

SOCIETÀ
DEGLI INGEGNERI E DEGLI ARCHITETTI
IN TORINO

ATTI E RASSEGNA TECNICA

Anno 125

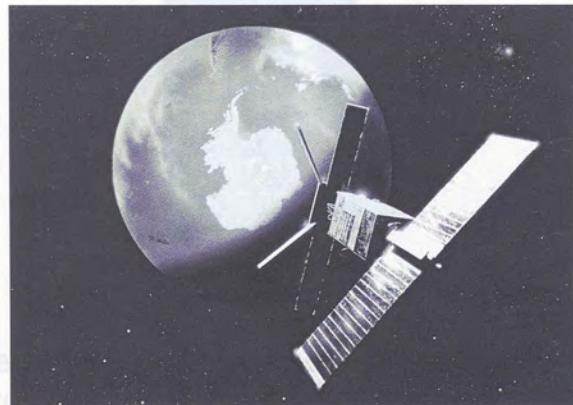
XLVI-8-9
NUOVA SERIE

AGOSTO
SETTEMBRE 1992

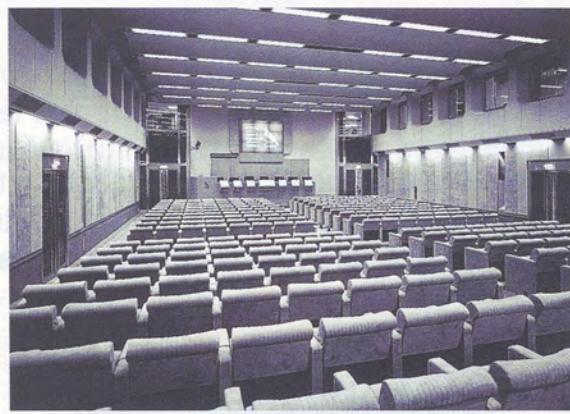
SOMMARIO:

RASSEGNA TECNICA

E. PASQUALINI, M. MANASSERO, *Aspetti geotecnici nella progettazione delle discariche controllate* —
M. MANASSERO, *Metodologie di intervento nei terreni inquinati (Il contributo della geotecnica)*.



C'È SPAZIO



E SPAZIO

A Torino Incontra lo spazio è un mezzo rapido ed efficace per comunicare, grazie ad un sistema di tele-videoconferenza via satellite in grado di collegare, in tempo reale, il Centro Congressi con il mondo intero.

A Torino Incontra lo spazio è una struttura funzionale ed accogliente, grazie a 4 sale da 350, 170, 100 e 52 posti per meeting e conferenze, una sala stampa attrezzata e tre salette commissioni.

A Torino Incontra lo spazio è tecnologia avanzata, grazie alla reception computerizzata, podio oratori dotato di sistema audiovisivo integrato, TV a circuito chiuso e schermi vidiwall a retroproiezione.

A Torino Incontra lo spazio è una dimensione nuova in cui le distanze si annullano e le possibilità di comunicare si moltiplicano, con attrezzature d'avanguardia e servizi di assoluta efficienza.



Torino Incontra

Centro Congressi della C.C.I.A.A. di Torino

TORINO INCONTRA • Via Nino Costa, 8 • 10123 Torino • Tel. (011) 5617300 (8 linee ric. aut.) • Telex 221247 CCTO I • Telefax (011) 5617039



Per soddisfare quanti desiderano mettersi in proprio la Camera di commercio di Torino ha ritenuto opportuno dare vita ad un "Servizio Nuove Imprese".

Il Servizio è organizzato secondo tre linee d'attività:

INFORMAZIONI

finalizzate all'analisi di determinate questioni burocratiche e tecniche (es. adempimenti di inizio attività, accesso al credito agevolato, costituzione di società, ecc.) oppure un orientamento sulle prospettive di crescita dell'economia locale.

FORMAZIONE

mediante corsi mirati su selezionate tematiche operative, di interesse generale per nuovi e aspiranti imprenditori, volti a fornire in maniera concreta le conoscenze indispensabili per affrontare con successo il mercato.

CONSULENZE

rivolte ad imprenditori per affrontare e risolvere problemi specifici (gestionali, finanziari, fiscali, giuridici, di mercato) tramite colloqui con qualificati esperti e consulenti aziendali.

Il Servizio Nuove Imprese è inoltre terminale di BIC Piemonte per coloro che intendono avviare e sviluppare un'idea imprenditoriale altamente innovativa avvalendosi di una specifica assistenza nei primi anni di attività.

Per maggiori informazioni rivolgersi a:
Reparto Promozione - Servizio Nuove Imprese
Via San Francesco da Paola 24 - Torino
Tel. 011/5716382 - Fax 011/5716516



CAMERA DI COMMERCIO
INDUSTRIA ARTIGIANATO E AGRICOLTURA
DI TORINO



Laboratorio Chimico Camera Commercio Torino

Con le attrezzature più avanzate e ricercatori e tecnici di assoluta professionalità effettua un'estesa gamma di analisi chimiche e microbiologiche, certificazioni, ricerche e consulenze per **agricoltori, aziende industriali e artigianali, commercianti e consumatori** nei settori:

ALIMENTARE

- Alimenti
- Bevande
- Residui di fitofarmaci
- Contenitori per alimenti

AGRICOLO

- Terreno
- Concimi
- Mangimi
- Cereali
- Antiparassitari

INDUSTRIALE

- Materie plastiche
- Pitture e vernici
- Metalli e leghe
- Sostanze ind. varie
- Prove di corrosione

ECOLOGICO

- Acque
- Fanghi
- Rifiuti industriali
- Emissioni atmosf.
- Ambiente

INOLTRE IL LABORATORIO CHIMICO OFFRE I TRE SEGUENTI SERVIZI SPECIALISTICI:

SERVIZIO ENERGIA AMBIENTE-SEA

SEA fornisce la consulenza alle **aziende industriali e artigiane**, proponendo una serie di iniziative che garantiscono l'esame dei problemi ambientali e l'individuazione di adeguamenti e bonifiche. In particolare:

- Consulenza gratuita su aspetti di carattere giuridico, amministrativo, tecnico riguardanti scarichi idrici, uso del suolo, rifiuti, rumore, emissioni in atmosfera, valutazione impatto ambientale, rischi di incidenti, utilizzo di materie prime di recupero, approvvigionamenti idrici, fornitura gas ed energia elettrica.
- Interventi polispecialistici ai fini di antquinamento e tecnologie pulite.
- Assistenza per procedure autorizzative, stesura e presentazione piani adeguamento.
- Check-up di impianti e macchinari ai fini della rispondenza alle normative vigenti.
- Assistenza alla direzione dell'azienda anche nei rapporti con gli enti pubblici e di controllo.
- Corsi in azienda di sensibilizzazione e addestramento, programmi di formazione di tecnici ambientali.

SEA- SERVIZIO ENERGIA AMBIENTE
10123 Torino - Via Pomba 23
Tel. 011-5716350/1/2 Fax 011-5716519

SERVIZIO SICUREZZA E AMBIENTE DI LAVORO

Il servizio sicurezza e ambiente di lavoro svolge opera di consulenza nei confronti delle **aziende artigiane e delle piccole e medie imprese** di tutti i settori merceologici, nel campo della prevenzione infortuni ed igiene del lavoro.

Vengono affrontate le problematiche connesse con la sicurezza, gli impianti elettrici, la prevenzione incendi, i rischi da esposizione di sostanze pericolose nell'ambiente di lavoro.

Attenzione particolare viene prestata alle recenti normative sui rischi da piombo, amianto e rumore (D. Lgs. n° 277/91) e sulla sicurezza degli impianti (L. n° 46/90).

Nel caso del D. Lgs. n° 277/91, oltre alle misurazioni strumentali, il Laboratorio provvede anche al calcolo dei livelli di esposizione degli addetti e all'impostazione degli adempimenti burocratici successivi.

SERVIZIO SICUREZZA E AMBIENTE DI LAVORO
10127 Torino - Via Ventimiglia 165
Tel. 011-6965454/5 Fax 011-6965456

SERVIZIO GARANZIA QUALITÀ ALIMENTARE

È rivolto a tutte le aziende della **grande distribuzione degli alimenti** - ipermercati e ristorazione collettiva.

Controllare la qualità degli alimenti, evitare che l'immagine del distributore sia compromessa da qualche fattore, anche casuale, di rischio: il Laboratorio Chimico risponde a queste esigenze con il servizio Garanzia - Qualità Alimentare.

