



Art. 26 Legge Regionale della Campania N. 16 DEL 22 Dicembre 2004

Art. 54 e 55, capo II, titolo V, parte I N.T.A. -P.R.G. Comune di Eboli

Scheda n. 4 , parte III N.T.A. -P.R.G. Comune di Eboli

Art 7, comma 2, Legge Regionale della Campania N. 1 del 2011

Art 17, comma 3, Rec , Delibera C.C. n.38 del 03/07/2013

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO SANT' ANDREA

Delibera del Consiglio Comunale n. 346 del 12/10/2010

DEROGA PIANO CASA

Delibera del Consiglio Comunale n. 13 del 26/04/2012

SUB AMBITO 12

RELAZIONE IDROLOGICA ED IDRAULICA ai sensi dell'art.47 comma 4
lettere a), b) e c) delle NTA del PAI dell'Autorità di Bacino Campania Sud
ed Interregionale del fiume Sele

COMMITTENTI/PROPRIETARI:

Sigg. SARRO Federico
REPUCCIA Walter
REPUCCIA Tommaso

PROGETTO TECNICO: **STUDIO TECNICO MAGLIANO**

DATA: Giugno 2015

1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione e' la seguente:

- Testo Unico per l'edilizia DPR 380/01.
- D.Lgs. 152/2006 Testo Unico Ambientale.
- NTA del PA dell'autorità di bacino Campania sud ed interregione del fiume Sele.
- Circolare Ministeriale n. 11633/74

Quest'ultima, in particolare, è denominata "Istruzioni per la compilazione degli elaborati tecnici di progettisti di fognature" e prevede una serie di indicazioni quali, ad esempio, le quote di posa e i diametri minimi da assegnare agli spechi.

2. FINALITÀ GENERALI DEL PIANO E INDICAZIONI STRATEGICHE DI ASSETTO

In accordo con gli obiettivi generali di "*rigenerare ciò che è deteriorato, riqualificare ciò che è saturo, trasformare ciò che è incompleto*", richiamati nella stessa relazione di accompagnamento al P.R.G. vigente, la finalità ultima della pianificazione attuativa risiede nella massima valorizzazione del potenziale urbanistico delle aree interessate da tali interventi, con l'obiettivo finale di promuovere lo spazio della città come strumento per innalzare il livello qualitativo della vita urbana dei cittadini.

Coerentemente con l'assunzione di questi obiettivi sono state stilate in sede di elaborazione di P.R.G. le indicazioni strategiche di assetto e sviluppo delle *aree definite a potenziale trasformazione*.

Tali indicazioni sono state raccolte ed esplicitate in apposite schede allegate alle N.T.A.

Rispetto all'ambito "*Sant' Andrea*" la scheda di riferimento (segnata con il n. 4 ed aggiornata a seguito dell'approvazione della suddivisione in ambiti del P.U.A. avvenuta con D.G.C. n. 346 e successiva integrazione D.C.C. n. 372 del 01/12/2011) segnala precise strategie, riconducibili essenzialmente ad una destinazione di "*comparto urbano edificatorio a destinazione residenziale prevalente*" e riassumibili secondo le seguenti linee principali di intervento:

Incremento del tessuto insediativo residenziale

- Realizzazione di nuovi alloggi residenziali con parcheggi pertinenziali

Miglioramento della viabilità:

- integrazione della rete viaria secondaria di distribuzione interna e di collegamento tra la strada statale 91 ed un nuovo asse viario principale che attraversa l'intero ambito;
- creazione di nuovi parcheggi pubblici

Dotazione di servizi:

- realizzazione di strutture per l'istruzione servite di area parcheggio
- realizzazione di strutture per attività sociali servite di area parcheggio
- realizzazione di strutture per le attività amministrative servite di area parcheggio
- realizzazione di strutture per le attività direzionali servite di area parcheggio
-

Tali obiettivi si raggiungeranno attraverso una strategia di valorizzazione dell'ambiente urbano e dell'ambito naturale, di cui al seguito si riportano sinteticamente i contenuti principali.

Valorizzazione degli spazi urbani sociali:

mediante la creazione di poli sociali e la realizzazione di strutture ricreative, così catalogati:

Interventi relativi alla costituzione di un nucleo aggregativo:

- Realizzazione di un teatro, previsto all'interno del sub-ambito n. 7
- Realizzazione di una chiesa, prevista anch'essa all'interno del sub-ambito n. 7
- Realizzazione di altre aree di culto, prevista nei sub-ambiti n. 12
- Realizzazione di una piazza, prevista all'interno del sub-ambito n.7

Interventi relativi alla costituzione di un nucleo d'istruzione, ricreativo, riabilitativo:

- Realizzazione di un asilo nido e altre strutture per l'istruzione, previste all'interno dei sub-ambiti n. 2, 6 e 5
- Realizzazione di un centro per anziani, previsto all'interno del sub-ambito n. 6
- Realizzazione di una struttura per attività sociali, prevista all'interno del sub-ambito n. 2

Interventi relativi alla costituzione di un nucleo amministrativo:

- Realizzazione uffici comunali, previsti all'interno del sub-ambito n. 11
- Realizzazione sede protezione civile, prevista all'interno del sub-ambito n. 11

- Realizzazione centro polizia municipale, prevista all' interno del sub-ambito n. 2

Interventi relativi alla costituzione di un nucleo sportivo:

- Realizzazione di un polo per lo sport, previsto all' interno del sub-ambito n. 1

Interventi relativi alla costituzione di un nucleo direzionale:

- Realizzazione di un ufficio postale, previsto all' interno del sub-ambito n. 14

Valorizzazione della relazione con l' ambiente naturale:

- Realizzazione di un sistema di aree a verde, disposte lungo il nuovo asse viario principale e in corrispondenza di punti strategici di godimento naturalistico;
- realizzazione di strutture di verde attrezzato, con la previsione in particolare di costruzione di un impianto sportivo
- realizzazione di un percorso ciclistico di collegamento tra i poli di attrezzature pubbliche e le aree naturalistico-sportive.

3. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE ED IDROLOGICHE DELL'AREA DI INTERVENTO

Il sito in questione è ubicato ad est dell'abitato di Eboli, tra le località Madonna delle Catene e S. Andrea, in destra idrografica del Torrente Telegro.

Topograficamente, l'intero territorio comunale ricade nel foglio in scala 1:100.000 n°198 "Eboli" e più precisamente presso il margine orientale della tavoletta I.G.M. in scala 1:25.000 "Eboli" IV N-W.

Il rilevamento geologico ha evidenziato in affioramento la presenza di depositi conglomeratici appartenenti alla formazione nota in letteratura come "Conglomerati di Eboli", a cui viene attribuita dalla stessa una potenza massima di 20.00 m. Tale formazione è costituita da depositi ciottolosi calcarei di grande spessore, formati da ghiaie, breccie eterometriche ben addensate e sabbie calcaree dolomitiche, il tutto avente un grado di cementazione variabile.

Questi depositi, di facies continentale, si sono originati nel Plio-Pleistocene in seguito a processi fisico-meccanici di degradazione, disfacimento e di alterazione chimica dei circostanti massicci carbonatici mesozoici dei Monti Picentini.

Dalle risultanze di alcuni sondaggi penetrometrici effettuati nella zona in studio per altri lavori, questa formazione è caratterizzata dalla presenza di ciottoli e breccie immersi in una matrice limosa-sabbiosa, calcarea biancastra, con elevata resistenza.

L'addensamento di questi sedimenti aumenta notevolmente con la profondità; infatti, come si osserva in alcune cave ubicate nel circondario, questi assumono, anche in virtù dei legami di cementazione, l'aspetto di roccia lapidea.

L'area in studio si sviluppa ad una quota media di circa 100m s.l.m. e ricade ai piedi della fascia collinare conglomeratica che circonda il Comune di Eboli tra le località Madonna delle Catene e S. Andrea.

La morfologia del settore esaminato è del tipo collinare con versanti regolari, talora terrazzati, mediamente acclivi, con pendenze prossime al 20%. Localmente i terrazzi antropici presentano un'altezza massima di 1.0 m e risultano, per piccoli tratti, contenuti da muretti a secco in pietra locale e da piccole paratie costituite da paletti in legno di castagno.

