1. Teoria e Normativa.

1.1 Prove di pozzo.

1.1.1 Introduzione

Viene definita prova di pozzo l'insieme delle procedure utilizzate per il dimensionamento dell'opera di captazione, basate sull'esecuzione di emungimenti a portata costante e sulla misura dell'abbassamento indotto nel livello della falda all'interno del pozzo.
Scopo principale della prova è quello di consentire l'individuazione della curva caratteristica del pozzo, cioè di quella curva che correla la portata emunta con l'abbassamento del livello della falda nel pozzo.
Normalmente le prove di pozzo vengono condotte con una serie di gradini di portata di breve durata (1-3 ore) al termine dei quali si misura l'abbassamento finale. Al termine di ogni gradino segue un interruzione dell'emungimento che consente al livello della falda di ritornare approssimativamente al livello iniziale. La portata iniziale viene posta generalmente uguale a quella minima della pompa, i gradini successivi al doppio, al triplo ecc., della portata del primo gradino. L'esecuzione del primo gradino deve essere inoltre preceduto da un pompaggio che consenta lo svuotamento dell'opera (effetto capacità del pozzo).
I gradini di prova devono essere almeno tre nel caso di falde artesiane e quattro nel caso di falde freatiche. Un numero superiore di gradini di portata consente in genere una migliore precisione nella stima dei parametri ricavabili dalla prova.

Le condizioni necessarie perchè la prova sia eseguibile sono le seguenti:

- ci si trovi nelle condizioni di validità della legge di Darcy;
- il pozzo sia completo, cioè la zona filtrante deve attraversare almeno l'80% dello spessore della falda, nel caso di acquiferi

artesiani o semiartesiani, ed i 2/3,3/4 della parte inferiore, nel caso di acquiferi freatici;
- il pozzo sia correttamente sviluppato ed equipaggiato;
- la superficie piezometrica sia suborizzontale;
- la portata emunta durante l'esecuzione dei gradini di portata sia effettivamente costante (l'errore massimo tollerabile è intorno al 5%);
- il raggio del pozzo sia il più piccolo possibile.

1.1.2 Analisi della curva caratteristica del pozzo.

Riportando su un grafico lineare lungo le ascisse i valori dei gradini di portata e lungo le ordinate gli abbassamenti finali corrispondenti, si ottiene una curva chiamata curva caratteristica del pozzo.
Tale curva può essere espressa analiticamente attraverso la relazione:

$$(1)\ s = B \times Q + C \times Q^n;$$

in cui:

s (m) = abbassamento finale al termine del gradino di portata Q;
Q (mc/s) = valore del gradino di portata;
B = costante legata alla componente laminare del deflusso;
C = costante legata alla componente turbolenta del deflusso;
n = esponente spesso posto uguale a 2 (Jacob, 1946).

Il primo tratto della curva è normalmente assimilabile a quello di una retta di equazione:

$$(2)\ s = B \times Q.$$

Infatti in corrispondenza di piccole portate emunte il deflusso dell'acqua richiamata dal pozzo è essenzialmente di tipo laminare, mentre la componente turbolenta è minima. Il valore di B nella (2) è funzione sia dei parametri idrogeologici dell'acquifero (trasmissività e coef. di immagazzinamento), che delle carratteristiche del filtro e dell'ammasso filtrante.

Al crescere della portata il secondo membro della (1) diventa rapidamente predominante. Quando la velocità di filtrazione risulta superiore alla velocità critica, cioè quando si passa da un deflusso di tipo laminare ad uno di tipo turbolento, la (1) può essere approssimata come segue:

$$(3)\ s = C \times Q^n.$$

Il valore di C nella (3) è esclusivamente funzione delle caratteristiche del pozzo (diametro del pozzo, tipo di filtro, ecc...) essendo indipendente dai parametri idrogeologici dell'acquifero.
L'aumento del secondo termine della (1) ($C \times Q^n$) conduce ad una perdita di rendimento dell'opera, poichè, quando diventa dominante, a piccoli aumenti di portata finiscono col corrispondere elevati abbassamenti del livello della falda, ed una crescita del deflusso turbolento che provoca l'asportazione ed il trascinamento nel pozzo di particelle fini, che alla lunga ne provocano l'intasamento.
La portata alla quale il secondo membro della (1) diventa predominante prende il nome di portata critica. E' possibile definire l'efficienza di un pozzo in relazione ad una determinata portata attraverso la relazione:

$$e\% = 100 \frac{BQ}{BQ + CQ^n}$$

cioè dal rapporto, espresso in percentuale, fra l'abbassamento dovuto alla componente laminare del flusso e quello totale. Un'efficienza inferiore al 50% indica una componente turbolenta del flusso dominante.
La forma della curva caratteristica quindi è quasi rettilinea in condizioni di deflusso laminare dominante, fortemente convessa nel caso di deflusso turbolento prevalente. Nel caso di curva concava la prova è da considerarsi non valida o per errori nell'esecuzione delle misure o perchè non risultano soddisfatte le condizioni di applicabilità della prova viste in precedenza.

Va tenuto presente che la curva caratteristica del pozzo si modifica nel corso della vita dell'opera di captazione, con un aumento in genere nel tempo della componente turbolenta del deflusso, per effetto per esempio dell'intasamento dell'ammasso filtrante da parte delle particelle più fini o per la formazione di incrostazioni sul filtro. Della diminuzione di rendimento nel corso del tempo dell'opera bisogna tener conto nella valutazione della produttività dell'opera, cioè nella stima della massima portata che può essere emunta.
Si ricorda infine che, a differenza del parametro *n*, le grandezze *B* e *C* non sono adimensionali, quindi il loro valore dipende dalle unità di misura utilizzate per *Q* e *s*. Se s è espresso in metri, per passare dai fattori B e C riferiti a una portata Q in l/s a quelli corrispondenti a una portata in mc/s è necessario moltiplicare le due grandezze rispettivamente per 1000 e 1000^n.

1.1.3 Stima dei parametri B e C della curva caratteristica.

Metodo di Jacob (1946)

Nell'ipotesi che la curva caratteristica del pozzo sia esprimibile nella forma:

$$s = B \times Q + C \times Q^2,$$

dove n cioè viene posto uguale a 2, i parametri B e C possono essere ricavati, utilizzando la retta portate-abbassamenti specifici, data dalla:

$$(4)\ s/Q = B + C \times Q;$$

in cui il termine s/Q prende il nome di abbassamento specifico (sq).
Nel diagramma portate-abbassamenti specifici i punti corrispondenti alle misure effettuate nel corso della prova si disporranno lungo una retta, il cui coefficiente angolare corrisponde al valore di C.
C è quindi ricavabile prendendo due punti lungo la retta, per es. i punti 1 e 2, e calcolando il rapporto:

$$C = (sq_2 - sq_1) / (Q_2 - Q_1);$$

in cui:

sq = abbassamento specifico;
Q = portata.
B è ottenibile invece dall'intersezione con l'asse delle ordinate (Q=0).