Basandosi sui criteri dell'autocontrollo, il servizio assume valore preventivo e rappresenta il metodo più adottato in Europa per minimizzare i rischi legati alla produzione e al commercio degli alimenti.

Per ogni azienda un sistema specifico: rilevazioni sofisticate e frequenti, analisi impedometriche per ottenere indicazioni entro le 24 ore soprattutto per i casi di rischio grave, valutazioni-consumatore, monitoraggio dei locali di produzione e di vendita.

SERVIZIO GARANZIA QUALITÀ ALIMENTARE
10127 Torino - Via Ventimiglia 165
Tel. 011-6965454/5 Fax 011-6965456



EUROSPORTELLO



EUROSPORTELLO è un servizio sorto su iniziativa della Comunità Europea con l'obiettivo di assistere le piccole e medie imprese nella sfida della realizzazione del Mercato Unico Europeo.

La Camera di commercio di Torino, in collaborazione con

e **SANPAOLO**
ISTITUTO BANCARIO
SAN PAOLO DI TORINO

, è stata ufficialmente ammessa dalla Comunità Europea

BANCA CRT

Cassa di Risparmio di Torino

nella rete degli oltre 200 "Euro Info Centres" presenti nei 12 Paesi C.E.E.

I SERVIZI DELL'EUROSPORTELLO DELLA CAMERA DI COMMERCIO DI TORINO

Come si pagherà l'IVA negli scambi tra Paesi C.E.E. a partire dall'1.1.1993? Esistono norme comunitarie relative alla sicurezza dei giocattoli? E se esistono, come sono state recepite in Francia? La C.E.E. contribuisce a finanziare progetti di ricerca nel campo dell'energia? Quali sono i tipi di società in Spagna?

Come posso essere informato degli appalti pubblici indetti dalle amministrazioni dei Paesi membri della C.E.E.?

Questi sono solo degli esempi di domande a cui l'EUROSPORTELLO della Camera di commercio di Torino potrà rispondere, anche grazie alle banche dati C.E.E..

EUROSPORTELLO

Informa

su legislazione, finanziamenti, programmi comunitari e sulle disposizioni nazionali di attuazione.

Promuove

la cooperazione internazionale tra imprese grazie alla messaggeria elettronica, che consente lo scambio di profili di cooperazione con la rete degli Euro Info Centres.

Organizza

seminari e conferenze su temi comunitari, nonché azioni di divulgazione della propria attività (articoli su riviste, bollettini).

EUROSPORTELLO c/o Camera di commercio di Torino
Via San Francesco da Paola 24 - 10123 Torino - 1° piano
Tel. 011-57161 Fax 011-5716517



CAMERA DI COMMERCIO
INDUSTRIA ARTIGIANATO E AGRICOLTURA
DI TORINO

ATTI E RASSEGNA TECNICA

DELLA SOCIETÀ DEGLI INGEGNERI E DEGLI ARCHITETTI IN TORINO

RIVISTA FONDATA A TORINO NEL 1867

NUOVA SERIE - ANNO XLVI - Numero 8-9 - AGOSTO-SETTEMBRE 1992

SOMMARIO

RASSEGNA TECNICA

E. PASQUALINI, M. MANASSERO, <i>Aspetti geotecnici nella progettazione delle discariche controllate</i>	pag. 315
M. MANASSERO, <i>Metodologie di intervento nei terreni inquinati (Il contributo della geotecnica)</i>	» 337

Direttore: Marco Filippi

Vice-direttore: Elena Tamagno

Comitato di redazione: Liliana Bazzanella, Valentino Castellani, Rocco Curto, Giovanni Del Tin, Vittorio Jacomussi, Luigi Mazza, Gian Federico Micheletti, Vittorio Nascé, Angelo Pichierri, Mario Federico Roggero, Giorgio Santilli, Micaela Viglino.

Comitato di amministrazione: Pier Carlo Poma (presidente), Franco Mellano, Laura Riccetti, Riccardo Roscelli, Giorgio Rosental.

Segreteria di redazione: Tilde Evangelisti

Sede: Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino, Corso Massimo d'Azeglio 42, 10125 Torino, telefono 011 - 6508511

ISSN 0004-7287

Periodico inviato gratuitamente ai Soci della Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino.



Aspetti geotecnici nella progettazione delle discariche controllate

Per l'ANALISI DI UNA RIVISTA

Negli ultimi anni, sulla spinta di eventi anche drammatici, si è andata formando una nuova coscienza del rapporto tra l'uomo ed il territorio circostante, territorio che ha cessato di essere visto come semplice strumento di sfruttamento per divenire un valore da utilizzare consapevolmente, salvaguardare o risanare.

Tra le molteplici discipline che svolgono un ruolo fondamentale in questa nuova presa di coscienza del territorio, la Geotecnica ha certamente un ruolo primario essendo la disciplina a cui compete, fra l'altro, l'analisi della «interazione meccanica» tra il territorio e le attività umane, cioè gli insediamenti civili ed industriali.

Nel corso del XV Ciclo di Conferenze di Geotecnica di Torino, organizzato dalla Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino, in collaborazione con il Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Torino e con il patrocinio dell'Associazione Geotecnica Italiana, sono stati trattati alcuni dei molteplici campi di applicazione che la Geotecnica ha in questo contesto ed in particolare la stabilità del territorio, la progettazione, la costruzione ed il monitoraggio delle discariche controllate, la protezione delle risorse del sottosuolo ed il recupero delle aree inquinate.

Per la relativa novità dei temi, un maggiore spazio è stato dedicato agli aspetti geotecnici riguardanti le discariche controllate ed il recupero delle aree inquinate; gli argomenti sono stati sviluppati presentando inizialmente i temi a livello introduttivo e generale e successivamente trattando gli aspetti specifici dei diversi campi della progettazione geotecnica.

*Al ciclo di conferenze, svoltosi nel novembre 1991, hanno partecipato circa 300 rappresentanti del mondo universitario, professionale ed imprenditoriale, italiano e straniero, e con questo numero della rivista *Atti e Rassegna Tecnica* dedicato all'argomento si vuole fornire una testimonianza delle tematiche trattate nel corso della manifestazione.*

Aspetti geotecnici nella progettazione delle discariche controllate

Erio PASQUALINI (*), Mario MANASSERO (**)

«Perché dobbiamo costruire strutture per contenere rifiuti?» Questa è probabilmente la questione centrale sollevata dagli ambientalisti. La risposta a questa domanda è semplice: ce n'è bisogno, dal momento che la produzione di grandi quantità di rifiuti è una diretta conseguenza della vita urbana e del processo produttivo delle società a tecnologia avanzata (Oakley, 1987). Allo stato attuale, nonostante i progressi nella ricerca di tecniche alternative nel trattamento e smaltimento dei rifiuti (Carrier, 1991), è possibile affermare che continuerà ad esserci nei prossimi decenni richiesta di sistemi per il contenimento dei rifiuti. È anche compito dell'ingegnere geotecnico far sì che questi sistemi soddisfino i requisiti di sicurezza che la società civile giustamente pretende.

Questo lavoro e l'intera organizzazione del XV ciclo di Conferenze di Geotecnica di Torino, nel quale esso si inquadra, vogliono essere un contributo in questa direzione, divulgando e approfondendo aspetti tecnici ritenuti utili a tutti coloro che si apprestano ad operare nel settore.

Il presente lavoro si prefigge di fornire un quadro organico dei principali aspetti geotecnici da prendere in esame nel progetto, esecuzione e controllo degli impianti di smaltimento dei rifiuti per interramento, definiti più semplicemente discariche controllate. In particolare, la trattazione delle problematiche connesse con la realizzazione e il controllo delle barriere impermeabili di base delle discariche controllate è estendibile alle unità di contenimento realizzate con altre finalità, quali quelle, ad esempio, di accumulare materiale per il riciclo e il recupero di risorse.

Per la molteplicità e complessità dei temi, ci si è talvolta limitati ad una loro segnalazione e/o inquadramento nell'ambito dell'intera problematica in esame, rimandandone l'approfondimento alla lettura dei riferimenti citati. Peraltra la trattazione di dettaglio di alcuni temi è già fornita da altri relatori del presente ciclo di conferenze (Baldi e Pezzetti, 1991; Caramusco et al., 1991; Carrier, 1991; Cazzuffi e Giroud, 1991; Daniel, 1991; Di Molfetta, 1991; Jessberger e Kockel, 1991; Mitchell e Mitchell, 1991).