I versanti sono stati, infatti, modellati dall'attività antropica e finalizzati sia alla locale regolarizzazione della morfologia ed alla salvaguardia del suolo dall'azione erosiva esercitata dalle acque vadose, sia allo scopo di ottenere modesti pianori, per una migliore utilizzazione agricola del territorio.

Dal punto di vista geostatico, l'area non reca tracce di fenomeni di dissesto diffusi o localizzati, anche laddove sono stati osservati alcuni vecchi fronti di scavo di cava con pareti sub-verticali.

In ragione di quanto esposto l'area può ritenersi stabile ed esente da fenomeni erosivi in massa, potenziali e/ attivi in loco, grazie anche alla presenza di una vegetazione spontanea e non, di tipo arbustiva ed arborea.

Dal punto di vista idrogeologico i "Conglomerati di Eboli" si presentano grossolani e debolmente cementati; essi sono caratterizzati da una permeabilità elevata per porosità, permettendo un rapido assorbimento delle acque meteoriche. I depositi conglomeratici costituiscono discreti serbatoi sotterranei, dando luogo a diverse scaturigini.

Le brecce calcaree possiedono una notevole capacità drenante, quindi le acque di circolazione superficiali e sotterranee subiscono un filtraggio continuo attraversando questi terreni.

L'idrografia dell'area è dominata da modestissimi corsi d'acqua, i quali conservano uno sviluppo da sub rettilineo a tortuoso in ragione della diversa permeabilità e proprietà geotecniche dei terreni a sede attraversati. Tali impluvi prendono origine da manifestazioni sorgive presenti a monte dell'area in esame e che confluiscono più a valle nei torrenti Tufara e Telegro.

Tutte le indicazioni raccolte in sito consentono di poter raggruppare i terreni investigati, in virtù delle loro affinità litologico-tecniche, in **tre spessori litologici**.

Il **primo spessore litologico** (0.0-0.9 metri dal p.c.a.) ha fatto rilevare la presenza di: **Terreno agrario**. Questi materiali inerti, geotecnicamente scadenti e poco significativi, non vengono parametrizzati.

Il **secondo spessore litologico** (0.9-1.8 metri dal p.c.a.) è costituito da: **Sabbie limose da poco a mediamente compatte, talora con ghiaietto**. Questi sedimenti inglobano, a differenti altezze, lenti limo-argillose. Si ritiene di assegnare a questi litotipi i seguenti parametri geotecnici:

$$\gamma_{\text{naturale}} = 1.8 \text{ gr/cm}^3$$

$$c = 0.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Phi = 22^\circ$$

$$K = 0.5 \text{ kg/cm}^3$$

Più in basso, fino ad una **profondità non definita**(1.8-n.d. metri dal p.c.a.) si rivengono: **Depositi ciottolosi calcarei di spessore variabile, formati da ghiaie eterometriche ben addensate e sabbie calcaree dolomitiche in matrice limosa, il tutto avente un grado di cementazione variabile.**

Si ritiene di assegnare a questi litotipi che saranno interessati dai carichi trasmessi dalle opere edilizie in progetto, i seguenti parametri geotecnici:

$$\gamma_{\text{naturale}} = 2.0 \text{ gr/cm}^3$$

$$c = 0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Phi = 30^\circ$$

$$K = 3 \text{ kg/cm}^3$$

L'assetto stratigrafico sopra descritto può ritenersi sufficientemente indicativo delle condizioni medie del lotto e corrisponde all'effettiva situazione del sottosuolo d'indagine, tenuto anche conto dell'estensione della superficie che sarà oggetto degli interventi.

Locali diversioni da tale modello sono legate alla naturale anisotropia dei terreni (modalità genetiche, sistema di messa in posto, etc...), in ogni modo, non si ritengono penalizzanti per l'opera da farsi.

Il grado di umidità relativa dei terreni è in genere alto, soprattutto negli strati superiori. Risulta, tuttavia, abbastanza variabile, in relazione alla granulometria ed all'andamento pluviometrico stagionale.

4. CALCOLO DEL FABBISOGNO IDRICO

In letteratura per opere idrauliche si intendono le condotte di adduzione, reti di distribuzione urbane, capacità dei serbatoi, fognature, impianti di depurazione, ecc.

Il dimensionamento di tali opere dipende dalla dotazione idrica pro capite, definita come la quantità di acqua assegnata ad un abitante per soddisfare il suo fabbisogno idrico-potabile, ovvero fabbisogno complessivo d'acqua per tutti gli usi, compresi gli sprechi e le perdite.

Il concetto di dotazione idrica media annua pro capite, espressa in l/ab*giorno, è stato introdotto dal Piano Regolatore Generale degli Acquedotti (P.R.G.A.) disposto dalla Legge n.129 del 4 febbraio 1963 e approvato con D.M. del 16.03.1967 per superare le difficoltà della stima dei fabbisogni idrici globali dei centri abitati partendo dalle varie componenti dei fabbisogni stessi presenti nel singolo abitato(es. fabbisogni delle abitazioni private, fabbisogni idrici degli edifici pubblici e negli istituti collettivi pubblici e privati, fabbisogni idrici dei servizi pubblici vari, fabbisogni idrici delle utenze commerciali, turistiche, industriali e artigianali, ecc.).

Risulta di estrema importanza la determinazione dei quantitativi d'acqua necessari per soddisfare la domanda idrica che si avrà dopo un periodo di 30-40 anni (durata tecnico – economica). La previsione dei fabbisogni idrici futuri comporta due fasi di lavoro:

1. stima della popolazione che dovrà essere servita in futuro
2. valutazione del fabbisogno medio annuo per persona (dotazione idrica pro capite)

Si definiscono, pertanto, i seguenti concetti:

- **Consumo Idrico Pro Capite**: volume d'acqua fruito da ogni utente;
- **Fabbisogno Idrico Pro Capite**: volume d'acqua di cui necessita ogni utente (l/ab*giorno);
- **Dotazione Idrica Pro Capite**: fabbisogno complessivo d'acqua per tutti gli usi, compresi gli sprechi e le perdite.

Nel valutare i fabbisogni idrici bisogna tenere conto che essi dipendono da numerosi fattori, ad esempio: l'entità della popolazione; la posizione geografica e l'importanza del centro cittadino rispetto ai centri limitrofi e vicini; usi e abitudini della popolazione; l'attività lavorativa prevalente; il livello di benessere (sociale ed economico) della popolazione; il costo dell'acqua potabile; la

tipologia edilizia; il clima; la disponibilità di acqua; l'efficienza della rete; la pressione in rete; la presenza di contatori.

A seconda della tipologia dei consumi si possono individuare diverse tipologie di utenze:

- **utenze delle abitazioni private** che comprendono principalmente quelli per: alimentazione, pulizia personale, cucina, lavaggio biancheria, pulizia della casa, innaffiamento dei giardini privati, pulizia delle auto, pulizia degli spazi condominiali, piscine private, ecc. ma anche quelli connessi alle utenze sempre presenti nel contesto urbano, quali.
- **utenze di edifici pubblici e istituti collettivi** quali: ospedali/cliniche private, scuole/università, caserme, mercati, penitenziari, ospizi, orfanotrofi, mattatoi, banche, uffici pubblici e privati, istituti religiosi, ecc.,
- **utenze per servizi pubblici vari** quali: fontanine pubbliche, lavaggio delle strade, innaffiamento giardini pubblici, impianti portuali (in particolare per il rifornimento delle navi), impianti ferroviari, impianti aeroportuali, servizio antincendio, impianti sportivi, pulizia serbatoi, pulizia fogne, ecc.
- **utenze commerciali e turistiche**: alberghi, pensioni campeggi, ristoranti, bar, esercizi commerciali in genere, ecc.;
- **utenze artigianali e industriali**: lavanderie, autolavaggi, officine meccaniche, stazioni di servizio, piccole industrie che prelevano dalla rete potabile acqua necessaria al personale ed i servizi igienici nonché ad eventuali specifici cicli di produzione.

