rischio d'insufficienza.

Si definisce rischio associato ad una certa portata la probabilità che la portata stessa sia superata almeno una volta in un numero prefissato di anni; pertanto il rischio dipende dall'estensione del periodo considerato e dalla portata in esame, ovvero dal suo tempo di ritorno. Se il dimensionamento dell'opera è stato condotto con riferimento alla portata $Q(T_r)$ di T_r anni di tempo di ritorno, il rischio $R_N[Q(T_r)]$, ovvero la probabilità che, durante N anni di funzionamento, l'opera risulti insufficiente una o più volte, è esprimibile come:

$$R_N[Q(T_R)] = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^N$$

La Tabella seguente fornisce i valori del rischio di insufficienza di un'opera dimensionata sulla base di un valore di portata corrispondente ad un tempo di ritorno di 20 anni:

Anni di vita dell'opera N [anni]	Rischio d'insufficienza R_N [%]
10	40.13
20	64.15
25	72.26
50	92.31
100	99.41

Dalla tabella risulta che il verificarsi di una o più crisi di una rete di drenaggio durante il suo periodo di funzionamento sia un evento alquanto probabile, quasi certo. Ciò, peraltro, corrisponde ad una precisa scelta progettuale, in quanto il contenimento del rischio di failure della rete comporta la necessità di incrementare sensibilmente il tempo di ritorno di progetto, con i conseguenti (ed in genere inaccettabili) incrementi delle

dimensioni fisiche dei manufatti, che comportano un aumento dei costi degli stessi.

Discende da ciò che nei calcoli di verifica o di dimensionamento occorre preliminarmente stabilire quale rischio d'insufficienza si vuole accettare. In altri termini occorre fissare il valore del tempo di ritorno T_R di progetto.

La scelta di T_R discende da un compromesso tra l'esigenza di contenere la frequenza delle insufficienze idrauliche e la necessità di contenere le dimensioni dei collettori e, comunque, delle strutture di controllo delle portate, entro limiti economicamente accettabili e compatibili con i vincoli esistenti nel territorio interessato.

Tale compromesso, che dovrebbe discendere da analisi costi-benefici, conduce, in base alla lunga esperienza, ad adottare normalmente valori del tempo di ritorno ai 10-20 anni per quanto riguarda i collettori.

Il dimensionamento dell'intero sistema di drenaggio a servizio dell'infrastruttura viaria in progetto è stato condotto assumendo un tempo di ritorno pari a 20 anni.

5 IDRAULICA DI PIATTAFORMA

La rete idraulica di raccolta e convogliamento delle acque di origine meteorica a servizio dell'infrastruttura in progetto è stata definita mediante un'appropriata metodologia d'analisi in grado di garantire il raggiungimento dei seguenti obiettivi:

- definire le caratteristiche tipologiche dei manufatti di raccolta e convogliamento delle acque in relazione alle particolari caratteristiche delle sezioni stradali;
- determinare la morfologia della rete idraulica in grado di garantire il corretto deflusso delle acque;
- individuare opportuni corpi idrici aventi idonee caratteristiche al fine del recepimento delle acque di piattaforma stradale.

Il dimensionamento progettuale ha previsto l'utilizzo di tempi di ritorno sostanzialmente maggiori per la carreggiata stradale, al fine di garantire un maggior grado di sicurezza all'infrastruttura.

Le acque di piattaforma vengono smaltite secondo diverse modalità. Le acque della corsia nord-sud vengono recapitate per ruscellamento superficiale, dovuto alla pendenza trasversale del corpo stradale, al Canale Nuovissimo, che costeggia ad ovest la S.S. 309 "Romea", senza essere intercettate da tubazioni; da questo lato, infatti, i marciapiedi verranno realizzati a raso per consentire il corretto smaltimento delle acque meteoriche. Le acque meteoriche precipitate sulla corsia sud-nord, invece, vengono smaltite secondo due modalità: per ruscellamento superficiale senza collettamento, nei tratti in cui non sono presenti terre armate, e mediante collettamento nei tratti in cui sono presenti terre armate, dunque in corrispondenza del corpo della rotatoria e del marciapiede realizzato a servizio della fermata dell'autobus.