Considerando però la dispersione dei valori misurati è più conveniente ricavare i valori di B e C attraverso il metodo dei minimi quadrati. In questo caso C viene fornito dall'espressione:

$$C = \sum Q_i \times sq_i / \sum Q_i \times Q_i;$$

mentre il valore di B si ottiene dalla:

$$B = sq_{medio} - C \times Q_{medio}.$$

L'analisi della retta espressa dalla (4) permette di individuare rapidamente le caratteristiche del deflusso all'interno del pozzo:

- se la retta passa in prossimità dell'origine (B=0) si può conlcudere che il deflusso è prevalentemente di tipo turbolento;
- se la retta si dispone parallela all'asse delle ordinate (verticale) (C x Q = 0) il deflusso è prevalentemente di tipo laminare.

Il metodo di Jacob ha il vantaggio, rispetto ai metodi descritti di seguito, di essere di semplice e rapida applicazione. In realtà la pratica ha evidenziato che spesso il fattore n differisce in maniera significativa dal valore 2, quindi l'applicazione di questa procedura può condurre a risultati inaffidabili.

Metodo di Rorabaugh (1956)

Riscrivendo la 1) nella forma:

$$\ln\left(\frac{s}{Q} - B\right) = \ln C + (n-1)\ln Q$$

dove ln indica il logaritmo naturale, si ha l’equazione di una retta con coefficiente angolare (n-1). Il parametro C è dato dall’intersezione della retta con l’asse delle ordinate, in coefficiente angolare deve essere invece trovato, facendo variare a tentativi B fino a quando la retta, disegnata in scala bilogaritmica, non si allinea in maniera soddisfacente con i dati sperimentali. L’intervallo di variazione di B è ridotto, in quanto deve essere soddisfatta la relazione $0 \leq B < s/Q$: infatti valori di B negativi non hanno significato fisico, valori uguali o maggiori di s/Q non sono ammissibili, perché renderebbero negativo o nullo il termine (s/Q – B).
Il metodo di Rorabaugh è più affidabile, anche se più laborioso, del metodo di Jacob e fornisce risultati soddisfacenti nella maggior parte dei casi, purchè ovviamente la curva portata abbassamenti sia del tipo 1).

Metodo dei minimi quadrati

L’analisi della curva 1) può essere condotta, utilizzando il metodo dei minimi quadrati. In pratica si tratta di ricercare i valori di B, C e n che rendono minimo il valore della:

$$\Phi = \sum \left| s_i - s'_i \right|^2$$

dove s è l’abbassamento misurato e s’ l’abbassamento stimato, per lo stesso valore di portata, utilizzando la 1).
Procedendo, seguendo la soluzione proposta da Dragoni (1990), B e C possono essere ricavati attraverso le relazioni:

$$C = \frac{\left(\sum s_i Q_i^{n'}\right)\sum Q_i^2 - \left(\sum s_i Q_i\right)\sum Q_i^{(n'+1)}}{\sum Q_i^{2n'} \sum Q_i^2 - \sum Q_i^{(n'+1)} \sum Q_i^{(n'+1)}}$$

$$B = \frac{\left(\sum s_i Q_i - C \sum Q_i^{(n'+1)}\right)}{\sum Q_i^2}$$

utilizzando un valore di n, qui indicato con n', imposto a tentativi, facendolo variare all'interno dell'intervallo 0-12, intervallo in cui di fatto ricadono i valori di n nella pratica.
Il metodo dei minimi quadrati fornisce generalmente la migliore stima possibile dei parametri B, C e n, al prezzo di una difficoltà di elaborazione che obbliga all'utilizzo dell'elaboratore elettronico.

1.1.4 Casi con curva di abbassamento anomala.

Non sempre la curva portata-abbassamenti segue la forma 1). Può capitare cioè che utilizzando i tre metodi di calcolo proposti non si riescano ad interpolare in maniera soddisfacente i dati sperimentali. In questo caso una stima di B può essere ottenuta, applicando il metodo d Rorabaugh o dei minimi quadrati solo ai gradini di portata più bassi, mentre C ed n possono essere valutati applicando gli stessi metodi, ma ai gradini più elevati.

1.2 Stima dei parametri di dispersione di un inquinante.

1.2.1 Prova con due pozzetti ed immissione continua (Fried, 1975).

Un'indicazione di come un'inquinante si può diffondere nel terreno può essere ottenuta attraverso prove di immissione di un tracciante. In pratica si opera con due pozzetti, nel primo viene iniettata una portata costante insieme al tracciante, nel secondo, posto a valle del primo, emungendo la stessa quantità d'acqua, in modo da creare un regime di flusso stazionario, viene misurata la variazione di concentrazione del tracciante. Indicando con C_{max} la concentrazione massima rilevata nel pozzetto di misura, è possibile riportare su grafico l'andamento del rapporto C/C_{max}, dove C rappresenta la concentrazione misurata in un determinato istante, in funzione del tempo. Supponendo che la curva così costruita sia di tipo gaussiano, si può definire la sua deviazione standard attraverso la relazione:

$$\sigma_t = \frac{(t_{84} - t_{16})}{2}$$

dove t_{84} e t_{16} indicano, rispettivamente, i tempi in cui si sono misurate concentrazioni uguali a $0{,}84C_{max}$ e $0{,}16C_{max}$. Il coefficiente di dispersione longitudinale, cioè lungo la direzione di flusso, è dato quindi dalla:

$$D_L = \frac{v^2 \sigma_t{}^2}{2t}$$

dove v è la velocità di flusso, data dal prodotto della permeabilità del terreno per il gradiente idraulico, e t è il tempo nel quale si misura una concentrazione uguale a $0{,}5C_{max}$.
La dispersività longitudinale è fornita invece dalla relazione:

$$\alpha_L = \frac{D_L}{v}\,.$$

1.2.2 Prova con due pozzetti ed immissione saltuaria (Fried, 1975).

Si procede come nel caso precedente, solo che l'iniezione del tracciante non avviene in maniera continua per tutta la durata delle misurazioni. La relazione che fornisce il coefficiente di dispersione longitudinale si modifica come segue:

$$D_L = \frac{\dfrac{\left[d^2 - v^2 t_{\max}\left(t_{\max} - t_0\right)\right]}{2}}{\left(t_{\max} - t_0\right)}$$

dove d è la distanza fra i due pozzetti, t_0 è la durata dell'immissione e t_{max} è l'istante in cui si misura la massima concentrazione dell'inquinante. Anche in questo caso la dispersività longitudinale è fornita dalla relazione:

$$\alpha_L = \frac{D_L}{v} \, .$$

1.3 Stima dei parametri idrogeologici dell'acquifero.

1.3.1 Introduzione.

La prova di pompaggio è una prova di emungimento di lunga durata (almeno 42 ore), con un unico gradino di portata, il cui scopo è quello di:

- determinare i parametri idrogeologici dell'acquifero e principalmente la <u>trasmissività</u> ed il <u>coefficiente d'immagazzinamento</u>.
- studiare eventuali limiti, alimentanti o impermeabili, dell'acquifero e/o le sue condizioni di omogeneità.