FASE 1: PREVISIONE DELLA POPOLAZIONE FUTURA

Il dimensionamento delle opere è necessario effettuare una stima della popolazione servita in futuro (circa 40 anni dopo la progettazione); allo scopo occorre distinguere le varie componenti della popolazione stessa (residente, turistica e fluttuante), a ciascuna delle quali possono essere applicati dei metodi matematici di previsione, fra i quali quelli di maggiore interesse per le applicazioni ingegneristiche sono fondati sull'adattamento di opportune leggi matematiche, le cosiddette *leggi di crescita*, alle serie storiche di popolazione e sulla successiva stima della popolazione futura mediante estrapolazione. I metodi si basano quindi sull'ipotesi che la popolazione abbia in passato seguito un andamento interpolabile, con soddisfacente approssimazione, mediante ben definite equazioni matematiche; la stima delle costanti che compaiono in tali equazioni può essere effettuata

interpolando i dati storici di popolazione con il metodo dei minimi quadrati. Le leggi più comuni e più usate sono quelle di crescita aritmetica, crescita geometrica e crescita logistica.

FASE 2:CALCOLO DOTAZIONE IDRICA

La dotazione idrica nella pratica viene determinata con riferimento alla popolazione residente per la maggiore disponibilità di dati rispetto a quelli relativi alla popolazione effettivamente presente.

Per la stima dello standard per i residenti, in generale si può far riferimento, in modo piuttosto semplicistico, alla Classe demografica (popolazione residente), così come inizialmente proposto dal Piano Regolatore Generale degli Acquedotti (P.R.G.A.) del marzo 1967:

Popolazione	Dotazione idrica (l/ab*giorno)
case sparse	80
P<5.000	120
5.000<P<10.000	150
10.000<P<50.000	200
50.000<P<100.000	250
P>100.000	300
Grandi città	500-700

Bisogna comunque tener in considerazione che una parte di acqua è destinata agli ospedali, caserme, collegi, (abitanti stabili non residenti) nonché scuole, ed altre strutture pubbliche presenti nella città di residenza.

Altresì si deve tenere conto anche della popolazione fluttuante (che può essere giornaliera, esempio lavoratori o studenti pendolari, o stagionale, tipica ad esempio dei centri con sedi universitarie che attraggono studenti, i quali non necessariamente cambiano la propria residenza) e di quella turistica.

Il fabbisogno base procapite (relativo ai soli usi domestici), tarato sugli attuali tenori di vita della popolazione italiana, è pari a circa 150÷200 l/ab*giorno; questo valore va incrementato di un'aliquota che stima l'incidenza procapite dei consumi urbani collettivi, la quale cresce con la densità abitativa del nucleo urbano. Tali valori sono da considerarsi al netto delle eventuali perdite nelle reti di adduzione, nei serbatoi e nelle reti distributive urbane. L'entità delle perdite in questo caso è stimato pari al 20% della dotazione netta.

Per determinare, dunque, il fabbisogno idrico si fa riferimento alla seguente formula:

$$\text{Fabbisogno idrico} = \text{dotazione idrica} * n^{\circ} \text{abitanti}$$

Dotazione idrica (l/ab*giorno)	200
n° abitanti	112
<u>Fabbisogno idrico (l/giorno)</u>	22400

Al fine di considerare le potenziali perdite menzionate in precedenza, il valore del fabbisogno idrico viene incrementato del 20%, pertanto si avrà:

Fabbisogno idrico = 26880 l/giorno = 26.88 mc/giorno

5. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI MASSIMA DELLE RETI DI SCARICO

5.1. DETERMINAZIONE PORTATA DEI REFLUI METEORICI

Il calcolo della portata dei reflui meteorici viene effettuato sulla base delle linee guida fornite dal Rapporto Nazionale del progetto VAPI sulla Valutazione delle Piene in Italia, portato avanti dal Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche (GNDCI). Tale progetto ha come obiettivo quello di predisporre una procedura uniforme sull'intero territorio nazionale per la valutazione delle portate di piena naturali, in funzione delle principali caratteristiche geomorfologiche del territorio, quali superficie e permeabilità, e per effettuare previsioni sui valori futuri delle piene in una sezione di un bacino naturale con il minimo possibile di incertezza. A tal fine, occorre tener presente che le principali fonti di incertezze derivano essenzialmente da due fattori:

- 1) ci sono eventi estremamente intensi, con caratteristiche di rarità in ogni sito e di aleatorietà per quel che riguarda il sito stesso ove esse potranno verificarsi nel futuro, sicché il fatto che in un punto eventi straordinari di tale tipo non si siano verificati storicamente, non è garanzia di sicurezza che non se ne verificheranno nel futuro, in realtà occorre stimare qual è il rischio idrologico che si verifichi una piena estrema in ogni punto del territorio ;
- 2) i dati idrometrici diretti a disposizione sono pochi e sparsi, con bassa densità sul territorio; essi mostrano una grande variabilità dei valori delle piene indice (solitamente il valor medio) osservati da sito a sito. Sicché, in un punto qualsiasi del territorio, la stima dei valori delle piene future si presenta incerta non solo per la valutazione del rischio di un evento estremo, ma anche per la valutazione del valore indice.

La metodologia adottata nel progetto VAPI fa riferimento ad un approccio di tipo probabilistico per la valutazione dei massimi annuali delle portate di piena, sicché non esiste un valore massimo assoluto, ma ad ogni valore della portata di piena viene associato una probabilità che si verifichino eventi di piena con valori superiori. Per ridurre le incertezze legate alla presenza di eventi estremi molto rari in ogni singolo punto ed alla variabilità da sito a sito del valore indice della piena, si adotta una metodologia di analisi regionale che si avvale anche di modelli concettuali di formazione dei deflussi di piena a partire dalle precipitazioni intense sul bacino. Tale approccio consente di utilizzare non solo tutta l'informazione idrometrica ma anche tutta quella pluviometrica, posseduta su un dato territorio. In particolare, viene adottato un modello probabilistico a doppia componente (TCEV - Two Components Extreme Value) che interpreta gli eventi massimi

annuali come il risultato di una miscela di due popolazioni distinte: la prima produce gli eventi massimi ordinari, più frequenti ma meno intensi; la seconda produce gli eventi massimi straordinari, meno frequenti ma spesso catastrofici.

Si è fatto riferimento ad una procedura di regionalizzazione gerarchica, in cui i diversi parametri del modello probabilistico vengono valutati a scale regionali differenti, in funzione dell'ordine statistico del parametro stesso. In particolare, per i parametri di ordine più elevato (forma e scala), si analizzano ampie regioni che si suppongono omogenee nei suoi confronti. Le analisi svolte nel presente Rapporto mostrano che, qualunque sia la durata delle precipitazioni, da 5 min a 5 giorni, quasi ovunque tali parametri sono unici e non si può rigettare l'ipotesi che le corrispondenti regioni siano omogenee a tale livello, per cui i parametri di forma e di scala assumano valore unico non solo con le durate ma anche da sito a sito nella regione. Le stesse conclusioni valgono sia per i massimi annuali delle portate al colmo, sia per i massimi annuali delle portate medie per durate comprese fra 0.5 ore e 5 giorni. Tale procedura probabilistica a doppia componente si basa sulla considerazione che esistono zone geografiche via via più ampie che possono considerarsi omogenee nei confronti dei parametri statistici della distribuzione, man mano che il loro ordine aumenta.

Indicando con Q il massimo annuale della portata di piena al colmo e con Q_T il valore massimo di Q corrispondente ad un prefissato periodo di ritorno T in anni, inteso come l'intervallo di tempo durante il quale si accetta che l'evento di piena possa verificarsi mediamente una volta, si può porre:

$$Q_T = K_T \cdot \mu(Q) \quad (1)$$

dove:

K_T = fattore probabilistico di crescita, costante su ampie aree omogenee, pari al rapporto tra Q_T e la piena indice;

$\mu(Q)$ = media della distribuzione dei massimi annuali della portata di piena (piena indice); essa generalmente dipende fortemente da alcune caratteristiche fisiografiche del sito o del bacino in oggetto.