Il collettamento di queste ultime avviene mediante caditoie tradizionali, posizionate lungo la cunetta laterale, e caditoie a bocca di lupo, nei tratti in cui è presente il marciapiede. Da qui, vengono recapitate in un pozzetto dal quale parte una tubazione che allontana le acque fino al punto più esterno del rilevato, dove queste si riversano su degli embrici che recapitano ad un canale irriguo alla base del rilevato.

Per il posizionamento degli embrici si adotteranno tutti gli accorgimenti necessari affinché si scongiuri ogni possibile erosione del rilevato e del fosso irriguo.

5.1 METODOLOGIA

La simulazione della rete di drenaggio stradale è stata condotta con un modello semplificato atto a rappresentare globalmente i fenomeni d'infiltrazione e di trasformazione afflussi-deflussi.

Il modello adottato ammette due parametri fondamentali, uno per ciascuno dei due fenomeni citati. Tali parametri hanno un preciso significato fisico e sono basilari per poter raggiungere una rappresentazione abbastanza accettabile del fenomeno delle piene, almeno nel campo dell'idrologia a scala urbana: il *coefficiente di afflusso* (equivalente al coefficiente di assorbimento orario nella nomenclatura del metodo italiano) e il *tempo di corrivazione del bacino*. Il *coefficiente di afflusso* φ misura il rapporto tra il volume totale dei deflussi superficiali ed il volume totale degli afflussi meteorici. Nel caso in esame, è stato assunto un coefficiente di afflusso costante $\varphi = 0.9$ per le superfici costituenti la piattaforma stradale ed un coefficiente $\varphi = 0.4$ per le superfici permeabili esterne.

Il *tempo di corrivazione* θ del bacino, riferito alla sezione di calcolo, rappresenta il tempo caratteristico di

formazione degli scorrimenti superficiali; esso dà una rappresentazione della rapidità con cui i deflussi netti si concentrano nelle sezioni di chiusura del bacino in esame e dei sottobacini in cui è stato suddiviso, ed è quindi determinante per il calcolo della forma dell'onda di piena ed in particolare del valore di picco della portata (portata al colmo).

La trasformazione afflussi netti-deflussi è stata effettuata attraverso l'applicazione di un modello lineare basato sulla teoria dell'idrogramma unitario istantaneo. Fondamentalmente il modello consiste nella trasformazione di un dato evento meteorico in un'onda di piena, ammettendo che, in ogni istante, la pioggia di durata infinitesimale e volume unitario (pioggia impulsiva) si trasformi in un'onda di piena unitaria, e che l'onda complessiva prodotta dall'evento meteorico considerato sia l'integrale nel tempo (convoluzione) dell'idrogramma di piena moltiplicato per i volumi netti istantanei di precipitazione corrispondenti.

La determinazione corretta dell'idrogramma costituisce un punto chiave del modello, poiché esso racchiude in sé le caratteristiche fisiche del bacino che contribuiscono alla formazione delle piene, come per esempio la capacità di invaso del bacino e il tempo di risposta.

Nel presente progetto si è adottato quello derivato dal modello della corrivazione. In questo caso si schematizza il bacino come un insieme di canali lineari caratterizzati da tempi di percorrenza invarianti. L'espressione risultante è:

$$h(t) = 1/\theta_c$$

Dove θ_c è il tempo di corrivazione dell'intero bacino.

In generale il tempo di corrivazione θ_c è calcolato come somma del tempo d'ingresso in rete t_e e del tempo di percorrenza della rete di drenaggio t_r , valutato come rapporto tra la lunghezza del condotto e la velocità di deflusso negli stessi, compresa nell'intervallo di valori 0.5 e 2 m/s. Nel caso in esame, date le caratteristiche delle superfici scolanti, della rete di drenaggio e al fine di mantenere un adeguato margine di sicurezza, è stato assunto nei calcoli un valore del tempo di corrivazione pari a 15 minuti.