Per l'interpretazione delle prove di pompaggio si ricorre normalmente a due modelli riguardanti le modalità di sviluppo del cono di depressione intorno all'opera captante:

- modello del regime permanente: si suppone che dopo un periodo di pompaggio relativamente breve il cono di depressione assuma una configurazione ed estensione praticamente costante;
- modello di regime transitorio: si suppone che le dimensioni del cono di depressione aumentino progressivamente in funzione del tempo di pompaggio.

Il modello del regime transitorio si adegua meglio a quanto si osserva in realtà e quindi è il più utilizzato. Condizioni di regime semi-permanente, cioè situazioni in cui l'aumento delle dimensioni del cono di depressione, è estremamente lento e graduale, si possono verificare per tempi di pompaggio sufficientemente lunghi.
Per quanto riguarda le condizioni di applicabilità della prova vale quanto detto per le prove di pozzo.

1.3.2 Determinazione dei parametri idrogeologici dell'acquifero.

A) Regime stazionario.

Operando in regime stazionario è possibile determinare la trasmissività dell'acquifero, ma non il coefficiente di immagazzinamento.

La prova di pompaggio viene eseguita, misurando, al termine del gradino di portata, gli abbassamenti nei piezometri. Disponendo di più piezometri lungo allineamenti diversi è possibile valutare anche l'eventuale eterogeneità dell'acquifero, stimando per ogni allineamento il valore della trasmissività.
La prova viene riepilogata su un diagramma semilogaritmico abbassamenti/distanza, dove lungo l'asse delle ascisse (in scala logaritmica) si pongono le distanze dei piezometri e lungo quello delle ordinate gli abbassamenti.
Si distinguono i casi in cui la prova viene effettuata all'interno di un acquifero artesiano o freatico.

I) Acquifero artesiano (formula di Thiem).

La trasmissività media dell'acquifero può essere ricavata dalla relazione:

$$T_{medio} = 0.366 \times Q / \Delta s;$$

dove:

T_{medio}(mq/s) = trasmissività media dell'acquifero;
Q (mc/s) = portata della prova;
Δs(m) = abbassamento relativo ad un ciclo logaritmico (logaritmi con base decimale)

II) Acquifero freatico (formula di Thiem).

Si opera come nel caso di una falda artesiana, valutando la trasmissività media dell'acquifero sempre attraverso la relazione:

$$T_{medio} = 0.366 \times Q / \Delta s;$$

dove:

T_{medio}(mq/s) = trasmissività media dell'acquifero;
Q (mc/s) = portata della prova;

Δs (m) = abbassamento relativo ad un ciclo logaritmico (logaritmi con base decimale).

Si possono presentare tre casi.

a) $s_{medio} / H_{falda} \leq 0.05$.

dove:

s (m) = abbassamenti misurati;
H_{falda} (m) = spessore dello strato acquifero.

In questo caso non va applicata nessuna correzione alla formula per T. Il valore della permeabilità si può ottenere semplicemente dividendo T per H_{falda} :

$$K = T / H_{falda}$$

b) $0.05 < s_{medio} / H_{falda} \leq 0.15$.

In questo caso gli abbassamenti misurati vanno corretti attraverso la relazione:

$$s = s - s^2 / (2 \times H_{falda});$$

La correzione viene introdotta in quanto, a parità di portata, gli abbassamenti misurati in una falda freatica sono maggiori di quelli misurabili in una falda artesiana. Il valore della permeabilità si può ottenere semplicemente, anche in questo caso, dividendo T per H_{falda} :

$$K = T / H_{falda}$$

c) $s_{medio} / H_{falda} > 0.15$.

Verificandosi questa condizione, T non è più calcolabile direttamente con la relazione di Thiem. Bisogna procedere sitmando K con la seguente formula:

$$k = (1/\pi)Q\ln(r_2/r_1)/\sqrt{[}(H_{falda} - s_1) - sqr(H_{falda} - s_2)\Big];$$

dove:
s_1, s_2 = abbassamenti misurati nei piezometri 1 e 2;
r_1, r_2 = distanza dei piezometri 1 e 2 dal pozzo di misura.

Una stima di T si può ricavare applicando la relazione:

$$T = K\,[(H_{falda} - s_1) + (H_{falda} - s_2)]/2;$$

B) Regime transitorio.

Operando in regime transitorio è possibile determinare la trasmissività dell'acquifero ed il coefficiente di immagazzinamento.
La prova di pompaggio viene eseguita, misurando, a intervalli di tempo crescenti in maniera esponenziale gli abbassamenti nel pozzo e/o nei piezometri di prova. Al termine della prova si arresta la pompa e si misurano, lungo lo stesso intervallo di tempo, gli abbassamenti residuali.
Disponendo di più piezometri si può valutare anche l'eventuale eterogeneità dell'acquifero, stimando per ogni piezometro il valore della trasmissività.
La prova viene riepilogata su un diagramma semilogaritmico abbassamenti/tempo, dove lungo l'asse delle ascisse (in scala logaritmica) si pongono i tempi di misura e lungo quello delle ordinate gli abbassamenti. La curva che si genera è approssimabile ad una retta, almeno nel caso di acquifero illimitato. Solo nel tratto iniziale tale curva si discosta da un andamento rettilineo a causa dell'effetto capacità del pozzo, che origina un deflusso di tipo turbolento.

Si distinguono i casi in cui la prova viene effettuata all'interno di un acquifero artesiano o freatico.

I) Acquifero artesiano.

Formula di Theis

L'abbassamento teorico viene fornito dall'espressione (1):

$$s = \frac{Q}{4\pi T} W(u)$$

dove W(u) è la funzione del pozzo:

$$W(u) = -0.577216 - Log(u) + u - \frac{u^2}{2 \cdot 2!} + \ldots + \frac{u^n}{n \cdot n!}$$

e (2):

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt}$$

in cui
r = distanza del pozzo dal piezometro;
t = tempo trascorso dall'inizio del pompaggio.

In pratica si procede tracciando la funzione del pozzo W(u) in un diagramma bilogartmico e quindi sovrapponendo ad essa la curva s-t misurata. Nell'intervallo di sovrapposizione delle curve si sceglie un punto comune e si ricavano i corrispondenti valori di u e W(u) sugli assi. Sostituendo W(u) nella (1) e u nella (2) si ricavano i parametri T e S.

Formula di Jacob
Considerando solo il primo termine dello sviluppo in serie di W(u) si ottiene la relazione semplificata di Jacob.
Il metodo permette di valutare la trasmissività media dell’acquifero attraverso la relazione:

$$(1) T_{medio} = 0.183 \text{ x } Q / \Delta s;$$

dove:
T_{medio}(mq/s) = trasmissività media dell’acquifero;

Q (mc/s) = portata della prova;

Δs (m) = abbassamento relativo ad un ciclo logaritmico (logaritmi con base decimale).

Il coefficiente di immagazzinamento è fornito invece dalla:

$$S_{medio} = 2.25 \times T_{medio} \times t_0 / r^2;$$

dove:

S_{medio} = coef.d'immagazzinamento dell'acquifero;

t_0 (s) = valore dato dall'intersezione della retta con l'asse dei tempi;

r (m) = distanza del piezometro di riferimento dal pozzo di prova.