Il fattore probabilistico di crescita K_T è invece funzione del tempo di ritorno T , pertanto fissati i parametri di forma e di scala della distribuzione di probabilità cumulata (DPC) all'interno della sottozona pluviometrica omogenea, resta univocamente determinata la relazione fra periodo di ritorno T e valore del coefficiente di crescita K_T :

$$T = \frac{1}{1 - \exp(-13.11 \cdot 0.0202^{KT} - 0.923 \cdot 0.230^{KT})} \quad (0)$$

Nelle pratiche approssimazioni, è possibile anche fare riferimento ad una espressione semplificata del tipo:

$$K_T = -0.0545 + 0.680 \ln T \quad (3)$$

con un errore inferiore al 5% per $T \geq 10$ anni.

I valori di K_T , ottenuti dall'equazione precedente considerando diversi tempi di ritorno, per la Regione Campania sono riportati nella seguente tabella:

T (anni)	K_T
2	0.87
5	1.29
10	1.63
20	2.03
30	2.26
50	2.61
100	3.07
300	3.83
500	4.17
1000	4.64

Tabella A – Legge regionale di crescita delle portate per la regione Campania

La piena media annua $\mu(Q)$ è caratterizzata da una elevata variabilità spaziale che può essere spiegata, almeno in parte, ricorrendo a fattori climatici e geomorfologici. E' dunque in genere necessario ricostruire modelli che consentano di mettere in relazione $\mu(Q)$ con i valori assunti da grandezze caratteristiche del bacino. Quando nella sezione terminale del bacino in studio esiste una stazione di misura idrometrica, la stima della piena media annua può essere effettuata direttamente

sulla serie osservata dei massimi annuali al colmo di piena, essendo tale stima piuttosto affidabile non appena la serie osservata sia di lunghezza appena sufficiente (4-5 anni).

Nel caso più frequente in cui tali dati dovessero mancare del tutto, l'identificazione di tali modelli può essere ottenuta sostanzialmente attraverso due diverse metodologie:

- approcci di tipo puramente empirico;
- modelli geomorfoclimatici, modelli in cui la piena media annua viene valutata con parametri che tengano conto delle precipitazioni massime sul bacino e delle caratteristiche geomorfologiche.

Si è deciso, pertanto, di utilizzare il primo metodo, cioè quello della *regressione empirica* per determinare la portata media annua e dunque la portata al colmo di piena delle acque meteoriche di scarico. Diverse formulazioni di tipo regressivo fra la piena media annua e le principali grandezze fisiche del bacino possono essere considerate; in particolare, per le sue prestazioni statistiche, valutate attraverso una tecnica di *cross-validation*, si propone qui la seguente relazione:

$$\mu(Q) = a \cdot Arid^b \quad (4)$$

in cui:

A_{rid} = l'area del bacino ridotta delle sue parti carbonatiche con copertura boschiva in km^2

$\mu(Q)$ = media della distribuzione dei massimi annuali della portata di piena in m^3/s ,

parametri ricavati dal rapporto VAPI CAMPANIA: $a = 3.2160$

$b = 0.7154$

Per il calcolo della massima portata di piena si è fatto riferimento ad un evento meteorico con periodo di ritorno cinquantennale.

INPUT

$$A_{rid} = 21100 \text{ m}^2 = 0.0211 \text{ km}^2$$

$$\mu(Q) = a \cdot Arid^b = 3.2160 \cdot (0.0211)^{0.7154} = 0.203 \text{ m}^3/s$$

$$K_T = 2.61 \text{ per } T = 50 \text{anni}$$

OUTPUT

$$Q_T = K_T \cdot \mu(Q) = 2.61 \cdot 0.203 = 0.53 \text{m}^3/\text{s}$$

5.2. DIMENSIONAMENTO DI MASSIMA DELLA RETE DI SCARICO DEI REFLUI METEORICI

Per il dimensionamento di massima della condotta di scarico dei reflui meteorici si adotterà lo schema di moto uniforme, ovvero moto permanente con portata, altezza idrica e velocità media costanti in ogni sezione, in alveo prismatico declive nel senso del moto e a pendenza costante, con pelo libero parallelo al fondo. Sotto questa ipotesi, la pendenza media disponibile i_m , definita come il rapporto tra la differenza di quota e la distanza fra la sezione di monte e quella di valle, è esattamente pari alla pendenza piezometrica J , che rappresenta la perdita di carico (dissipazione energetica) per unità di lunghezza.

Per il calcolo della portata di una tubazione funzionante a pelo libero si è utilizzata la formula di moto uniforme ed in particolare la formula di Chézy:

$$v = \chi \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

dove:

- v velocità media del fluido in m/s;
- χ coefficiente di conduttanza dipendente dalla scabrezza relativa ϵ/R , dal numero di Reynolds (Re) e dalla forma della sezione;
- R raggio idraulico definito come rapporto tra la superficie della sezione del flusso (A) ed il contorno dello stesso che tocca il canale (P);
- i pendenza in m/m.

Nel caso di moto assolutamente turbolento il coefficiente di conduttanza non è più dipendente dal numero di Reynolds e può essere espresso da formule empiriche che mettono in relazione tale coefficiente con il coefficiente di scabrezza ed il raggio idraulico.

Tra le formule di uso più comune per la determinazione della scabrezza si ricordano quelle di:

a) Bazin

$$\chi_B = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

b) Gauckler-Stricker

$$\chi_{GS} = K_S \sqrt[6]{R}$$

INPUT

Q_{progetto} (Q₅₀) = 0.96 m³/s

Materiale condotta = PVC

Diametro condotta = 500mm

Pendenza media (i_m) = 2%

DATI GEOMETRICI

SEZIONE:

- Rettangolare
- Trapezia
- Circolare

RAGGIO: m

INDICE DI SCABREZZA:

- Strickler
- Manning

TIPO:

SOTTOTIPO:

SCABREZZA DI CALCOLO:

Altezza di moto uniforme

INCOGNITA: Pendenza

Portata

PENDENZA: m/m

PORTATA: mc/s

OUTPUT

ALTEZZA DI MOTO UNIFORME: m

PENDENZA: m/m

PORTATA: mc/s

VELOCITA': m/s

ALTEZZA CINETICA: m

ENERGIA SPECIFICA: m

ALTEZZA CRITICA: m

PENDENZA CRITICA: m/m

AREA BAGNATA: mq

CONTORNO BAGNATO: m

RAGGIO IDRAULICO: m

LARGHEZZA IN SUPERFICIE: m

NUMERO DI FROUDE:

TIPO ALVEO:

GRADO DI RIEMPIMENTO: %

5.3. DIMENSIONAMENTO VASCHE DI PRIMA PIOGGIA

Prima di sversare i reflui meteorici nella fognatura comunale si è pensato di chiarificare gli stessi trattandoli attraverso delle vasche di prima pioggia.

Funzione e utilizzo degli impianti di prima pioggia

L'inquinamento associato alle acque di scorrimento superficiale di aree urbanizzate è una delle principali cause di alterazione della qualità dei corpi ricettori. Infatti, nelle aree urbane le acque meteoriche dilavano un miscuglio eterogeneo di sostanze disciolte, colloidali e sospese.

Una parte significativa del carico inquinante delle acque di pioggia deriva dal dilavamento atmosferico di inquinanti di origine naturale e antropica. In prevalenza, il carico inquinante di origine atmosferica riguarda i composti disciolti (metalli, cloruri, sodio). La troposfera inoltre contiene aerosol, polveri e gas inquinanti come CO, SO₂, NO_x, e idrocarburi volatili provenienti da immissioni industriali e veicolari e da processi di combustione incompleti. In particolare alta è la presenza in prossimità di zone ad alta densità abitativa di metalli pesanti connessi al traffico su ruota: Zn e Cd sono associati all'usura dei pneumatici, Cr e Cu alla corrosione della carrozzeria e delle parti meccaniche in movimento, Pb e Ni agli scarichi dei veicoli e agli oli lubrificanti.