Si è adottato, quindi, il metodo a ietogramma costante, dedotto dalla curva segnalatrice di possibilità pluviometrica e basato sull'ipotesi che l'andamento temporale dell'intensità di pioggia sia invariante per tutta la sua durata:

$$i = a \cdot t^{n-1}$$

Il valore della portata al colmo dell'idrogramma di piena è stato ottenuto applicando la relazione generale del metodo della corrivazione (formula razionale):

$$Q_c = 2.78 \cdot \varphi \cdot i \cdot S = 2.78 \cdot \varphi \cdot a \cdot \theta_c^{n-1} \cdot S$$

Dove:

- Q_c è la portata di picco espressa in [l/s];
- φ è il coefficiente di afflusso;
- i è l'intensità critica di pioggia [mm/ora];
- S è la superficie di bacino scolante [ha];
- "2.78" è il fattore di conversione da [mm·ha/h] a [l/s].

Con riferimento alle superfici impermeabili ($\varphi=0,90$) è possibile calcolare il coefficiente udometrico (portata di picco per unità di superficie scolante) per i diversi valori d'interesse del tempo di ritorno. I risultati, ottenuti sulla base dei dati pluviometrici rielaborati, sono riportati nel seguito:

Tempo di ritorno [anni]	Coefficiente udometrico [l/s/ha]
10	365
20	428
25	451
50	525
100	606

Lo ietogramma di progetto e l'idrogramma di piena del metodo di corrivazione utilizzati nei calcoli sono stati determinati a partire dalle curve di possibilità pluviometrica corrispondente ad un tempo di ritorno pari a $T_R=20$, di cui si riporta la formulazione:

$$T_R=20 \qquad h=48.76 \cdot t^{0.299}$$

I coefficienti udometrici di competenza sono quindi pari rispettivamente a 428 l/s/ha.

Riguardo alla verifica idraulica dei deflussi nelle sezioni tipo si è proceduto tramite l'analisi in condizioni di moto uniforme, utilizzando la formula di Chézy:

$$Q = k_s \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

In cui:

- Q è la portata di moto uniforme [m^3/s];
- A l'area bagnata [m^2], R il raggio idraulico [m];
- i la pendenza dell'alveo;
- K_s il coefficiente di scabrezza di Strickler [$m^{1/3}/s$].

Calcolata la portata di deflusso nelle sezioni maggiormente sollecitate, si verifica, tramite la formula di Chézy, che il riempimento del manufatto di raccolta considerato rispetti i limiti di sicurezza, variabili in base alla tipologia dello stesso.

5.2 VERIFICA DELLE SEZIONI DI PIATTAFORMA

Per il convogliamento delle acque captate dalla superficie, si prevedono tubazioni interrato di diametro DN 200 ed embrici, aventi questi ultimi come recapito finale il fosso di guardia ai piedi del rilevato.

La progettazione si è basata su alcune assunzioni rilevate sia in sito che dalla letteratura progettuale. Nello specifico, il dimensionamento della condotta è stato eseguito nel rispetto della massima intensità di pioggia che genera una portata massima di acqua piovana da convogliare. Il primo obiettivo è stato dunque valutare le massime portate che si possono presentare.

Per fare ciò si è effettuata un'analisi delle Piogge nel sito, quindi valutata l'aliquota delle stesse che defluisce nel fosso di progetto ed infine, mediante dei modelli di calcolo, si è valutata la Portata massima pluviale.

Il progetto ha tenuto conto inoltre dei seguenti aspetti:

- l'intensità di pioggia i in un bacino idrografico è certamente variabile nel tempo nonché nello spazio; mediante dei Pluviografi si è in grado di valutare l'altezza di pioggia caduta relativa ad un certo intervallo di tempo, generalmente di un'ora, avvalendoci della Curva di Probabilità Pluviometrica $h = a \cdot t^n$, da cui è immediato ricavare l'intensità di pioggia mediante la seguente espressione: $h = a \cdot t^{(n-1)}$;
- non tutta la pioggia che cade a seguito di un evento si trasforma in deflusso nella rete fognaria, e questo è dovuto a perdite legate all'evaporazione, all'infiltrazione nel terreno e al ristagno superficiale sui tetti, grondaie, strade, etc... Si definisce coefficiente di afflusso φ il rapporto tra il volume efficace di pioggia ed il volume totale di pioggia: esso rappresenta il grado di urbanizzazione dell'area di studio. Di conseguenza, la portata di acqua bianca che arriva nei canali è pari a $Q_e = \varphi \cdot i \cdot A$.