Nel caso in cui le misure vengono effettuate all'interno del pozzo di prova i valori di S non sono da considerare attendibili.
E' possibile ricavare il valore della trasmissività anche attraverso la misura degli abbassamenti residuali dopo l'arresto del pompaggio, utilizzando la relazione (1). In questo caso però non è possibile valutare il coefficiente d'immagazzinamento.

II) Acquifero freatico.

Formule di Theis e Jacob

Si procede come nel caso di falda artesiana, considerando due casi.

a) $s_{medio} / H_{falda} \leq 0.05$.

dove:

s (m) = abbassamenti misurati;

H_{falda} (m) = spessore dello strato acquifero.

In questo caso non va applicata nessuna correzione alle formule per T e S.

b) 0.05< s_{medio} / H_{falda} ≤ 0.15.

In questo caso gli abbassamenti misurati vanno corretti attraverso la relazione:

$$s = s - s^2 / (2 \times H_{falda});$$

Nell'ipotesi s_{medio} / H_{falda} >0.15 non si può procedere al calcolo di T e S.
E' possibile ricavare il valore della trasmissività anche attraverso la misura degli abbassamenti residuali dopo l'arresto del pompaggio, utilizzando la relazione (1). In questo caso però non è possibile valutare il coefficiente d'immagazzinamento.

C) Acquiferi limitati.

I procedimenti di calcolo visti in precedenza consentono la stima dei parametri idrogeologici nel caso di acquiferi illimitati. Nel caso di acquiferi limitati lateralmente, per la terminazione dello strato acquifero contro una barriera stagna (condizione di limite impermeabile) o per la presenza di una alimentazione da parte di corsi d'acqua superficiali (condizione di limite alimentante) l'interpretazione della prova di pompaggio andrà condotta solo sul primo tratto rettilineo della curva abbassamenti-tempo o abbassamenti-distanza. La presenza infatti di una condizione di limite si manifesta nelle curve citate con la comparsa di un secondo tratto rettilineo con inclinazione differente dal primo. La pendenza di questo secondo segmento di retta sarà superiore al primo nel caso di limite impermeabile, sarà inferiore nel caso di limite alimentante.
La distanza teorica del limite può essere valutata attraverso le seguenti relazioni:

$$d = (x / 2) \sqrt{(t_i / t_0)} \text{ (caso di limite impermeabile);}$$

$$d = (x / 2) \sqrt{(t_i / t_0)} + x/2 \text{ (caso di limite alimentante);}$$

dove:

t_i = tempo corrispondente all'intersezione dei due segmenti di retta;

t_0 = tempo d'intersezione della prima retta con l'asse dei tempi.

1.3.3 Stima del raggio d'influenza di un pozzo.

In regime stazionario.

In regime stazionario il raggio d'influenza del pozzo può essere stimato attraverso la relazione:

$$Rf(m) = 3000s\sqrt{k}$$

dove:
s(m) = abbassamento misurato nel piezometro o nel pozzo;
k(m/s) = permeabilità dell'acquifero.

Per valutare l'andamento del cono di depressione si può impiegare la relazione:

$$s_r = \frac{Q}{2\pi T}\ln\frac{Rf}{r}$$

s_r(m) = abbassamento alla distanza r dal pozzo;
Q(mc/s) = portata emunta dal pozzo;
T(mq/s) = trasmissività dell'acquifero.
La distanza r non può essere posta uguale a 0. Come valore minimo (abbassamento nel pozzo), va inserito il raggio del pozzo. Questa relazione è valida per falde artesiane o per falde freatiche in cui $s/H_{falda}<0.15$.

In regime transitorio.

In condizioni di regime tranistorio il raggio d'influenza del pozzo è in funzione del tempo trascorso dall'inizio del pompaggio. In questo caso Rf può essere ricavato dalla relazione:

$$Rf(m) = 1{,}5\sqrt{\frac{Tt}{S}}$$

dove:
T(mq/s) = trasmissività dell'acquifero;
t (s) = tempo trascorso dall'inizio del pompaggio;
S = coefficiente d'immagazzinamento.
Per valutare l'andamento del cono di depressione si può impiegare la relazione:

$$s_r = 0{,}183\frac{Q}{T}\log_{10}\frac{2{,}25Tt}{Sr^2}$$

s_r(m) = abbassamento misurato alla distanza r dal pozzo;
Q(mc/s) = portata emunta dal pozzo;
t(s) = tempo di calcolo dall'inizio del pompaggio.
La distanza r non può essere posta uguale a 0. Come valore minimo (abbassamento nel pozzo), va inserito il raggio del pozzo. Questa relazione è valida per falde artesiane o per falde freatiche in cui $s/H_{falda}<0.15$.

1.4 Simulazione di un flusso idrico in 2 dimensioni.

1.4.1 Calcolo delle traiettorie delle particelle idriche.

Nell'ipotesi di un acquifero omogeneo e illimitato è possibile fornire una soluzione analitica alle equazioni differenziali che descrivono il moto di un fluido in un mezzo poroso. In pratica tale soluzione consente di descrivere il moto di una singola particella, che può essere d'acqua, ma anche eventualmente di un altro fluido, soggetta all'influenza di pozzi emungenti o disperdenti in un piano XY.
Si parte dall'ipotesi che il moto della particella inizialmente non sia disturbato e che essa si sposti lungo la direzione iniziale di flusso (asse X) con una velocità costante. Nel caso di particelle d'acqua tale velocità può essere valutata attraverso il prodotto *k x i*, dove *k* è la permeabilità dell'acquifero e *i* è il gradiente idraulico. La velocità nella direzione perpendicolare (asse Y) a quella di flusso viene posta inizialmente uguale a zero.
Nel momento in cui la particella entra nel raggio d'influenza dei pozzi presenti nell'area le componenti della velocità lungo gli assi X e Y si modificano come segue (Bear & Verruijt, 1987):

$$v_x = v_{0x} + \sum_{i=1}^{n}\left[\frac{Q_i}{4naH}\left(\frac{N_x}{D_1}+\frac{N_x}{D_2}\right)\right]$$

$$v_y = \sum_{i=1}^{n}\left[\frac{Q_i}{4naH}\left(\frac{N_{y1}}{D_1}+\frac{N_{y2}}{D_2}\right)\right]$$

dove: n = numero dei pozzi;
Q_i = portata del pozzo i-esimo, presa con il segno – se il pozzo è emungente, con il segno + se è iniettante;
a = larghezza dell'area (lungo l'asse Y);
H = spessore dell'acquifero;
v_{0x} = velocità iniziale della particella lungo l'asse X;
N_x = senh[π(x - x_i) / a];
senh = seno iperbolico;

x = ascissa della particella;
x_i = ascissa del pozzo i-esimo;
$D_1 = \cosh[\pi(x - x_i) / a] - \cos[\pi(y - y_i) / a]$;
cosh = coseno iperbolico;
y = ordinata della particella;
y_i = ordinata del pozzo i-esimo;
$D_2 = \cosh[\pi(x - x_i) / a] - \cos[\pi(y + y_i) / a]$;
$N_{y1} = \mathrm{sen}[\pi(y - y_i) / a]$;
$N_{y2} = \mathrm{sen}[\pi(y + y_i) / a]$;