Successivamente l'acqua entra in contatto con le superfici urbane, dalle quali rimuove una parte del materiale accumulato durante i periodi asciutti. Tale materiale deriva dalla deposizione atmosferica nei periodi secchi, dal traffico veicolare (derivati di combustione dei carburanti, usura dei pneumatici, parti meccaniche e impianto frenante dei veicoli, corrosione della carrozzeria, etc.), da rifiuti in prevalenza organici, dalla vegetazione, dall'erosione del suolo ed alla corrosione delle superfici.

Infine, l'acqua giunge alla rete fognaria, dove può risospingere i sedimenti qui precedentemente accumulati durante i periodi caratterizzati da piccole portate. A causa delle interazioni tra precipitazione, atmosfera e superfici dilavate, particolare rilevanza ambientale assumono dunque le cosiddette acque di prima pioggia: esse sono costituite dal volume d'acqua meteorica di scorrimento defluito durante la prima parte della precipitazione. Tale frazione di pioggia è caratterizzata da elevate concentrazioni di sostanze inquinanti e richiedono particolari procedure di smaltimento.

Quadro legislativo essenziale

L'art. 113 del Decreto Legislativo 6 aprile 2012 n°152 riguardante le acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia afferma che esse vanno disciplinate “ ai fini della prevenzione dai rischi idraulici ed ambientali”, rimandando alle regioni l'autorità in materia.

Da un punto di vista cronologico, la prima regolamentazione ad affrontare l'argomento in modo diretto è la legge regionale della Lombardia del 27 maggio 1985 n°62 relativa alla “*Disciplina degli scarichi degli insediamenti civili delle fognature pubbliche e tutela delle acque sotterranee dall'inquinamento*”. L'art. 20 comma 2 di tale legge regionale definisce “acque di prima pioggia”

quelle corrispondenti per ogni evento meteorico ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita dalla rete di drenaggio. Lo stesso articolo stabilisce che, ai fini del calcolo delle portate, tale precipitazione deve considerarsi avvenire per una durata di 15 minuti. Successivamente lo stesso Consiglio Regionale ha chiarito che devono considerarsi acque di prima pioggia risultanti da eventi meteorici che si succedono a distanza l'uno dall'altro non inferiore a 96 ore e provenienti da superfici scolanti di estensione superiore a 2000 m² (computati escludendo le aree a verde). Le rimanenti regioni si sono per la maggior parte allineate alla normativa della regione Lombardia, la quale è ormai adottata da quasi tutte le regioni italiane.

La necessità di avviare al trattamento le acque di prima pioggia richiede la predisposizione di opportuni volumi di immagazzinamento, vasche di prima pioggia, che consentano di immagazzinare tali acque onde rispettare le ridotte portate che caratterizzano normalmente gli impianti di depurazione

Vasche di prima pioggia di tipo tradizionale

Nella pratica corrente, le acque di prima pioggia vengono separate da quelle successive (seconda pioggia) e rilanciate all'unità di trattamento (Dissabbiatori, Disoleatori, etc) tramite un bacino di accumulo interrato di capacità tale da contenere il volume d'acqua corrispondente ai primi 5mm di pioggia caduta sulla superficie scolante di pertinenza dell'impianto.

Il bacino è preceduto da un pozzetto separatore che contiene al proprio interno uno stramazzo su cui sfiorano le acque di seconda pioggia dal momento in cui il pelo libero dell'acqua nel bacino raggiunge il livello della soglia dello stramazzo. Nel bacino è di solito prevista una pompa di svuotamento che viene attivata automaticamente da una sonda rivelatrice di pioggia.

Acque di Prima pioggia:

Sono identificate nei primi 5 mm di acqua meteorica di dilavamento, uniformemente distribuita su tutta la superficie scolante servita dal sistema di drenaggio. Per il calcolo delle relative portate si assume che tale valore venga raggiunto dopo un periodo di tempo di 15 minuti di pioggia. Di seguito si elencano i coefficienti di afflusso alla rete:

Coefficiente di afflusso	Superficie
1	Superfici totalmente impermeabili
0,8	Cemento o ardesia
0,3	Ghiaia
0,3	Stabilizzato

Acque di seconda pioggia:

Sono identificate come le acque meteoriche di dilavamento, derivanti dalla superficie scolante servita dal sistema di drenaggio e avviata allo scarico nel corpo recettore in tempi successivi a quelli definiti per il calcolo delle acque di prima pioggia (dopo i primi 15 minuti).

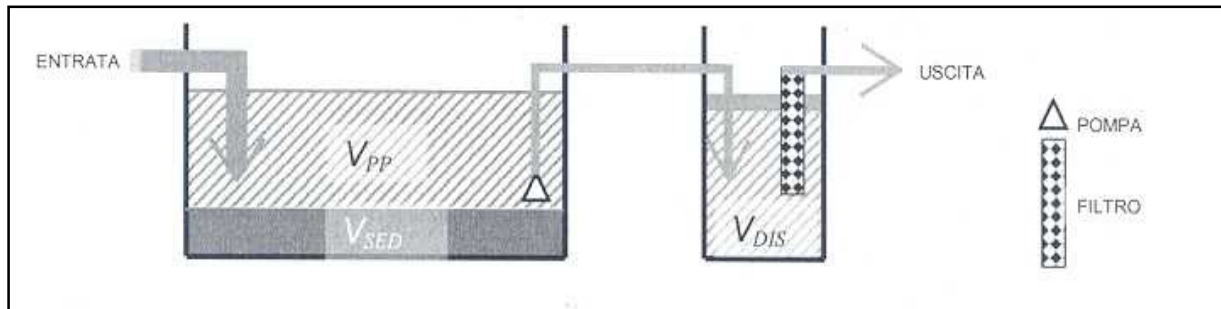
Acque reflue di dilavamento:

Il dilavamento delle superfici scoperte, in relazione alle attività che in esse si svolgono o agli usi previsti, non si esaurisce con le acque di prima pioggia bensì si protrae nell'arco di tempo in cui permangono gli eventi piovosi.

In linea generale tali condizioni si realizzano quando non sono state adottate le misure atte ad evitare/contenere, durante il periodo di pioggia, il dilavamento delle zone nelle quali si svolgono fasi di lavorazione o attività di deposito/stoccaggio di materie prime/scarti o rifiuti.

A titolo esemplificativo rientrano in questo ambito particolari lavorazioni che per loro natura non possono essere svolte di norma in ambienti chiusi o per le quali non è fattibile realizzare interventi di protezione dalle acque di pioggia, ovvero le operazioni per loro natura tipicamente "sporcanti".

Il sistema di trattamento delle acque di prima pioggia previsto in progetto è costituito da un impianto di sedimentazione e da un successivo impianto di disoleazione.



SCHEMA DI FLUSSO IMPIANTO DI TRATTAMENTO ACQUE DI PRIMA PIOGGIA

- Volume totale delle vasche = volume $V_{PP} + V_{SED}$
- Volume di prima pioggia: $V_{PP} = S \times 5 \text{ mm}$
- Portata : $Q = S \times i$
- Volume di sedimentazione (volume dei fanghi): $V_{SED} = Q \times C_f$
- V_{PP} : Volume utile della vasca di prima pioggia m^3

- Q: Portata dei reflui dovuta all'evento meteorico l/s
- S: Superficie scolante drenante servita dalla rete di drenaggio Ha
- i: Intensità delle precipitazioni piovose definita pari a $(5\text{mm/m}^2)/(15\text{min}) = (20\text{mm/m}^2)/1\text{h} = (20\text{mm/m}^2)/(3600\text{s}) = 0,0056 \text{ l/sm}^2$
- C_f : Coefficiente della quantità di fango prevista per le singole tipologie di lavorazione

Tipologia della lavorazione		Coefficiente C_f
Ridotta	Tutte le aree di raccolta dell'acqua piovana in cui sono presenti piccole quantità di limo prodotto dal traffico o similari, vale a dire bacini di raccolta in aree di stoccaggio carburante e stazioni di rifornimento coperte.	100
Media	Stazioni di rifornimento, autolavaggi manuali, lavaggio di componenti, aree di lavaggio bus.	200
Elevata	Impianti di lavaggio per veicoli da cantiere, macchine da cantiere, aree di lavaggio autocarri, autolavaggi self-service.	300

Quantità di fango prevista per il calcolo del volume minimo del sedimentatore

- V_{SED} : Volume utile della vasca di sedimentazione dei fanghi m^3
- Volume del disoleatore: $V_{DIS} = Q_P \times t_s$
- V_{DIS} : Volume disoleatore m^3
- Q_P : Portata della pompa dell'impianto l/s . Deve essere maggiore/uguale di 1 l/s.
- t_s : Tempo di separazione in min . È tabellato in funzione della densità dell'olio:

Densità olio (g/cm ³)	Tempo di separazione t_s (min)
Fino a 0,85	16.6
Tra 0,85 e 0,90	33.3
Tra 0,90 e 0,95	50.0

Tempo di separazione (t_s) in funzione delle specifiche densità dell'olio

DATI INPUT

S (Superficie impermeabile)= 4.569 mq;

Ipotizziamo inoltre:

Q_P = (portata della pompa dell'impianto) = 2,64 l/sec;

t_s (Tempo di separazione in min) = 16,6 min (per reflui con densità dell'olio < 0,85g/cm³)

Coefficiente quantità di fango ridotta pari a 100.