(*) Università degli Studi di Ancona, Facoltà di Ingegneria.

(**) I.G. Ingegneria Geotecnica S.r.l. Torino - Università degli Studi di Ancona, Facoltà di Ingegneria.

1. Introduzione

La finalità di un sistema di contenimento di rifiuti è quella di controllare ed impedire che nessuna sostanza dannosa raggiunga la biosfera e la idrosfera in quantità inaccettabili, definite nelle competenti normative nazionali.

Con riferimento all'aspetto più rilevante per l'ingegnere geotecnico, cioè la protezione delle risorse idriche sotterranee e di superficie, tale finalità è raggiunta realizzando con successo l'interruzione del ciclo idrologico naturale, secondo lo schema di fig. 1, nel quale sono rappresentati gli elementi essenziali di una discarica controllata. Essa si compone, in sintesi, di:

- una copertura finale a bassa permeabilità, che limiti il più possibile l'infiltrazione dell'acqua meteorica sulla massa dei rifiuti;
- un rivestimento di base a bassa permeabilità che impedisca e/o ritardi la fuoriuscita del percolato (fluido che si genera dopo che l'acqua infiltrata dalla copertura viene a contatto con i rifiuti);
- un sistema di raccolta e rimozione del percolato.

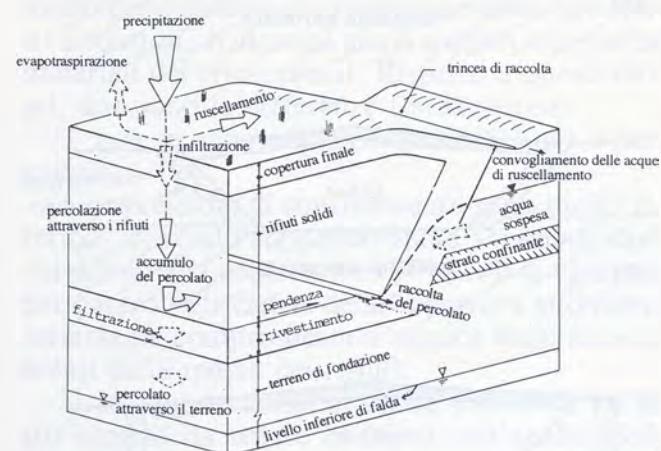


Fig. 1 - Ciclo idrologico relativo ad una discarica controllata.

Ne consegue che l'aspetto più rilevante è quello di fare in modo che la discarica sia dotata di sistemi di rivestimento a bassissima permeabilità, la cui efficienza sia garantita nel tempo.

2. Sintesi dei principali aspetti da considerare

Il progetto e la realizzazione delle discariche controllate comportano una serie di operazioni e di scelte, le più importanti delle quali sono commentate qui di seguito:

2.1 La prima fase del progetto è rappresentata dalla scelta del sito e dalla sua caratterizzazione geotecnica di dettaglio; le problematiche e le finalità di tali aspetti sono preciseate nei capitoli 3 e 4.

2.2 Noto il sito e definita la geometria ottimale della discarica (capitolo 5), la prima scelta fondamentale diventa:

- rivestimento naturale o rivestimento costruito?

2.3 La possibilità di utilizzare il terreno in sito come barriera idraulica (rivestimento naturale) dipende ovviamente dalle caratteristiche idrogeologiche e stratigrafiche del terreno. Tale scelta richiede una indagine geotecnica molto accurata per accettare le caratteristiche macrostrutturali degli strati argilosì destinati ad essere utilizzati come rivestimento. (Esempi di rivestimenti naturali, completi o parziali, sono illustrati nella fig. 2). È importante evidenziare che in alcuni Stati non sono consentiti contenitori di rifiuti che non abbiano rivestimenti realizzati artificialmente, indipendentemente dalle caratteristiche delle formazioni naturali.

2.4 Laddove è preclusa la possibilità del rivestimento naturale, occorre necessariamente indi-

rizzarsi verso rivestimenti costruiti (man-made liners).

I materiali che compongono i rivestimenti costruiti sono classificati come:

- materiali naturali, essenzialmente terre;
- materiali artificiali, essenzialmente geosintetici.

La scelta più frequente è attualmente quella di rivestimenti costruiti in cui i materiali naturali sono accoppiati a quelli artificiali. Un particolare tipo di accoppiamento è quello delle «argille geocomposite», descritte da Daniel (1991).

2.5 Le possibilità di scelta del tipo di rivestimento costruito che si intende utilizzare sono apparentemente ampie (capitolo 7). Tuttavia, doven-
do soddisfare i requisiti minimi della normativa italiana, sintetizzati nel capitolo 6, risulterebbe pre-
clusa nel nostro Paese la possibilità di ricorrere, anche nel caso di rifiuti urbani, a soluzioni quali quelle descritte in appendice A, che prevedono solo l'impiego di strati di argilla compattata. Peraltro i requisiti minimi della normativa italiana sono in sostanziale accordo con quelli recentemente pro-
posti nell'ambito del Comitato Europeo (ETC8, 1991).

Tipi di rivestimento più complessi sono stati messi a punto negli Stati Uniti con riferimento principalmente ai rifiuti tossici o nocivi (hazardous waste landfill, US EPA 1989).

2.6 Effettuata la scelta del tipo di rivestimen-
to costruito, occorre verificare l'idoneità dei ma-
teriali che si intende adottare per realizzarlo.

2.7 Le verifiche da effettuare sui sistemi arti-
ficiali sono dettagliatamente descritte da Caz-
zuffi e Giroud (1991). In sintesi occorre cono-
scere:

- la compatibilità chimica tra percolato e geosin-
tetici;
- le caratteristiche di resistenza e di deformabili-
tà dei geosintetici;
- le caratteristiche di conducibilità idraulica e po-
rosità dei materiali usati come dreni e filtri;
- la trasmissività e la permeabilità dei materiali usati come barriere.

2.8 Le verifiche da effettuare sui materiali na-
turali e in particolare sulle «argille» da utilizzare per formare gli strati compatti a bassa conducibilità idraulica sono dettagliatamente descritte nel contributo di Daniel (1991). La differenza fonda-
mentale rispetto ai controlli sui materiali artificiali, è che i controlli sui materiali naturali non posso-
no essere limitati al prodotto finito (cioè ai soli con-
trolli finali sulla barriera di argilla compatta), ma devono seguire un iter più complesso (ap-
pendice B), sintetizzato qui di seguito. Si distin-
guono tre fasi di controllo:

Fase I, in laboratorio: accertamento dell'ido-
neità del materiale ad essere utilizzato per reali-
zare uno strato di materiale compattato a bassa
conducibilità idraulica.

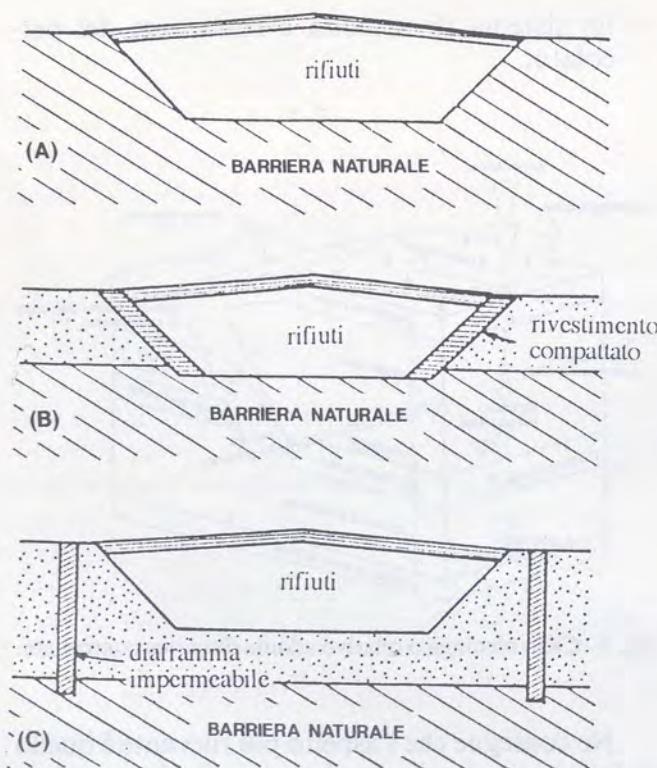


Fig. 2 - Esempi di rivestimenti naturali totali (A) e parziali (B) e (C).