1.4.2 Calcolo delle traiettorie delle particelle di un inquinante.

L'effetto della somma dei fenomeni di dispersione e di adsorbimento dell'inquinante nel mezzo poroso può essere introdotto nel calcolo attraverso una procedura numerica detta del *cammino casuale* (random walk) (Feller, 1966).
In pratica si divide la durata complessiva della simulazione in una serie di passi temporali di uguale lunghezza e si suppone che la posizione nel piano XY della particella inquinante, in un dato istante, sia fornita dalla somma di due componenti, una deterministica e una probabilistica. La prima è data da:

$$a_x = \frac{v_x \Delta t}{R}\ ,\ a_y = \frac{v_y \Delta t}{R}$$

dove v_x e v_y sono le velocità del fluido ricavate con le relazioni di Bear e Verruijt (1987) e R è il *fattore di ritardo*, che viene introdotto per tener conto del fenomeno dell'adsorbimento. Il parametro R può assumere solo valori maggiori o uguali a 1e comporta, di fatto, un rallentamento nel moto della particella inquinante. Porre R uguale a 1 significa, quindi, trascurare l'effetto dell'adsorbimento.
La seconda componente del moto viene introdotta per tenere in considerazione l'effetto della dispersione dell'inquinante. Si ipotizza che tale fenomeno porti la particella a collocarsi in maniera random, secondo una funzione di distribuzione della probabilità di tipo gaussiano, in una posizione compresa fra i due seguenti limiti:

$$b_x = \pm\sqrt{6 a_l a_x R} \text{ e } b_y = \pm\sqrt{6 a_t a_y R}$$

IPK ver.3 – PROGRAM GEO

1.5 Prove di permeabilità.

1.5.1 Introduzione

Nei materiali sciolti, permeabili per porosità, nei quali è verificata la legge di Darcy, la permeabilità si esprime attraverso il coefficiente di permeabilità k che ha le dimensioni di cm/s o m/s. Nelle rocce, permeabili per fessurazione, nelle quali non è valida la legge di Darcy, la permeabilità si indica attraverso il valore degli assorbimenti d’acqua misurati in fori di sonda, espressi in litri assorbiti per ogni metro di lunghezza di foro, e della pressione usata nella prova. Talvolta il coefficiente k è usato per definire la permeabilità degli ammassi rocciosi, ma assume in questo caso un significato orientativo.
La scelta del metodo di prova va effettuata in funzione del tipo di terreno e della precisione desiderata.
L’attendibilità delle prove, come suggerito dall’AGI nelle “*Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche*” (giugno 1977), può essere migliorata adottando i seguenti accorgimenti:

- conoscenza della distribuzione delle pressioni neutre nel terreno prima della prova;
- conoscenza esatta , per quanto possibile, del profilo stratigrafico;
- realizzazione con la prova di condizioni di moto laminare in regime permanente;
- adozione in tutte le prove che comportano immissione d’acqua nel terreno, di acqua limpida.

1.5.2 Prove in pozzetto.

Le prove in pozzetto sono adatte soprattutto per terreni granulari e forniscono una valutazione della permeabilità dei terreni superficiali al di sopra del livello di falda.

Vengono eseguite in pozzetti cilindrici o a base quadrata con pareti verticali o inclinate.
Si dividono in:

- prove a carico costante, effettuate cioè riempiendo d'acqua il pozzetto e misurando la portata necessaria per mantenere costante il livello;
- prove a carico variabile, effettuate misurando la velocità di abbassamento in funzione del tempo.

Le condizioni necessarie perchè le prove siano significative sono le seguenti:

- il terreno deve essere saturato preventivamente in modo da stabilire un regime di flusso permanente;
- la profondità del pozzetto deve essere pari a circa 1/7 dell'altezza del fondo dal livello di falda;
- il diametro (o il lato di base) del pozzetto deve essere almeno 10 - 15 volte il diametro massimo dei granuli del terreno;
- il terreno sia omogeneo, isotropo e con coefficiente di permeabilità $k > 10^{-6}$m/s

A) Pozzetto circolare.

Il coefficiente di permeabilità k viene calcolato con le seguenti relazioni:

a) Prove a carico costante:

$$k = \frac{q}{\pi d h_m}$$

con
q = portata assorbita a livello costante;
h_m = altezza dell'acqua nel pozzetto (h_m > d/4);
d = diametro del pozzetto.

b) Prove a carico variabile:

$$k = \frac{d(h_2 - h_1)}{32(t_2 - t_1)h_m}$$

con
h_m = altezza media dell'acqua nel pozzetto (h_m > d/4);
d = diametro del pozzetto;
t_2-t_1 = intervallo di tempo;
h_2-h_1 = variazione di livello dell'acqua nell'intervallo t_2-t_1 .

B) Pozzetto quadrato.

Il coefficiente di permeabilità k viene calcolato con le seguenti relazioni:

a) Prove a carico costante:

$$k = \frac{q}{b^2\left(27\frac{h}{b} + 3\right)}$$

con
q = portata assorbita a livello costante;
h = altezza dell'acqua nel pozzetto (h > d/4);
b = lato della base del pozzetto.

b) Prove a carico variabile:

$$k = \frac{h_2 - h_1}{t_2 - t_1} \frac{1 + \left(2\frac{h_m}{b}\right)}{\left(27\frac{h_m}{b} + 3\right)}$$

con
h_m = altezza media dell'acqua nel pozzetto (h_m > d/4);

b = lato della base del pozzetto.
t_2-t_1 = intervallo di tempo;
h_2-h_1 = variazione di livello dell’acqua nell’intervallo t_2-t_1 .

1.5.3 Prove in foro di sondaggio

Le prove in foro di sondaggio permettono di determinare la permeabilità di terreni al di sopra o al di sotto del livello di falda. Possono essere eseguite durante la trivellazione del foro a diverse profondità oppure alla fine della trivellazione sul solo tratto terminale.

Per l'esecuzione delle prove è necessario che:

- le pareti della perforazione siano rivestite con una tubazione per tutto il tratto del sondaggio non interessato dalla prova;
- nel caso di terreni che tendono a franare o a rifluire, il tratto di prova deve essere riempito con materiale filtrante di granulometria adatta ed isolato mediante un tampone impermeabile.

Le prove si dividono in prove a carico costante o a carico variabile.

A) Prove a carico costante.

Le prove a carico costante si eseguono misurando la portata necessaria per mantenere costante il livello dell'acqua nel foro, in condizioni di regime costante. Si possono eseguire anche nel terreno al di sopra del livello di falda; in questo caso è necessario saturare preventivamente il terreno in modo da stabilire un regime di flusso permanente.