DIMENSIONAMENTO VOLUME PRIMA PIOGGIA (V_{PP}):

$$V_{pp} = S \cdot 5mm = 4569m^2 \cdot 0.005m = 22.845m^3$$

PORTATA (Q):

$$Q = S \cdot i = 4569 m^2 \cdot 0.0056 \frac{l}{sm^2} = 25.59 l/s$$

DIMENSIONAMENTO VOLUME DI SEDIMENTAZIONE (V_{SED}):

$$V_{sed} = Q \cdot Cf = 25.59 \cdot \frac{100}{1000} = 2.56 m^3$$

DIMENSIONAMENTO VOLUME DI DISOLEAZIONE (V_{DIS}):

$$V_{dis} = Qp \cdot Ts = 2.64 \frac{l}{s} \cdot 16.6min \cdot 60 \frac{s}{1000} = 2.63 m^3$$

VOLUME TOTALE VASCHE (V_{TOT}):

$$V_{tot} = V_{pp} + V_{sed} = 22.845 + 2.56 = 25.405m^3$$

5.4. CALCOLO REFLUI CIVILI

Il calcolo della portata fecale media e di punta si effettua sulla base delle utenze servite dal tratto fognario in esame (determinate tenendo conto della densità abitativa e dell'estensione dell'area

servita dal tratto), valutando la dotazione idrica a disposizione, il coefficiente di punta e tenendo conto anche di un coefficiente di dispersione che quantifichi qualitativamente le perdite (si assume che tale coefficiente sia pari a 0,8). Nel caso di specie il calcolo verrà effettuato per un numero di abitanti equivalenti complessivi pari a 112 con un coefficiente di punta pari a 4:

$$Q_{f,m} = \frac{d_i \cdot N_{ab} \cdot \varphi}{86400} [l/s]$$

$$Q_{f,p} = Q_{f,m} \cdot C_p \quad [l/s]$$

dove:

d_i = dotazione idrica pro-capite (l/ab*giorno);

N_{ab} = n° abitanti;

φ = coefficiente di dispersione, cioè % di acqua che non arriva alla fognatura;

1giorno = 24h = 86400 secondi

Pertanto la portata fecale media risulta pari a:

$$Q_{f,m} = \frac{250 \cdot 112 \cdot 0.8}{86400} = 0.26 \quad [l/s]$$

Mentre la portata fecale di punta risulta pari a:

$$Q_{f,p} = 0.26 \cdot 4 = 1.04 \quad [l/s]$$

Con i valori di portata calcolati si procederà al dimensionamento di massima ed alla verifica della tubazione di progetto. Si è scelta una tubazione corrugata in PVC a parete strutturate per reti fognarie non in pressione di diametro nominale DN300.

5.5. DIMENSIONAMENTO DI MASSIMA DELLA RETE DI SCARICO DEI REFLUI CIVILI

Per il dimensionamento di massima della condotta di scarico dei reflui meteorici si adotterà lo schema di moto uniforme, ovvero moto permanente con portata, altezza idrica e velocità media costanti in ogni sezione, in alveo prismatico declive nel senso del moto e a pendenza costante, con pelo libero parallelo al fondo. Sotto questa ipotesi, la pendenza media disponibile i_m , definita come il rapporto tra la differenza di quota e la distanza fra la sezione di monte e quella di valle, è esattamente pari alla pendenza piezometrica J , che rappresenta la perdita di carico (dissipazione energetica) per unità di lunghezza.

Per il calcolo della portata di una tubazione funzionante a pelo libero si è utilizzata la formula di moto uniforme ed in particolare la formula di Chézy:

$$v = \chi \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

dove:

- v velocità media del fluido in m/s;
- χ coefficiente di conduttanza dipendente dalla scabrezza relativa ϵ/R , dal numero di Reynolds (Re) e dalla forma della sezione;
- R raggio idraulico definito come rapporto tra la superficie della sezione del flusso (A) ed il contorno dello stesso che tocca il canale (P);
- i pendenza in m/m.

Nel caso di moto assolutamente turbolento il coefficiente di conduttanza non è più dipendente dal numero di Reynolds e può essere espresso da formule empiriche che mettono in relazione tale coefficiente con il coefficiente di scabrezza ed il raggio idraulico.

Tra le formule di uso più comune per la determinazione della scabrezza si ricordano quelle di:

a) Bazin

$$\chi_B = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

b) Gauckler-Stricker

$$\chi_{GS} = K_S \sqrt[6]{R}$$

INPUT

$Q_{\text{progetto}} (Q_{50}) = 0.00104 \text{ m}^3/\text{s}$

Materiale condotta = PVC

Diametro condotta = 300mm

Pendenza media (i_m) = 2%

DATI GEOMETRICI

SEZIONE:

- Rettangolare
 Trapezia
 Circolare

RAGGIO: m

INDICE DI SCABREZZA:

- Strickler
 Manning

TIPO:

SOTTOTIPO:

SCABREZZA DI CALCOLO:

- Altezza di moto uniforme

INCOGNITA: Pendenza

- Portata

PENDENZA: m/m

PORTATA: mc/s

OUTPUT

ALTEZZA DI MOTO UNIFORME:	0,02	m
PENDENZA:	0,020000	m/m
PORTATA:	0,00104	mc/s
VELOCITA':	0,74	m/s
ALTEZZA CINETICA:	0,03	m
ENERGIA SPECIFICA:	0,04	m
ALTEZZA CRITICA:	0,00	m
PENDENZA CRITICA:	1286,31	m/m
AREA BAGNATA:	0,01	mq
CONTORNO BAGNATO:	0,14	m
RAGGIO IDRAULICO:	0,01	m
LARGHEZZA IN SUPERFICIE:	0,13	m
NUMERO DI FROUDE:	2,29	
TIPO ALVEO:	debole pender	
GRADO DI RIEMPIMENTO:	5,23	%

6. BILANCIO IDROGEOLOGICO DELL'AREA DI INTERVENTO

6.1 RIPARTIZIONE DELL'ACQUA NEL SOTTOSUOLO

I diversi tipi di acque (igroscopica, pellicolare, capillare e gravifica) si ripartiscono in diverse zone di umidità secondo uno schema fisso che può presentare varianti, non sostanziali, in relazione al clima, all'alimentazione ed al tipo di acquifero. Per semplicità, si consideri il caso teorico di una roccia permeabile per porosità, poggiante su un substrato impermeabile orizzontale. Si supponga che l'acquifero sia stato alimentato uniformemente dall'acqua atmosferica, che questa si sia infiltrata totalmente e uniformemente fino a raggiungere il substrato, che abbia saturato l'acquifero fino ad un certo livello e che, successivamente, questo sia stato sottoposto al fenomeno di evapotraspirazione.

Così come è evidenziato nella fig.1, si possono distinguere due zone di umidità principali: la **zona disaturazione** (corrispondente alla parte inferiore dell'acquifero) dove tutti i meati sono saturi e la **zonadi aerazione** (corrispondente alla parte superiore) dove circolano aria e acqua nello stesso tempo.