Fase II, in cantiere e in laboratorio, in corso d'opera: accertamento dell'attuazione di tutte le procedure che garantiscono la riuscita del prodotto finito.

Fase III, in cantiere e in laboratorio, a fine lavoro: certificazione del prodotto finito.

La prima e la seconda fase sono molto importanti per la qualità dell'opera e ad esse va dedicata grande attenzione. La terza fase, certamente fondamentale anche per i suoi risvolti contrattuali, è solo apparentemente meno complessa delle prime due; il problema fondamentale è che il valore di conducibilità idraulica misurato può dipendere, particolarmente quando i rivestimenti presentano dei difetti, dal tipo di prova utilizzata per determinare tale valore.

È opinione degli scriventi che la prova più affidabile e più cautelativa sia, allo stato attuale, l'infiltrometro a doppio anello sigillato, SDRI (Trautwein e Williams, 1990).

2.9 La realizzazione dei campi prova si traduce in un grande vantaggio nella ottimizzazione delle operazioni costruttive e in una accresciuta sicurezza nel raggiungimento del risultato finale; essi rappresentano infine un mezzo insostituibile per una sempre migliore comprensione dell'insieme dei fenomeni che condizionano il comportamento globale dei rivestimenti di argilla compattata.

Affinché i campi prova possano costituire un'effettiva fonte di chiarimento occorre che la loro realizzazione obbedisca ai requisiti minimi precisati nell'appendice B.

Esiste un progetto di un'area attrezzata permanente per la realizzazione di campi prova (Italgas et al., 1991), per creare così una struttura in grado di qualificare in maniera preventiva e completa (fasi 1 + 2) i materiali delle diverse cave in funzione delle effettive modalità di posa in opera.

2.10 Quando si pensa al sistema protettivo delle discariche controllate, si tende a concentrare la propria attenzione sugli elementi che fungono da barriera tra il percolato e il terreno circostante, ovvero sulle geomembrane e sugli strati di terreno a bassa conducibilità idraulica, posti sul fondo e sulle scarpate delle discariche.

Eppure, l'efficienza del sistema di protezione che guida il concetto di discarica controllata, è fortemente condizionata anche da altri due aspetti del progetto:

- il sistema di raccolta e rimozione del percolato (capitolo 8);
- il sistema di copertura finale della discarica (capitolo 9).

2.11 Si sottolinea che con il termine «sistema di rivestimento» si intende l'insieme «barriera impermeabile + sistema di raccolta e rimozione del percolato». Infatti la quantità di percolato che può filtrare attraverso la barriera impermeabile è direttamente proporzionale non solo alla conduci-

bilità idraulica di questa, ma anche al battente di percolato al di sopra del limite superiore della barriera. Di qui l'importanza di realizzare un sistema di raccolta e rimozione del percolato efficiente nel tempo (anche per molti anni dopo la chiusura della discarica) e in grado di minimizzare il battente idraulico del percolato sull'impermeabilizzazione.

2.12. Nei sistemi di rivestimento doppio si hanno due sistemi di raccolta e rimozione del percolato. Quello inferiore o secondario è più precisamente indicato come «sistema di controllo e rimozione delle perdite del rivestimento primario». Idealmente esso dovrebbe ricevere quantità di percolato minime, o addirittura nulle; tuttavia, è buona norma progettarlo nell'ipotesi che debba sostituirsi completamente a quello primario, in caso di rottura di questo.

2.13 Dopo che la discarica è stata riempita, occorre realizzare un sistema di copertura multistrato, con l'intento di isolare i rifiuti dall'ambiente e ridurre drasticamente l'infiltrazione dell'acqua di superficie nel corpo della discarica. La copertura rappresenta la prima forma di difesa contro i fenomeni di inquinamento dovuti al percolato e alla sua progettazione e realizzazione va data una giusta considerazione, tanto più se si pensa che la copertura deve essere progettata e realizzata in modo da avere una efficienza globale non inferiore a quella del rivestimento di base.

2.14 Gli elementi essenziali di una copertura sono, oltre allo stato superiore piantumato, il sistema drenante per allontanare l'acqua infiltrata attraverso lo strato di terreno vegetale e la barriera impermeabile per impedire all'acqua di arrivare ai rifiuti.

Anche i materiali, naturali ed artificiali, utilizzati per il sistema di copertura, vanno sottoposti a controlli di idoneità simili a quelli eseguiti sui materiali dei rivestimenti. Rispetto a questi ultimi, due sono le differenze fondamentali:

- non va accertata la compatibilità con il percolato;
- le pressioni di confinamento sono molto inferiori, dovendo sopportare solo i modesti carichi dovuti alla copertura ed ai veicoli di cantiere; per contro l'efficienza della copertura può essere seriamente compromessa a seguito degli assestamenti della massa dei rifiuti.

2.15 Questa considerazione introduce un altro aspetto da tenere in conto nell'analisi delle «prestazioni» della discarica dopo la chiusura: il comportamento meccanico dei rifiuti (ampiamente trattato in questo ciclo di conferenze da Jessberger e Kockel, 1991).

2.16 Le modalità di messa a dimora dei rifiuti sono molto importanti anche durante la fase attiva della discarica, influenzando sia la stabilità della massa dei rifiuti considerata a sé stante (pro-

blemi di stabilità interni al corpo della massa di rifiuti) sia, con conseguenze ben più gravi, la stabilità dell'insieme «massa dei rifiuti + sistema di rivestimento». In quest'ultimo tipo di problema, trattato estesamente da Mitchell e Mitchell (1991), fondamentale importanza rivestono le caratteristiche di resistenza al taglio all'interfaccia dei diversi strati che compongono il sistema di rivestimento.

2.17 È nota l'importanza dei controlli sugli effetti che le discariche possono avere sull'ambiente circostante. Tali controlli sono esaminati nel contributo di Baldi e Pezzetti (1991) e in quello di Di Molfetta (1991).

A margine, si vuole sottolineare l'importanza di una forma «attiva» di controllo, che risulta determinante per il successo dell'intervento: la manutenzione sistematica della copertura e delle opere di allontanamento dell'acqua superficiale e di aggrottamento del percolato da prevedere in alcuni casi anche dopo la chiusura dell'impianto.

2.18 Infine, si sottolinea che un buon progetto richiede anche un'accurata realizzazione di tutti quei particolari in corrispondenza dei quali potrebbe venir meno la continuità e l'integrità dei sistemi di rivestimento e della copertura. Esempi di questo tipo di problema sono considerati nei capitoli 8 e 9.

3. Scelta del sito

La scelta del sito è una decisione chiave nel processo di realizzazione di una discarica controllata. Essa dovrebbe essere il risultato di una serie di valutazioni socio economiche, ambientali e tecniche che si inquadrano in una vera e propria analisi di impatto ambientale. Tuttavia, nonostante la unanimità di vedute su questo tipo di impostazione, il più delle volte, e non solo in Italia, la scelta del sito è basata di fatto sulla disponibilità dell'area. È auspicabile che questo «criterio di selezione» sia superato e che la scelta del sito scaturisca da una analisi interdisciplinare il cui scopo è quello di individuare il migliore dei siti proposti. Con questo intento, sono qui di seguito considerati i principali aspetti geotecnici (o direttamente interagenti con essi) da tenere in conto nella scelta del sito, ribadendo che essi sono solo uno di un insieme di fattori da valutare. Innanzitutto è opportuno distinguere 3 fasi temporali di indagine: vagliatura dei siti; indagine iniziale dei siti selezionati; indagine dei siti possibili. (Kelly e Bogardi, 1987).

La vagliatura dei siti (site screening) consiste nell'analisi di un insieme iniziale di siti con lo scopo di pervenire ad un numero più ristretto di siti probabili. Questa operazione è generalmente possibile solo se la scelta è affidata ad un ente governativo il quale dispone di siti alternativi (Cautilli

et al., 1991). Laddove la sola possibilità è rappresentata dalla espansione di una discarica preesistente, oppure nel caso di una vasca di raccolta nell'ambito di un sito industriale, la vagliatura dei siti non ha ragione d'essere.

Poiché l'operazione di «screening» coinvolge generalmente un numero elevato di siti, essa non può prevedere indagini ad alto costo. Pertanto essa si basa principalmente su dati reperibili in letteratura, su mappe e foto e sulle osservazioni raccolte nel corso di sopralluoghi. I principali fattori da considerare sono il clima, la sismicità dell'area, la stratigrafia del terreno, la falda e la disponibilità sul sito di materiali utilizzabili nella esecuzione dei rivestimenti e delle coperture.