1)Raccomandazioni A.G.I. (1977)

Il coefficiente di permeabilità è dato dalla:

$$k = \frac{q}{mh}$$

con

q = portata immessa;

h = livello dell'acqua in foro;
m = coefficiente di forma = 2,85D
con D= diametro del foro
(N.B.: per prove sopra il livello di falda, h è misurato rispetto alla base del foro).

2) Hvorslev (1951) Wilkinson (1968)

Il coefficiente di permeabilità è sempre dato dalla:

$$k = \frac{q}{mh}$$

in questo caso però il coefficiente m assume valori differenti, in funzione delle condizioni di filtrazione, secondo la tabella:

Condizioni	Coefficiente
Filtro sferico in terreno uniforme	$2\pi D$
Filtro emisferico al confine con uno strato confinato	πD
Fondo filtrante piano al confine con uno strato confinato	$2D$
Fondo filtrante piano in terreno uniforme	$2{,}75D$
Tubo parzialmente riempito al confine con uno strato confinato	$\dfrac{2D}{1+\dfrac{8LK_h}{\pi DK_v}}$
Tubo parzialmente riempito in terreno uniforme	$\dfrac{2{,}75D}{1+\dfrac{11LK_h}{\pi DK_v}}$
Filtro cilindrico al confine con uno strato confinato	$\dfrac{3\pi L}{\ln\left[\dfrac{3L}{D}+\sqrt{1+\left(\dfrac{3L}{D}\right)^2}\right]}$

Filtro cilindrico in terreno uniforme	$\frac{3\pi L}{\ln\left[\frac{1.5L}{D}+\sqrt{1+\left(\frac{1.5L}{D}\right)^2}\right]}$

Dove:
L= Lunghezza del tratto filtrante;
K_h= Permeabilità orizzontale del terreno;
K_v= Permeabilità verticale del terreno.

Nel caso non sia noto, il rapporto K_h/K_v può essere inserito in prima approssimazione uguale a 10.

3) Zagar (1953)

3a) Terreno saturo

Si applica sempre la relazione:

$$k = \frac{q}{mh}$$

in questo caso però il coefficiente m assume i seguenti valori:

$m = 5{,}7r$ se il foro è aperto solo sul fondo;

$$m = \frac{4\pi r\sqrt{\left(\frac{L}{2r}\right)^2 - 1}}{\ln\left[\frac{L}{2r}+\sqrt{\left(\frac{L}{2r}\right)^2 - 1}\right]}$$ Se il foro è aperto anche lateralmente

con r=raggio del foro e L=lunghezza del tratto filtrante.

3b) Terreno non saturo

Nel caso in cui il livello dell’acqua nel foro di prova sia ad una quota superiore rispetto al livello della falda, la relazione vista in precedenza non è più applicabile.

Definiti H_u la differenza di quota fra il livello dell'acqua nel foro e il livello della falda e r' il rapporto fra il raggio del foro e l'area della superficie filtrante, si calcola il parametro Y secondo la relazione:

$$Y = -1{,}0556 + 0{,}035\frac{100h}{H_u}$$

dove h è l'altezza media dell'acqua nel foro rispetto al fondo del foro stesso. Nel caso risulti $Log_{10}(Hu/L)>Y$, dove L è la lunghezza del tratto filtrante, per il calcolo di K si applica la relazione:

$$k = \frac{q}{Cr'h}$$

dove C è fattore ricavabile dalla formula:

$$C = C1 + (C2 - C1)Log_{10}\frac{100L}{h}$$

$$C1 = 60{,}96 + 0{,}152\frac{h}{r}$$

$$C2 = 104{,}58 + 0{,}822\frac{h}{r}$$

Nel caso invece in cui sia $Log_{10}(Hu/L) \leq Y$ si applica la relazione:

$$k = \frac{q}{\left(C + 4\frac{r}{r'}\right)r'(H_u + h - L)}$$

dove $C = 6{,}247 + 0{,}797\frac{L}{r}$

Si tenga presente che la procedura è in questo caso applicabile solo se sono verificate le condizioni h>5L e L>10r'.

B) Prove a carico variabile.

Le prove a carico variabile al di sotto del livello di falda si dividono in *Prove di risalita* e *Prove di abbassamento*. Le prove di risalita si eseguono abbassando il livello dell'acqua nel foro di un'altezza nota e misurando la velocità di risalita del livello. Le prove di abbassamento si eseguono riempiendo il foro d'acqua per un'altezza nota e misurando la velocità di abbassamento del livello. Le prove di abbassamento possono essere eseguite anche nel terreno al di sopra del livello di falda; in questo caso il terreno deve essere preventivamente saturato.

1)Raccomandazioni A.G.I. (1977)

Per le prove a carico variabile il coefficiente di permeabilità è dato dalla:

$$k = \frac{A}{C_L(t_2 - t_1)} \ln \frac{h_1}{h_2}$$

con

A = area di base del foro di sondaggio;
h_1 e h_2 = altezza dei livelli d'acqua nel foro rispetto al livello della falda indisturbata o al fondo del foro stesso agli istanti t_1 e t_2;
t_1 e t_2 = tempi ai quali si misurano h_1 e h_2;
C_L = coefficiente di forma dipendente dell'area del foro di sondaggio e dalla lunghezza del tratto di foro scoperto.

Per il coefficiente C_L sono suggeriti i seguenti valori:

$L >> d$ $C_L = L$
$L \leq d$ $C_L = 2\pi d + L$

dove L è la lunghezza del tratto di foro scoperto e d il diametro del foro.

4) Hvorslev (1951) Wilkinson (1968)

Il coefficiente di permeabilità è sempre dato dalla:

$$k = \frac{A}{C_L(t_2 - t_1)} \ln \frac{h_1}{h_2}$$

in questo caso però il coefficiente C_L assume valori differenti, in funzione delle condizioni di filtrazione, secondo la tabella:

Condizioni	Coefficiente
Filtro sferico in terreno uniforme	$2\pi D$
Filtro emisferico al confine con uno strato confinato	πD
Fondo filtrante piano al confine con uno strato confinato	$2D$
Fondo filtrante piano in terreno uniforme	$2{,}75D$
Tubo parzialmente riempito al confine con uno strato confinato	$\dfrac{2D}{1 + \dfrac{8LK_h}{\pi D K_v}}$
Tubo parzialmente riempito in terreno uniforme	$\dfrac{2{,}75D}{1 + \dfrac{11LK_h}{\pi D K_v}}$
Filtro cilindrico al confine con uno strato confinato	$\dfrac{3\pi L}{\ln\left[\dfrac{3L}{D} + \sqrt{1 + \left(\dfrac{3L}{D}\right)^2}\right]}$
Filtro cilindrico in terreno uniforme	$\dfrac{3\pi L}{\ln\left[\dfrac{1.5L}{D} + \sqrt{1 + \left(\dfrac{1.5L}{D}\right)^2}\right]}$

Dove:

L= Lunghezza del tratto filtrante;
K_h= Permeabilità orizzontale del terreno;
K_v= Permeabilità verticale del terreno.

Nel caso non sia noto, il rapporto K_h/K_v può essere inserito in prima approssimazione uguale a 10.