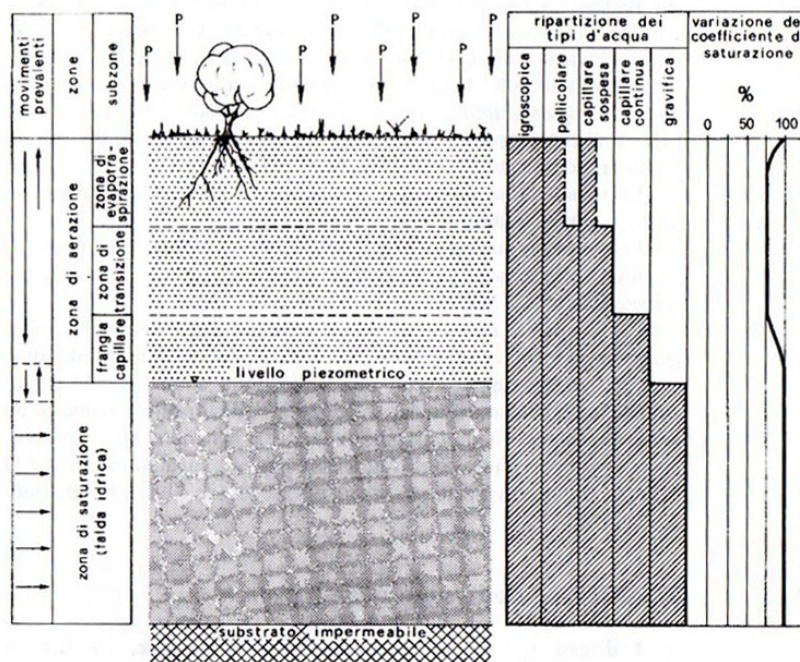


Fig. 1- Ripartizione dell'acqua nel sottosuolo (da Civita, in Ippolito ed altri, 1975)

L'acqua che circola nella zona di saturazione è chiamata falda idrica o semplicemente falda. La superficie che la separa dalla zona di aerazione è detta superficie piezometrica ed il livello relativo è chiamato livello piezometrico. La falda si muove, per effetto della gravità, con spostamenti a prevalente componente orizzontale.

Nella zona di aerazione, dove i movimenti dell'acqua hanno una prevalente componente verticale, si possono distinguere tre sub-zone (fig.1): la frangia capillare, la zona di transizione, la zona di evapotraspirazione.

La frangia capillare è caratterizzata dalla presenza di acqua capillare continua e sospesa. La zona di transizione è posta al di sopra della frangia capillare e non ha alcun legame idraulico con la falda. I pori sono occupati dall'acqua igroscopica, dall'acqua pellicolare, dal vapore acqueo e dall'acqua capillare sospesa.

La zona di evapotraspirazione è quella più superficiale, dove l'acqua che vi penetra può essere riportata nell'atmosfera per l'azione combinata dei fenomeni di evaporazione e di traspirazione. I meati sono occupati dagli stessi tipi di acque della sub-zona sottostante, ma varia sensibilmente il coefficiente di saturazione (normalmente tra il 75% ed il 100%) a seconda del clima, dell'alimentazione dell'acquifero e della presenza o meno di copertura vegetale. Lo spessore medio della zona di evapotraspirazione è di circa 1-2 metri, ma può raggiungere profondità maggiori in relazione alla lunghezza delle radici della vegetazione.

La superficie piezometrica è continuamente soggetta a variazioni di livello entro una fascia di oscillazione la cui ampiezza varia di anno in anno.

6.2 MOVIMENTI DI ACQUA NEL SOTTOSUOLO

Le acque di infiltrazione efficace sono soggette ad una circolazione sotterranea molto complessa, con percorsi che variano soprattutto in relazione alle caratteristiche idrogeologiche dei diversi acquiferi ed ai loro reciproci rapporti geometrici.

Schematicamente si possono distinguere due tipi di movimenti principali: sub-verticali e sub-orizzontali (fig.1). I movimenti sub-verticali, nei quali c'è una netta prevalenza della componente verticale rispetto a quella orizzontale, riguardano la zona di aerazione. Ci si riferisce al movimento discendente legato alla percolazione delle acque verso la falda, al movimento ascendente dovuto alla capillarità ed alle oscillazioni del livello piezometrico (con alternanza di movimenti ascendenti e discendenti).

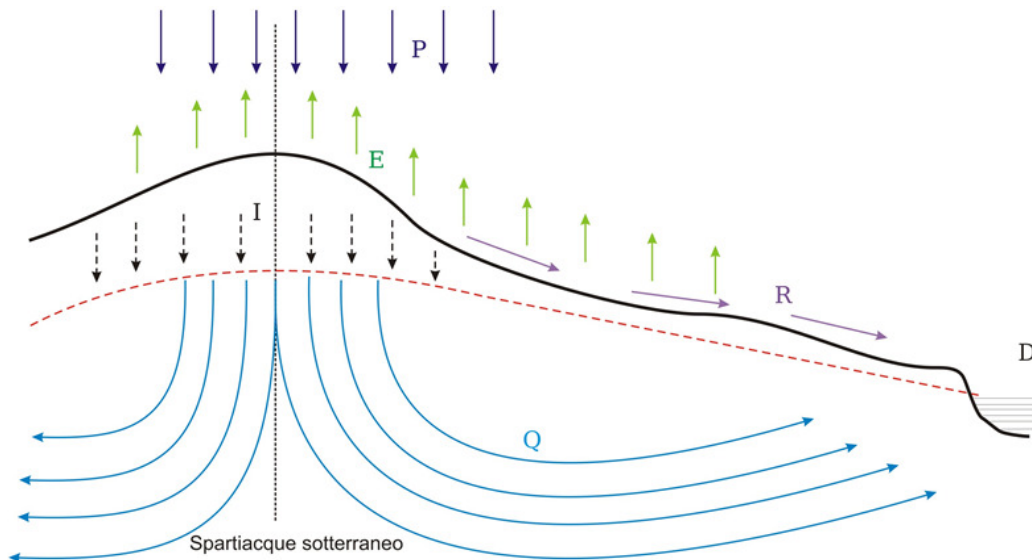
I movimenti sub-orizzontali coincidono con il deflusso della falda e comportano il trasferimento di quantitativi d'acqua, variabili nel tempo, dalle zone di alimentazione a quelle di recapito.

6.3 PROCEDIMENTO DI ANALISI

L'acqua compie un ciclo chiuso il cui motore è rappresentato dall'energia solare e dalla forza di gravità.

Appresso verrà affrontato lo studio idrologico locale per l'area oggetto di intervento. Per bilancio idrologico di un'area, della quale si voglia giungere alla valutazione delle risorse idriche disponibili, si intende il calcolo analitico dei singoli parametri dell'espressione seguente:

$$P = E_r + R + I$$



Schema del bilancio idrogeologico

dove:

- P rappresenta gli apporti idrici diretti costituiti dagli afflussi meteorici;
- E_r rappresenta l'evapotraspirazione reale e costituisce una perdita idrologica;
- $P - E_r$ rappresenta la precipitazione efficace sull'area.
- $R + I$ rappresenta il deflusso idrico globale presunto, indicato anche con D_p come riportato nella seguente relazione:

$$P - E_r = R + I = D_p$$

Il deflusso idrico globale presunto (D_p) è costituito da due aliquote:

- una che contribuisce al ruscellamento superficiale indicata con R;
- una che contribuisce all'alimentazione delle falde profonde, indicata con I, a cui si dà il nome di infiltrazione efficace presunta.

In questa sede, in particolare, sarà interessante valutare l'aliquota di infiltrazione efficace (I), la quale alimenta le falde acquifere, nel nostro bacino idrografico, al fine di poter stimare i potenziali volumi d'acqua attingibili dalla sorgente. Il bilancio idrologico sarà pertanto valutato come di seguito.

PRECIPITAZIONE METEORICA

Per la stima dell'apporto idrico diretto si farà riferimento al valore medio dell'altezza di pioggia totale annua osservata al pluviometro del Servizio Idrografico e Mareografico di Eboli. Il dato di interesse è stato estratto dallo Studio idrologico del bacino idrografico del Sele (Annali Idrologici Parte I).