Le condizioni climatiche possono giocare un ruolo importante nella valutazione dell'idoneità del sito. Il criterio che una barriera impermeabile abbia una permeabilità inferiore a 10^{-7} cm/s non è significativo in regioni in cui la ricarica naturale è meno di quella quantità. Una velocità di ricarica di 10^{-7} cm/s corrisponde a circa 2.5 cm/anno. In aree in cui le precipitazioni sono scarse e l'evapotraspirazione è elevata, un buon modo di operare e la costruzione e manutenzione di una copertura efficiente possono assicurare il buon funzionamento della discarica.

Le caratteristiche stratigrafiche del sito sono ugualmente importanti poiché la presenza di strati naturali a bassa permeabilità di spessore adeguato, interposti tra la base della discarica e il massimo livello di falda costituisce una ulteriore difesa contro la contaminazione della stessa.

Le informazioni sulla falda devono riguardare principalmente: la massima escursione del suo livello, che condiziona la profondità di posa della base della discarica; la presenza e la capacità di acquiferi utilizzati e/o utilizzabili, compresa la disponibilità di fonti alternative di acqua potabile; la capacità degli acquiferi di diluire e attenuare il percolato.

Ciascuna informazione relativa ai diversi fattori è quindi classificata secondo graduatorie e sistemi reperibili in letteratura. Esistono procedure abbastanza ben codificate per eseguire una operazione di «screening»; trattandosi di una operazione che comporta un criterio di decisioni multiple è opportuno che la «scelta intelligente» sia guidata e confortata o da informali analisi di confronto basate su principi ingegneristici o da sistemi di valutazione strutturati in modo tale da consentire una analisi di decisione (Goicoechea et al., 1982).

L'operazione di screening consentirà di eliminare i siti meno adatti, indicando quelli per i quali è giustificato investire denaro e tempo in ulteriori indagini.

La fase di indagine iniziale da eseguire solo sui siti selezionati ha lo scopo di fornire un aggiorna-

mento quantitativo dei dati utilizzati per le valutazioni in fase di screening, consentendo una ulteriore e più precisa individuazione dei siti su cui approfondire la indagine (fase di indagine sui siti possibili) per la scelta finale del miglior sito.

Le indagini della fase iniziale e di quella successiva seguono di fatto le stesse procedure e finalità differenziandosi principalmente per la quantità e il dettaglio dei dati concernenti principalmente la stratigrafia del terreno, le caratteristiche degli acquiferi superficiali e profondi e le caratteristiche fisiche e mineralogiche dei materiali utilizzabili per la realizzazione della copertura e dei rivestimenti.

Finalmente sul sito prescelto si eseguiranno le ulteriori eventuali indagini suggerite dalle particolari caratteristiche del sito e dell'intervento da realizzare.

4. Caratterizzazione geotecnica dell'area destinata ad accogliere la discarica

Indipendentemente dai criteri con cui si è pervenuti alla localizzazione della discarica, è necessario conoscere in modo completo le caratteristiche del terreno di fondazione, onde verificare che non sussistano problemi di stabilità e/o di cedimenti tali da compromettere l'integrità dei rivestimenti così da favorire la dispersione dei contaminanti.

Occorre pertanto che già in fase di localizzazione siano stati precisati i seguenti aspetti: presenza di cavità, esistenza di faglie attive e/o potenzialmente attive, fenomeni localizzati di subsidenza, manifestazioni di instabilità di pendii naturali o artificiali. Oltre ciò è necessario che in fase di progettazione siano note:

- le caratteristiche di resistenza al taglio del terreno, indispensabili per le analisi di capacità portante dell'insieme terreno-discarica e di stabilità delle pareti laterali della discarica;
- le caratteristiche di deformabilità del terreno, per la valutazione dei cedimenti totali e differenziali che si avranno sotto il carico rappresentato dalla massa dei rifiuti, e che possono influenzare l'efficienza dei rivestimenti.

Di fatto la progettazione geotecnica di una discarica, e conseguentemente l'indagine geotecnica che la precede, va eseguita con la stessa cura riservata ad altre strutture sensibili ai cedimenti, con in più una attenzione speciale a due aspetti di particolare rilievo:

- il regime e le caratteristiche fisico-chimiche delle acque sotterranee (Di Molfetta, 1991);
- le caratteristiche macrostrutturali del terreno di fondazione, quali la presenza di giunti, fessurazioni da essiccamiento e lenti di materiale grossolano, che determinano una conducibilità idraulica del terreno di fondazione nel suo insieme di al-

cuni ordini di grandezza superiore e quella dell'elemento di terreno sottoposto alla determinazione della conducibilità idraulica in laboratorio (Boynton e Daniel, 1985).

Particolarmente nel caso in cui si intenda utilizzare il terreno in situ quale barriera idraulica, occorre che sia stata eseguita una accurata indagine sulle caratteristiche macrostrutturali del terreno di fondazione, da verificare comunque mediante una attentissima ispezione degli scavi durante le fasi costruttive.

5. Geometria ottimale della discarica

Il progetto della discarica persegue, nel rispetto delle condizioni di sicurezza, l'obiettivo della massima quantità di rifiuti nella minima quantità di superficie.

Di fatto l'individuazione della sua geometria ottimale risulta vincolata dai seguenti fattori:

a) La massima altezza della discarica rispetto al piano campagna può essere soggetta alle limitazioni imposte da eventuali vincoli locali; in mancanza di queste è determinata esclusivamente dalle pendenze del sistema di chiusura da scegliere in accordo ai criteri indicati nel capitolo 9.

b) La normativa impone che tra la base della discarica e il massimo livello di falda deve esserci una distanza minima che dipende dal tipo di rifiuti da smaltire.

c) La pendenza delle scarpate deve essere tale da garantire la stabilità nel tempo della discarica.

Risulta che sul punto a) ci sono modesti margini di intervento; così pure, con riferimento al punto b) l'unica possibilità di ottimizzazione del volume utilizzabile, a parità di superficie, è quella di disporre il fondo della discarica parallelo alla superficie piezometrica privilegiando, in assenza di vincoli locali, il maggior sviluppo della stessa nella direzione di deflusso delle acque sotterranee (Di Molfetta, 1991).

La problematica in c) sembrerebbe apparentemente esaurirsi nella analisi di stabilità a breve e a lungo termine delle pareti della discarica (analizzate in assenza delle impermeabilizzazioni e dei rifiuti), nella ricerca della configurazione più ripida e nel contempo sicuramente stabile. Nella realtà il tema è molto più complesso e ad esso è dedicata nell'ambito del XV CGT una intera conferenza (Mitchell e Mitchell, 1991). In questa sede ci si limita a sottolineare quanto segue:

- la stabilità del terreno di fondazione destinato ad accogliere la discarica (base e scarpate) è una condizione necessaria ma non sufficiente a garantire la stabilità della discarica considerata nel suo insieme;
- esistono casi ben documentati di rotture avvenute lungo i rivestimenti compositi che hanno com-

pletamente compromesso la funzionalità della discarica;

- questi tipi di rotture, verificatisi nella fase di attività della discarica, sono state influenzate anche dalla sequenza e dal modo di mettere a dimora i rifiuti.

Ne consegue che il progetto della geometria ottimale della discarica non può prescindere dal tipo di rivestimento che si intende adottare né dalle sequenze di riempimento della discarica.

6. Normativa e progetto

La realizzazione delle discariche controllate deve essere guidata da due requisiti:

- il primo è quello di soddisfare le richieste delle normative;
- il secondo è quello di basarsi su un accordo e razionale approccio ingegneristico.

Occorre infatti sottolineare che allo stato attuale le normative, anche le più evolute, quali quelle sviluppate negli Stati Uniti da Environmental Protection Agency (EPA) e quelle proposte dal Comitato Europeo (ETC8), devono essere considerate come una indicazione dei requisiti minimi da soddisfare, peraltro soggetti a variazioni con l'evolversi degli studi e delle tecnologie.

Ciò premesso si osserva che tutte le normative richiedono rivestimenti differenziati in funzione del tipo di rifiuti, classificabili sostanzialmente in rifiuti solidi urbani (o assimilabili) e rifiuti tossici o nocivi.