5) Zagar (1953)

Si applica la relazione:

$$k = \frac{\pi r^2}{m} \frac{\left(\frac{h_2 - h_1}{t_2 - t_1} \right)}{h_m}$$

dove r è il raggio del foro e h_m la profondità media dell'acqua nel foro.
Il coefficiente m assume i seguenti valori:

$m = 5{,}7r$ se il foro è aperto solo sul fondo;

$$m = \frac{4\pi r \sqrt{\left(\frac{L}{2r} \right)^2 - 1}}{\ln\left[\frac{L}{2r} + \sqrt{\left(\frac{L}{2r} \right)^2 - 1} \right]}$$ Se il foro è aperto anche lateralmente

con r=raggio del foro e L=lunghezza del tratto filtrante.

1.5.4 Prove Lugeon.

Le prove Lugeon permettono di calcolare la permeabilità o valutare la fratturazione degli ammassi rocciosi. Vengono eseguite immettendo, in fori di sondaggio, acqua sotto pressione. Nei fori di sondaggio viene calato un tubo per l'adduzione dell'acqua con due otturatori che consentono di isolare il tratto di foro in cui si vuole effettuare la prova. Durante ogni prova vengono misurate: la pressione di iniezione, la portata immessa e il tempo di durata della prova dopo aver raggiunto le condizioni di regime. Le prove vengono eseguite per almeno 5 valori della pressione di iniezione, ciascuno mantenuto costante per 10, 20 minuti. Si possono eseguire prove in

avanzamento, interrompendo la trivellazione ogni 2 - 5 metri, oppure in risalita quando la trivellazione è terminata.
La pressione nel tratto di foro in cui viene eseguita la prova è data dalla:

$$P_e = P_m + \gamma_w \left(H - H_p\right)$$

con
P_m = pressione letta al manometro;
H = altezza della colonna d'acqua;
H_p = perdite di carico in altezza d'acqua
γ_w = peso specifico dell'acqua

Per un mezzo omogeneo ed uniforme, in presenza di un moto laminare attorno al foro, il coefficiente di permeabilità è dato dalla:

$$k = \frac{q\gamma_w}{CP_e}$$

con
q = portata assorbita;
P_e = pressione nel tratto di foro;

C = coefficiente di forma = $2\pi D \dfrac{\sqrt{\left[\left(\frac{L}{D}\right)^2 - 1\right]}}{\ln\left[\frac{L}{D} + \sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 - 1}\right]}$

dove :
D = diametro del tratto di foro di prova;
L = lunghezza del tratto di foro di prova

La permeabilità di un ammasso roccioso può essere valutata indirettamente dalla *unità di assorbimento Lugeon* (U.L.). L' U.L. rappresenta la portata d'acqua in litri al minuto assorbita da un tratto

di foro di lunghezza 1 m, alla pressione di 10 kg/cmq e vale circa 10^{-7} m/s. Il valore di U.L. indicativo della prova si ricava dal diagramma assorbimenti-pressione, grafico che ha in ascissa l'assorbimento espresso in litri al minuto per metro di foro e in ordinata la pressione effettiva. Di seguito vengono elencati i casi possibili:
a)Moto di filtrazione laminare.

In questo caso i valori di UL misurati alle varie pressioni risultano all'incirca uguali. Come valore di UL si considera la media dei valori.

b)Moto di filtrazione turbolento.

Il valore di UL calcolato per la massima pressione risulta il più basso di tutta la serie e viene assunto come valore indicativo della prova.

c)Fenomeni di dilatazione delle fessure.

In questo caso si nota un netto aumento del valore di UL alla massima pressione, mentre i valori misurati alle pressioni intermedie sono all'incirca uguali. Si assume come UL indicativo il valore medio delle UL alle pressioni basse e intermedie.

d)Fenomeni di dilavamento delle fessure.

Si osserva un aumento progressivo delle UL per tutta la durata della prova. Come UL rappresentativo si considera quello finale, che sarà anche quello maggiore di tutta la serie.

e)Fenomeni d'intasamento delle fessure.

Si ha nel corso della prova una progressiva diminuzione dei valori di UL. Si assume come valore di UL indicativo quello finale, che sarà anche il più basso della serie.

1.5.5 Stima della permeabilità da analisi granulometriche.

Esistono in letteratura numerose correlazioni empiriche che permettono di stimare la permeabilità di un mezzo poroso, passando attraverso l'analisi della curva granulometrica. Pur non potendo sostituire le determinazioni in sito, tali formule possono essere utili per una prima determinazione di k in terreni sabbiosi. Di seguito vengono elencate e descritte le dieci relazioni più usate, indicando per ognuna di essa il campo di applicabilità. Tutte, per semplicità, vengono espresse nella forma:

$$K(m/s) = \frac{g}{v} C\phi(n) d_e^{\ 2}$$

dove:

g =accelerazione di gravità=9,81 (m/s^2);

v =coefficiente di viscosità dell'acqua, variabile in funzione della temperatura, secondo la seguente tabella:

T (°C)	0	5	10	15	20	30	50
V (mq/s)	1,78 10^{-6}	1,52 10^{-6}	1,31 10^{-6}	1,14 10^{-6}	1,01 10^{-6}	0,81 10^{-6}	0,55 10^{-6}

C = costante;

ϕ(n) = funzione della porosità del terreno;

d_e = diametro efficace dei granuli.

Le formule presentate differiscono fra loro per i diversi valori adottati delle grandezze C, ϕ(n) e d_e.
Si ricorda infine che la porosità del terreno può essere stimata in prima approssimazione attraverso la relazione empirica:

$$n = 0,255\left(1 + 0,83^{\eta}\right)$$

dove η= d_{60}/d_{10} è il coefficiente di uniformità del terreno.

1) Formula di Hazen.

Nella formula di Hazen le grandezze da introdurre nella relazione di calcolo di K assumono i seguenti valori:

C =$6\ 10^{-4}$
$\phi(n)$ =$\left[1+10(n-0,26)\right]$
d_e =d_{10}

La formula è applicabile nelle seguenti condizioni:
0,1 mm < d_e < 3 mm e η<5.

2) Formula di Slichter.

Nella formula di Slichter le grandezze da introdurre nella relazione di calcolo di K assumono i seguenti valori:

C =$1\ 10^{-2}$
$\phi(n)$ =$n^{3,287}$
d_e =d_{10}

La formula è applicabile nel caso di sabbie grossolane.
0,01 mm < d_e < 5 mm.

3) Formula di Terzaghi.

Nella formula di Terzaghi le grandezze da introdurre nella relazione di calcolo di K assumono i seguenti valori:

C =$10,7\ 10^{-3}$ per sabbia con granuli arrotondati e $6,1\ 10^{-3}$ per sabbia con granuli a spigoli vivi
$\phi(n)$ =$\left(\frac{n-0,13}{\sqrt[3]{1-n}}\right)^2$
d_e =d_{10}

La formula è applicabile nel caso di sabbie grossolane.

4) Formula di Beyer.