Si osservi inoltre che il termine rappresentativo dell'apporto idrico P prevede in generale sia quelli diretti che indiretti. Il calcolo degli apporti idrici indiretti, inteso come il contributo al bilancio idrologico che proviene dall'alimentazione superficiale (laghi, fiumi, ecc.), nel caso in esame è nulla.

EVAPOTRASPIRAZIONE REALE

L'evapotraspirazione, intesa come somma dell'evapotraspirazione reale (o effettiva E_r) e dell'evaporazione (E_v), è un parametro di non facile valutazione in quanto dipende da molteplici fattori tra loro interagenti.

Nei nostri territori, se si escludono zone particolari, l'incidenza dell'evaporazione sui bilanci idrologici, è generalmente trascurabile, perché il fenomeno risulta limitato ad aree limitatamente ristrette.

Per il calcolo dell'evapotraspirazione reale, nelle normali applicazioni pratiche ci si serve di formule empiriche, le più semplici delle quali sono basate principalmente sull'utilizzazione dei dati di temperatura del suolo.

Nella presente indagine si farà riferimento alla ben nota formula di Turc che associa l'evapotraspirazione reale della zona alla precipitazione media annua P (mm/a) ed alla temperatura media dell'aria (T in °C) su un periodo di riferimento sufficientemente lungo da risultare statisticamente significativo.

Si osservi che all'interno della formula di Turc rientra un parametro, indicato con L , che prende il nome di *potere evaporante dell'atmosfera*. In generale, il suddetto parametro dovrebbe essere stimato da zona a zona perché rappresenta le caratteristiche evaporimetriche al contatto suolo/atmosfera e dipende da una lunga serie di fattori. Nella seguente analisi si fa riferimento ad

una correlazione empirica valida per la Regione Campania in cui il parametro L è correlato mediante una funzione cubica alla temperatura media dell'aria.

$$L = 300 + 25 \cdot T + 0.05 \cdot T^3$$

DEFUSSO IDRICO PRESUNTO

La differenza tra l'afflusso P e l'evapotraspirazione reale E_r permette di ricavare il deflusso idrico globale (D_p) o precipitazione efficace che è costituito dalla somma dei termini di "uscita" dall'area di studio mediante le due aliquote del ruscellamento superficiale e dell'infiltrazione nel terreno.

$$D_p = R + I$$

Si osservi che al solito il deflusso idrico globale (D_p), espresso in termini di mm di colonna d'acqua, è definito presuntoperché viene ricavato per differenza e non sperimentalmente. Esso cumula infatti le approssimazioni di stima degli afflussi (P) e dell'evapotraspirazione reale (E_r). Anche il ruscellamento (R) e l'infiltrazione (I) vengono quindi indicati come presunti, perché i relativi valori non derivano da misure dirette.

Dal deflusso idrico presunto (D_p) è possibile ricavare i valori delle due componenti (ruscellamento e infiltrazione) mediante i coefficienti di infiltrazione potenziale(c.i.p.) che tengono conto soprattutto dei litotipi affioranti all'interno del dominio idrogeologico. Si tratta di percentuali di D_p ricavate da osservazioni subacini campione e da esperienze effettuate in varie parti del mondo:

$$c. i. p. = \frac{I_p}{D_p} \cdot 100$$

Il coefficiente di infiltrazione potenziale varia in funzione dei seguenti fattori:

- litotipi affioranti all'interno del dominio idrogeologico di studio;
- pendenza dei versanti;
- copertura vegetale presente;
- porosità e/o fatturazione della roccia in superficie.

In ogni caso il fenomeno della ricettività dell'acquifero nei confronti delle acque di infiltrazione non è da confondere con la permeabilità.

Nel seguito vengono presentati i risultati del bilancio idrologico con le relative osservazioni utili alle finalità dell'indagine.

ANALISI DEI RISULTATI

- Ante Intervento (caso indisturbato):

<u>DATI INPUT</u>	
Comune	Eboli (Sa)
Località	S.Andrea
Superficie totale di studio (mq)	21100
Altitudine media (slm in m)	88
Media precipitazione annua P	1189 mm/anno (fonte Annali Idrologici, SIMI)
Temperatura media dell'aria	16.1 °C (fonte Annali Idrologici, SIMI)

DATI OUTPUT

$$\text{Volume di afflusso meteorico annuo} = 21100 \text{ mq} \cdot 1.189 \frac{\text{m}}{\text{anno}} = 25.09 \frac{\text{mc}}{\text{anno}}$$

$$\text{Evapotraspirazione reale } E_r = 740.36 \frac{\text{mm}}{\text{anno}}$$

$$\text{Volume di acqua perso per ET} = 21100 \text{ mq} \cdot 0.74036 \frac{\text{m}}{\text{anno}} = 15.62 \frac{\text{mc}}{\text{anno}}$$

$$\text{Precipitazione efficace} = 448.63 \frac{\text{mm}}{\text{anno}}$$

$$\text{Volume di apporto efficace} = 21100 \text{ mq} \cdot 0.44863 \frac{\text{m}}{\text{anno}} = 9466.10 \frac{\text{mc}}{\text{anno}}$$

$$\text{Coefficiente di Infiltrazione} = 0.60$$

PRECIPITAZIONE EFFICACE = DEFLUSSO IDRICO GLOBALE PRESUNTO

Contributo all'INFILTRAZIONE EFFICACE:

$$448.63 \cdot 0.6 = 269.18 \frac{\text{mm}}{\text{anno}}$$

$$Q = 0.53 \cdot 0.6 = 0.318 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

Contributo al RUSCELLAMENTO:

$$448.63 \cdot 0.4 = 179.45 \frac{mm}{anno}$$

$$Q = 0.53 \cdot 0.4 = 0.212 \frac{l}{s}$$

- Post Intervento (caso disturbato):

<u>DATI INPUT</u>	
Comune	Eboli (Sa)
Località	S.Andrea
Superficie totale (mq)	21100
Altitudine media (slm in m)	88
Media precipitazione annua P	1189 mm/anno (fonte Annali Idrologici, SIMI)
Temperatura media dell'aria	16.1 °C (fonte Annali Idrologici, SIMI)
Superficie impermeabile (strade, fabbricati, parcheggi) mq	11838

DATI OUTPUT

$$\text{Volume di afflusso meteorico annuo} = 21100 \text{ mq} \cdot 1.189 \frac{m}{anno} = 25.09 \frac{mc}{anno}$$

$$\text{Evapotraspirazione reale } E_r = 740.36 \frac{mm}{anno}$$

$$\text{Volume di acqua perso per ET} = 21100 \text{ mq} \cdot 0.74036 \frac{m}{anno} = 15.62 \frac{mc}{anno}$$

$$\text{Precipitazione efficace} = 448.63 \frac{mm}{anno}$$

$$\text{Volume di apporto efficace} = 21100 \text{ mq} \cdot 0.44863 \frac{m}{anno} = 9466.10 \frac{mc}{anno}$$

$$\text{Coefficiente di Infiltrazione} = 0.356$$

PRECIPITAZIONE EFFICACE = DEFLUSSO IDRICO GLOBALE PRESUNTO

Contributo all'INFILTRAZIONE EFFICACE:

$$448.63 \cdot 0.356 = 159.70 \frac{mm}{anno}$$

$$Q = 0.53 \cdot 0.356 = 0.188 \frac{l}{s}$$

Contributo al RUSCELLAMENTO:

$$448.63 \cdot 0.644 = 288.91 \frac{mm}{anno}$$

$$Q = 0.53 \cdot 0.644 = 0.341 \frac{l}{s}$$

7. SINTESI DEI RISULTATI

FABBISOGNO IDRICO STIMATO	PORTATA REFLUI METEORICI	PORTATA REFLUI CIVILI
26.88 mc/giorno	Q ₅₀ = 0.53 mc/s	Q _{f,m} = 0.26 l/s
		Q _{f,p} = 1.04 l/s
	Diametro tubazione Φ500	Diametro tubazione Φ300