La normativa sullo smaltimento dei rifiuti in Italia (pubblicata nel Supplemento ordinario della Gazzetta Ufficiale n° 253 del 13 settembre 1984) è riportata, con riferimento alle prescrizioni sui rivestimenti, qui di seguito:

- nel caso di rifiuti solidi urbani, discariche I categoria:

«...Nel caso di impianti impermeabilizzati mediante l'impiego di materiali artificiali:

- lo spessore e le caratteristiche di resistenza dei materiali impermeabilizzanti artificiali devono essere tali da impedire la fuoriuscita del percolato dal fondo e dalle pareti della discarica;

- il fondo della discarica deve trovarsi al di sopra del livello di massima escursione della falda idrica, con un franco di almeno 150 cm;

- il manto impermeabilizzante composto di materiale artificiale deve essere adeguatamente protetto dagli agenti atmosferici e da pericoli di danneggiamento in fase di realizzazione e di esercizio della discarica e in ogni caso posato su uno strato di terreno con permeabilità $< 10^{-6}$ cm/s e spesso almeno 100 cm;

- devono essere adottati sistemi di drenaggio e captazione del percolato i cui eventuali scarichi devono rispettare i limiti di accettabilità di cui alla leg-

ge n. 319/1976 e successive modifiche e integrazioni...»

- nel caso di rifiuti tossici o nocivi, discariche di II categoria, tipo C e di III categoria:
«...Per tutti gli impianti è obbligatoria l'impermeabilizzazione del fondo e delle pareti con uno strato di materiale artificiale resistente all'eventuale azione aggressiva dei rifiuti depositati.

Lo spessore e le caratteristiche di resistenza di tale strato devono essere tali da impedire la fuoriuscita del percolato dallo strato medesimo per almeno 150 anni dal fondo e per almeno 50 anni dalle pareti della discarica, calcolati come rapporto tra lo spessore totale dello strato impermeabilizzante e la permeabilità dello strato medesimo, allorché l'impianto si trova in condizione di massimo carico idraulico.

In ogni caso lo strato impermeabilizzante di materiale artificiale deve poggiare su uno strato di terreno con permeabilità uguale o minore a 10^{-7} cm/s e spessore di almeno 200 cm o, in alternativa, su uno strato con proprietà equivalenti. Tale strato deve essere sistemato in modo da facilitare il controllo della tenuta dello strato di materiale artificiale.

Lo strato di materiale artificiale deve essere inoltre adeguatamente protetto dagli agenti atmosferici e da pericoli di danneggiamento in fase di realizzazione e di esercizio della discarica.

Il fondo della discarica deve trovarsi al di sopra del livello di massima escursione della falda idrica, con un franco di almeno 200 cm...».

Per ribadire che l'osservanza delle normative non ci solleva dallo sviluppare il progetto secondo un razionale approccio ingegneristico, occorre subito evidenziare che le raccomandazioni relative alle discariche di categoria IIC e III, laddove indicano che lo strato di terreno con permeabilità a 10^{-7} cm/s deve essere sistemato in modo da facilitare il controllo della tenuta dello strato di materiale artificiale, potrebbero indurre a scelte di progetto inadeguate. Infatti, la soluzione di fig. 3a, se teoricamente consente il controllo delle perdite dello strato artificiale, in realtà rappresenta la soluzione di impermeabilizzazione meno efficace, dal momento che il materiale drenante posto tra i due strati impermeabilizzanti costituisce un elemento di continuità tra i difetti di quello superiore (fori accidentali, difetti di saldatura) e i difetti di quello inferiore (fessurazioni, disuniformità granulometriche, percorsi preferenziali). La soluzione più efficace è rappresentata invece in fig. 3b, dove il materiale artificiale superiore e lo strato di terreno a bassa permeabilità sono posizionati direttamente uno sull'altro con l'avvertenza di realizzare un buon contatto tra i due (questo aspetto è estesamente trattato da Daniel, 1991, nell'ambito del presente ciclo di conferenze).

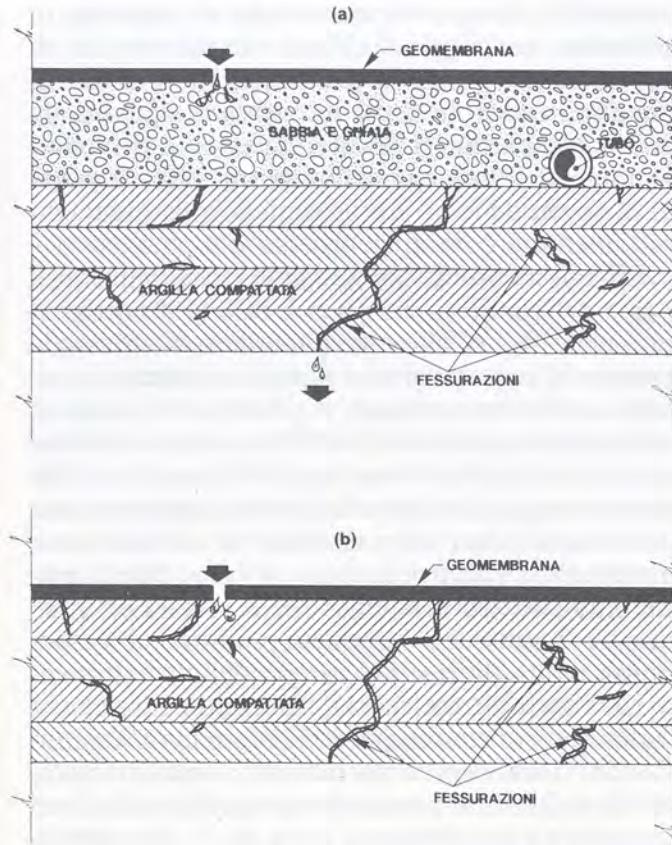


Fig. 3 - Accoppiamento geomembrana + strati di argilla compattata
 (a) Soluzione da non adottare
 (b) Soluzione ottimale

La possibilità di effettuare i controlli del sistema impermeabilizzante comporta pertanto soluzioni più complesse di quelle di fig. 3a. In seguito sono ampiamente discusse quelle suggerite dall'EPA nel caso di discariche destinate al contenimento dei rifiuti tossici o nocivi (hazardous waste).

7. I diversi sistemi di rivestimento

Il dimensionamento del sistema di rivestimento dipende principalmente dal tipo di rifiuti messi in discarica. Nel caso di rifiuti solidi urbani (o assimilati) la normativa italiana richiede i requisiti minimi riportati nella fig. 4a. Nella fig. 4b è riportato il sistema di rivestimento utilizzato recentemente in una discarica nel Nord della California (Mitchell e Mitchell, 1991), dalla quale risulta un sostanziale accordo nella filosofia di progetto: una barriera composita costituita da una geomembrana posata direttamente su uno strato di terreno caratterizzato da una conducibilità idraulica $< 10^{-6}$ cm/s. La differenza sostanziale è nello spessore minimo dello strato di terreno. A tale riguardo è buona norma non utilizzare meno di tre sottostrati e spessori totali dell'impermea-

bilizzazione inferiori a 60 cm, in quanto questo è indicato come lo spessore minimo che, in presenza di una corretta realizzazione dello strato, è in grado di garantire conducibilità idrauliche non superiori a quelle richieste in questo tipo di realizzazioni (fig. 5).

Laddove non si utilizza la geomembrana, occorre disporre di uno strato di materiale naturale più spesso caratterizzato da conducibilità idraulica inferiore. Sono significative a riguardo le recenti raccomandazioni dello stato del Wisconsin (USA) sempre relative a discariche per rifiuti solidi municipali (Gordon et al., 1990). Esse richiedono l'uso di rivestimenti di argilla in grado di trattenere il percolato e proteggere la falda per un periodo superiore a 15 anni. In assenza di barriere naturali, costituite da strati argillosi di spessore e conducibilità idraulica adeguati, è raccomandato l'uso di un rivestimento di argilla compattata di almeno 150 cm di spessore, avente conducibilità idraulica non superiore a 10^{-7} cm/s (fig. 4c). È interessante notare che tali raccomandazioni non si limitano a indicare requisiti minimi di tempi, spessori finali e permeabilità, ma interessano anche aspetti esecutivi relativi a:

- spessore degli strati e materiali messi in opera per costruire il rivestimento;

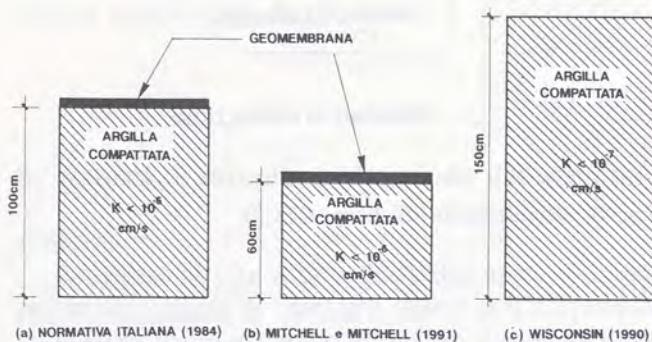


Fig. 4 - Discariche per rifiuti solidi urbani
 Esempi di rivestimenti adottati.