Nella formula di Beyer le grandezze da introdurre nella relazione di calcolo di K assumono i seguenti valori:

C $=6\ 10^{-4} \mathrm{Log}_{10}(500/\eta)$
$\phi(n)$ $=1$
d_e $=d_{10}$

La formula è applicabile nelle seguenti condizioni:
$0{,}06\ mm < d_e < 0{,}6\ mm$ e $1<\eta<20$.

5) Formula di Sauerbrei.

Nella formula di Sauerbrei le grandezze da introdurre nella relazione di calcolo di K assumono i seguenti valori:

C $=3{,}75\ 10^{-3}$
$\phi(n)$ $=\dfrac{n^3}{(1-n)^2}$
d_e $=d_{17}$

La formula è applicabile nel caso di sabbie e argille sabbiose con $d_e < 0{,}5$ mm.

6) Formula di Krueger.

Nella formula di Krueger le grandezze da introdurre nella relazione di calcolo di K assumono i seguenti valori:

C $=4{,}35\ 10^{-5}$
$\phi(n)$ $=\dfrac{n}{(1-n)^2}$
$1/d_e$ $=\sum \Delta g_i \dfrac{2}{d_i^g + d_i^d}$ dove Δg_i è la frazione di peso del campione compresa fra il diametro maggiore e minore (d_i^g e d_i^d) dei granuli del passante i-esimo

La formula è applicabile nel caso di sabbie medie con η>5.

7) Formula di Kozeny.

Nella formula di Kozeny le grandezze da introdurre nella relazione di calcolo di K assumono i seguenti valori:

C =8,3 10^{-3}

ϕ(n) $= \frac{n^3}{(1-n)^2}$

1/d_e $= \frac{3}{2}\frac{\Delta g_i}{d_i} + \sum \Delta g_i \frac{d_i^g + d_i^d}{2 d_i^g d_i^d}$ dove Δg_i è la frazione di peso del campione compresa fra il diametro maggiore e minore (d_i^g e d_i^d) dei granuli del passante i-esimo

La formula è applicabile nel caso di sabbie grossolane.

8) Formula di Zunker.

Nella formula di Zunker le grandezze da introdurre nella relazione di calcolo di K assumono i seguenti valori:

C =2,4 10^{-3} per sabbie uniformi con granuli arrotondati
=1,4 10^{-3} per sabbie grossolane con granuli arrotondati
=1,2 10^{-3} per sabbie eterogenee
=0,7 10^{-3} per sabbie eterogenee, argillose con granuli a spigoli vivi
in alternativa si può inserire un valore medio di 1,55 10^{-3}

ϕ(n) $= \left(\frac{n}{1-n}\right)^2$

1/d_e $= \frac{3}{2}\frac{\Delta g_i}{d_i} + \sum \Delta g_i \frac{d_i^g - d_i^d}{d_i^g d_i^d \left(\ln d_i^g - \ln d_i^d\right)}$ dove Δg_i è la frazione di peso del campione compresa fra il diametro maggiore e minore (d_i^g e d_i^d) dei granuli del passante i-esimo

La formula è applicabile nel caso di sabbie da fini a grossolane.

9) Formula di Zamarin.

Nella formula di Zamarin le grandezze da introdurre nella relazione di calcolo di K assumono i seguenti valori:

C =8,3 10^{-3}

$\phi(n)$ $= \frac{n^3}{(1-n)^2}(1{,}275 - 1{,}5n)^2$

$1/d_e$ $= \frac{3}{2}\frac{\Delta g_i}{d_i} + \sum \Delta g_i \frac{\ln d_i^g - \ln d_i^d}{d_i^g - d_i^d}$ dove Δg_i è la frazione di peso del campione compresa fra il diametro maggiore e minore (d_i^g e d_i^d) dei granuli del passante i-esimo

La formula è applicabile nel caso di sabbie grossolane.

10) Formula USBR.

Nella formula USBR le grandezze da introdurre nella relazione di calcolo di K assumono i seguenti valori:

C =4,8 10^{-4} $d_{20}^{0,3}$

$\phi(n)$ =1

d_e $=d_{20}$

La formula è applicabile nel caso di sabbie medie con $\eta < 5$.

1.6 Stima del tasso d'infiltrazione potenziale e reale.

Con il termine tasso d'infiltrazione potenziale (f) s'intende la quantità massima di acqua superficiale che può infiltrarsi nel terreno, posto che tale quantità sia disponbile. Il tasso d'infiltrazione reale potrà quindi essere inferiore a quello potenziale nell'ipotesi in cui la quantità d'acqua presente in superficie, dovuta, per esempio, ad una precipitazione piovosa, non sia sufficiente. Non potrà in ogni caso essere superiore.

Il tasso d'infiltrazione potenziale dipende essenzialmente dalla permeabilità del terreno e dal grado di saturazione iniziale dello stesso. Maggiore è la permeabilità, maggiore è il tasso potenziale di infiltrazione. Maggiore è il grado di saturazione, minore è il tasso potenziale di infiltrazione. Il valore di f può variare da diverse decine di mm all'ora in terreni molto permeabili e asciutti fino a meno di un mm all'ora per terreni poco permeabili e saturi.

Un modello per la stima di f molto usato nella pratica è quello di Green e Ampt. Si immagina che il fronte di saturazione si sposti verso il basso nel tempo, dividendo in maniera netta il volume di terreno già saturato, in cui il contenuto di umidità è quindi uguale alla porosità (η), da quello, più profondo, non ancora raggiunto, in cui il contenuto di umidità è uguale a quello iniziale (θ).

Ad un determinato tempo t dopo l'inizio del processo d'infiltrazione, l'infiltrazione cumulata F, cioè la quantità d'acqua che si è infiltrata fino a quel momento, può essere espressa con la seguente relazione:

$$F(t)(mm) = Kt + \psi\Delta\theta \ln\left(1 + \frac{F(t)}{\psi\Delta\theta}\right)$$

dove:

K(m/h)	= permeabilità verticale del terreno, che può essere posta, in prima approssimazione uguale alla metà di quella orizzontale;
t(h)	= tempo di calcolo dall'inizio del processo d'infiltrazione;
ψ(mm)	= carico di suzione;
$\Delta\theta$	= η-θ;

Poiché la grandezza F compare in ambedue i membri dell’equazione, la soluzione va cercata con un procedimento iterativo, imponendo un primo valore di F nel secondo membro, calcolando il nuovo valore di F, risolvendo l’equazione, e sostituendolo al secondo membro. Il calcolo andrà ripetuto fino a quando la differenza fra i valori di F nei due membri sia sotto un valore minimo prestabilito (per esempio 0,001).
Il parametro di più difficile determinazione è il carico di suzione, che può essere definito come l’altezza di risalita dell’acqua in un terreno non saturo per via delle tensioni capillari. In linea di massima è inversamente proporzionale alla permeabilità del terreno e assume valori che possono andare da 5, 6 cm per sabbie medie fino a più di 30 cm nelle argille.
Stimata l’infiltrazione cumulata, il tasso d’infiltrazione potenziale è ricavabile dalla relazione:

$$f(t)(mm/h) = K\frac{F(t)+\psi\Delta\theta}{F(t)}$$