5.2.1 CALCOLO DELLE PORTATE MASSIME DI ACQUA BIANCA

Il calcolo della massima portata di acqua bianca è determinato come prodotto fra il coefficiente udometrico per l'area di bacino idrografico che afferisce a ciascun tratto. Le diverse sezioni di chiusura sono evidenti nella planimetria di seguito riportata.

5.2.1.1 Calcolo dei Diametri

Rinviando ai paragrafi precedenti per una maggiore comprensione del metodo adottato ai fini del dimensionamento dei diametri dei canali di scolo, da un punto di vista analitico, questo procedimento è sintetizzato nella seguente tabella, che rappresenta il caso più sfavorevole tra tutte le tubazioni oggetto di progettazione.

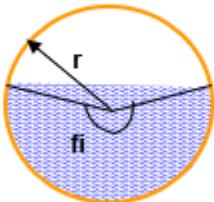
S TIPO												
v	tc	h	q	$q/Ks(i)^{1/2}$	D interno	D comm.	$(AR_n^{2/3})/(D^{8/3})$	Y/D	A/D ²	A	v=Q/A	L/v
m/s	s	mm	m ³ /s	m ⁸ /3	m	m				m ²	m/s	s
1	910	32,32	0,006533	0,001319846	0,188	0,2	0,113789499	0,42	0,313	0,011063	0,590536	16,93378
0,590536	916,9338	32,39	0,006498	0,001312841	0,188	0,2	0,113185627	0,42	0,313	0,011063	0,587402	17,02412

Il grado di riempimento risulta pari al 42%, e questo permette di avere velocità ridotte e di utilizzare un diametro tale da scongiurare l'intasamento della tubazione. La pendenza di calcolo è pari allo 0,5%.

5.2.1.2 Verifiche

Analiticamente, la verifica viene eseguita sfruttando la relazione di Chézy, già riportata in precedenza. Si verificherà in particolare che le velocità di deflusso delle acque meteoriche all'interno delle tubazioni siano comprese nel range 0,4 – 5 m/s e che il grado di riempimento sia congruente con quello stabilito in fase di progettazione.

Di seguito si allegano le verifiche effettuate, in cui si evidenzia il diametro utilizzato, il grado di riempimento, la velocità massima e la velocità minima.

DATI SEZIONE CIRCOLARE:		Sez							
Portata Massima Q _{ma} :	0,007	mc/s							
RAGGIO interno: r	m	0,094	Diametro Interno:		188,2	mm			
Materiale	-	PVC							
n di Manning	s/m ^{1/3}	0,01429							
Pendenza fondo: i	n°	0,5%							
Altezza d'acqua:h	m								
Area bagnata:A	mq								
Perimetro bagnato:P	m								
Raggio Idraulico:R	m								
Portata: Q	mc/s	DN Adottato =		200	mm				
Velocità: V	m/s	h/D max=		0,75					
		h	fi/π	A	P	R	Q	Vmax	h/D
Step fi/π :	0,01	0,072	0,85	0,0098	0,25	0,04	0,006	0,57	0,38
		0,074	0,86	0,0101	0,25	0,04	0,006	0,58	0,39
		0,075	0,87	0,0103	0,26	0,04	0,006	0,58	0,40
		0,076	0,88	0,0106	0,26	0,04	0,006	0,59	0,41
		0,078	0,89	0,0109	0,26	0,04	0,006	0,59	0,41
Vmin (m/s)	0,39	0,079	0,90	0,0112	0,27	0,04	0,007	0,60	0,42
		0,081	0,91	0,0114	0,27	0,04	0,007	0,60	0,43
		0,082	0,92	0,0117	0,27	0,04	0,007	0,61	0,44

6 CONCLUSIONI

Le metodologie di calcolo per la progettazione hanno permesso di dimensionare le tubazioni in maniera congrua alla normativa e alla letteratura in materia.

Il calcolo e le soluzioni progettuali per la risoluzione delle interferenze si sono combinati per ottenere una rete di drenaggio che soddisfacesse al meglio il proprio compito, e che andasse ad interferire il meno possibile con il rilevato esistente, minimizzando gli scavi e rendendo più semplici le operazioni di manutenzione.