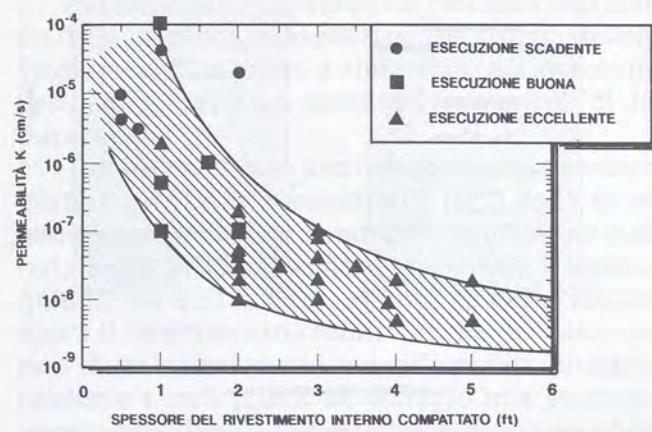


Fig. 5 - Influenza dello spessore sulla conducibilità idraulica.

- caratteristiche del tappeto granulare di drenaggio posto sopra il rivestimento;
- dimensionamento del sistema di raccolta del percolato.

L'insieme di queste raccomandazioni è sintetizzato in appendice A.

Se si confrontano le tre soluzioni in fig. 4 è possibile osservare che la soluzione c) è più onerosa delle soluzioni a) e b), richiedendo maggiori

volumi di terreno compattato (che si traducono in un minor stoccaggio di rifiuti) e caratteristiche di conducibilità idraulica più restrittive (che si traducono in una più accurata messa in opera dello strato compattato). Risultano pertanto evidenti i vantaggi dell'impiego di una geomembrana posta al di sopra dello strato a bassa permeabilità, direttamente a contatto con esso.

In questa ottica si pongono le recentissime proposte del comitato europeo ETC8 (1991), riportate nella fig. 6, che raccomandano anch'esse la barriera di tipo composito (geomembrana più strato di argilla compattata). I rivestimenti riportati sulle raccomandazioni di ETC8 sono da intendersi come stratigrafia di base che nel caso di utilizzo per stoccaggio di rifiuti o materiali particolarmente pericolosi devono essere integrati da ulteriori strati, mantenendo l'approccio base esposto. Questa elasticità nelle raccomandazioni è stata decisa in quanto le stesse si rivolgono a più Paesi con esperienze molto diverse nel campo dello smaltimento dei rifiuti (Street, 1991). Tenendo conto che in Italia occorre comunque soddisfare le raccomandazioni della vigente normativa, i requisiti minimi da soddisfare permangono quelli indicati nel capitolo 6 e rappresentati nella fig. 7. Premettendo che la soluzione di fig. 7b, se correttamente realizzata, offre adeguate garanzie di sicurezza, riteniamo che meriti una citazione il sistema di rivestimento raccomandato dall'EPA per la realizzazione delle discariche per rifiuti tossici o nocivi.

Nel caso di rifiuti tossici o nocivi EPA (1987) raccomanda una barriera doppia costituita da un rivestimento di base composito e da un rivestimento superiore con geomembrana o composito (fig. 8). Queste barriere si collocano all'interno di un sistema di rivestimento (liner system) generalmente così costituito (dall'alto verso il basso):

- uno strato filtrante;
- un sistema primario per la raccolta e l'allontanamento del percolato;
- una geomembrana primaria;
- un sistema di controllo, raccolta e allontanamento delle perdite;
- una barriera composita posta sopra il terreno locale.

La barriera composita è costituita da una geomembrana posta direttamente a contatto di uno strato di terreno naturale compattato di bassa conducibilità idraulica ($k < 10^{-7} \text{ cm/s}$).

La normativa EPA richiede inoltre che nei sistemi di rivestimento di base la geomembrana abbia uno spessore minimo di 0.75 mm, oppure di 1.12 mm nel caso in cui si prevede che possa essere lasciata esposta e non protetta per più di 30 giorni. Questi spessori possono essere non adatti per tutti i tipi di geomembrane, che si differenziano per il materiale che le costituisce. Più in generale



Fig. 6 - Rivestimento di base (ETC8).

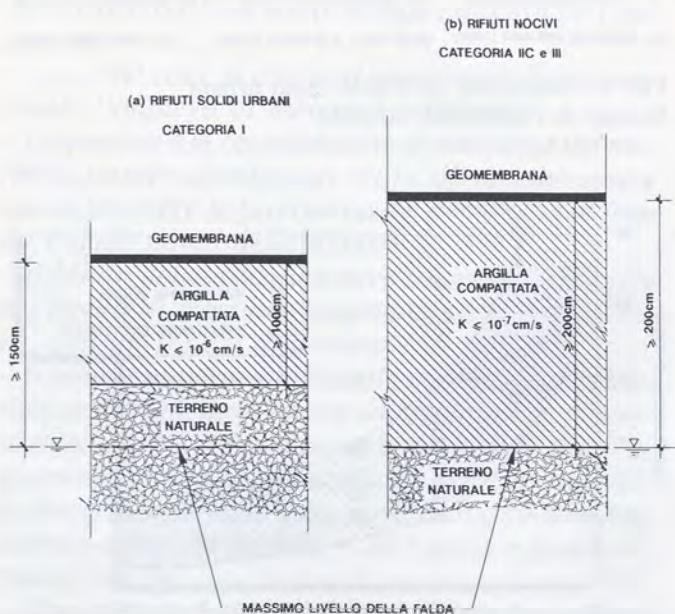


Fig. 7 - Normativa Italiana (1984). Requisiti minimi dei rivestimenti costruiti.

lo spessore richiesto dipenderà dalle specifiche caratteristiche del sito, da aspetti connessi con la installazione e costruzione, dal sistema di giunzione, dalla durabilità a lungo termine. Tenendo conto di tutti questi fattori, EPA raccomanda il seguente spessore minimo:

- cloruro di polivinile (PVC): 0.75 mm;
- polietilene clorurato (CPE): 0.75 mm;
- polietilene clorosulfonato rinforzato (CSPE-R): 0.90 mm;
- polietilene semicristallino (PE): 1.50 mm.

La scelta del tipo di geomembrana deve essere guidata principalmente dalla sua accertata capacità di resistere all'attacco chimico del percolato (EPA Method 9090) e alle sollecitazioni meccaniche. Le condizioni di sollecitazione devono essere esaminate sia al fondo che sulle pareti della discarica. Sulle pareti il geosintetico deve sostenere il proprio peso e le forze di attrito generate dalla massa dei rifiuti sovrastante. Alla base le sollecitazioni possono essere generate da eccessive deformazioni del terreno di fondazione e dai carichi dovuti alla massa di rifiuti sovrastante. Nel caso di geomembrane esposte possono risultare critiche le forze di sollevamento dovute al vento. (Landreth, 1990).

Tra le raccomandazioni più restrittive per rifiuti solidi urbani si segnalano quelle del New York

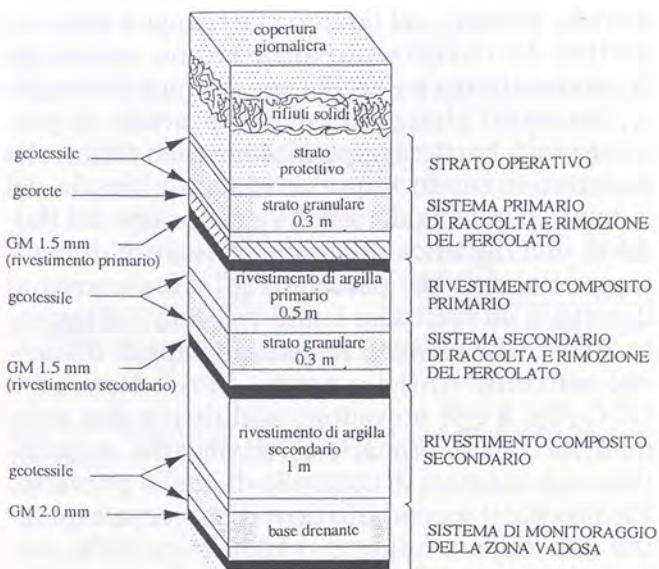
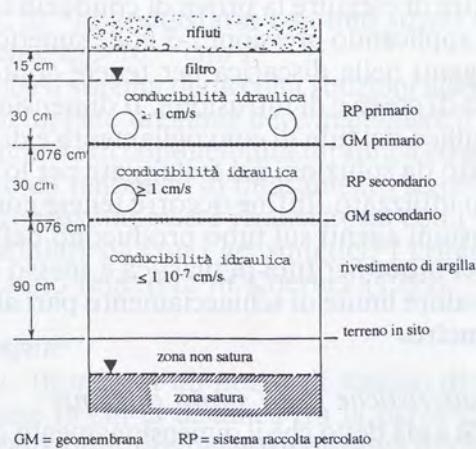
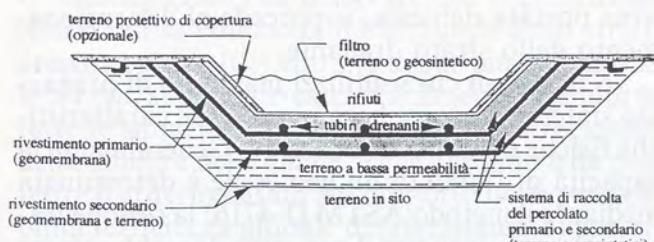


Fig. 9 - Esempio di rivestimento doppio composito.

DEC, dove anche la prima barriera è un sistema composito «geomembrana + strato di argilla». Con riferimento all'esempio di fig. 9, tratto da Mitchell e Mitchell (1991), tale proposta prevede inoltre geomembrane in HDPE di spessori di 1.5 mm, superiori a quelli richiesti dall'EPA. La fig. 9 mette inoltre in evidenza la possibilità di realizzare il monitoraggio della zona di terreno non saturo posto sotto la discarica.



Spessori e requisiti minimi di un sistema composito doppio (EPA, 1989)

Fig. 8 - Schema di un sistema di rivestimento doppio.

8. Sistemi di raccolta e rimozione del percolato

Finalità

Durante la vita attiva della discarica e in minor misura dopo la chiusura, parte dell'acqua che cade sulla unità attraversa i rifiuti dando origine ad un percolato che contiene costituenti chimici rilasciati dai rifiuti. Il percolato è sito-dipendente per quanto riguarda la sua quantità e rifiuto-dipendente per quanto riguarda la sua qualità.

Per impedire l'accumulo di percolato sul fondo della discarica, si realizzano dei sistemi di convegliamento, raccolta e rimozione del percolato destinato a eventuali successivi trattamenti di depurazione.

Tali sistemi hanno una funzione certamente importante. Infatti la velocità di filtrazione in un mezzo poroso di data conducibilità idraulica è direttamente proporzionale al gradiente idraulico e quindi, nel nostro caso, all'altezza del percolato sopra il rivestimento. Inoltre anche nel caso teorico di un rivestimento a conducibilità idraulica tendente a zero (quale ad esempio una geomembrana senza difetti), per effetto del fenomeno della diffusione molecolare, parte delle componenti or-

ganiche presenti nel liquido che ristagna sulla superficie del rivestimento attraversano comunque la geomembrana e l'argilla compattata sottostante. Pertanto l'altezza e l'estensione areale del percolato sulla barriera impermeabile sono fattori che incidono in modo importante sulla efficacia del sistema. Il sistema di raccolta e rimozione del fluido di una discarica dovrebbe consentire di mantenere l'altezza del percolato sul rivestimento al di sotto di un prefissato limite massimo (solitamente 30 cm). Nei sistemi di rivestimento di discariche per rifiuti tossici o nocivi, EPA e New York DEC (fig. 8 e 9) prevedono addirittura due sistemi di raccolta: il primario e il secondario, quest'ultimo con funzioni di controllo di quello primario. Idealmente il secondario dovrebbe ricevere quantità di percolato minime, o addirittura nulle, tuttavia è buona norma progettarlo nella ipotesi che debba sostituirsi completamente a quello primario in caso di completa rottura di questo.

Materiali

Fino a poco tempo fa, i sistemi di raccolta del percolato erano costruiti esclusivamente con materiali naturali, ad esempio sabbie e ghiaie; oggi giorno, l'introduzione dei geosintetici consente una maggiore libertà di progettazione. I geosintetici usati nei sistemi di raccolta sono:

- i geotessili, con funzione di drenaggio, filtro e separazione di componenti strutturali;
- le georeti, con funzione di drenaggio;
- i tubi plastici, per la raccolta e la rimozione.

I materiali naturali sono ancora usati, sia indipendentemente sia in combinazione con i geosintetici.

Rispetto ai dreni di geotessile, i dreni di sabbia e ghiaia hanno lo svantaggio di occupare maggior spazio, a scapito dei volumi utili della discarica e inoltre di essere soggetti, sotto carico, a movimenti specialmente lungo le pareti inclinate. Al contrario i geotessili sono semplici da installare e ancorare, risolvendo facilmente i problemi di stabilità.

I dreni in geosintetico hanno tuttavia lo svantaggio di intasarsi quando non siano stati correttamente individuati; una particolare forma di intasamento che si ha nel caso di rifiuti urbani può essere quella di tipo biologico. (Koerner, 1989).

Quando si ricerca una elevata trasmissività associata ad un modesto ingombro è utile il ricorso alla georete. Per effetto delle grandi aperture della rete, le georeti sono teoricamente meno soggette a intasamento dei geotessili e dei terreni. La loro applicazione deve però tenere conto che spesso sono associate con geotessili applicati da un solo lato (superiormente) o da entrambi i lati (anche inferiormente) per impedire l'entrata del terreno e/o dei rifiuti nei vuoti della georete che ne comprometterebbe l'efficienza. A tempi lunghi, in pre-

senza di elevati carichi di compressione dovuti alla massa dei rifiuti, il creep (la georete tende ad appiattirsi) e la intrusione (i rifiuti o il materiale di protezione sovrastante tendono ad occupare gli spazi vuoti della rete) rappresentano dei potenziali svantaggi, che una adeguata progettazione può comunque minimizzare.

I geocompositi, che combinano le caratteristiche del geotessile e della georete, non sono generalmente usati nei sistemi di raccolta del percolato al fondo delle discariche a causa della loro resistenza alla rottura relativamente modesta. Possono invece risultare utili nei sistemi di raccolta d'acqua superficiali, dove le pressioni normali applicate risultano basse.

I tubi in plastica sono usati per raccogliere il percolato e rimuoverlo rapidamente e sono progettati per funzionare sia con i drenaggi naturali sia con i geosintetici.

Considerazioni di progetto

Il progetto dei sistemi di raccolta del percolato è basato sul flusso idraulico nei mezzi porosi, sulla resistenza chimica dei materiali e su quella meccanica rispetto ai carichi dovuti ai materiali sovrastanti e ai veicoli.

Poiché il dimensionamento è una funzione della quantità di liquido da convogliare, è necessario determinare la massima portata di aggottamento richiesta in un dato sito. Una previsione di questo tipo richiede una analisi di bilancio idraulico quale quella descritta nella appendice B. Stimata la massima portata richiesta, si procede al dimensionamento dello strato drenante.

Nel caso in cui si utilizzi materiale di drenaggio sintetico occorre basarsi sulle sue caratteristiche fisiche e idrauliche attestate. Generalmente la capacità di flusso di un geotessile è determinata mediante il metodo ASTM D-4716: la sezione trasversale proposta per il progetto dovrebbe essere riprodotta il più fedelmente possibile (stessa successione e spessore degli strati); è raccomandato inoltre di eseguire la prova di conducibilità idraulica applicando pressioni 2-3 volte superiori a quelle agenti nella discarica per tenere conto dell'effetto di creep e di intrusione. Il dimensionamento idraulico dei tubi di convogliamento è di solito ottenuto da soluzioni già sviluppate per lo specifico tubo utilizzato. Infine occorre tenere conto che le pressioni agenti sul tubo producono deformazioni del tubo; per tubi di plastica è spesso accettato un valore limite di schiacciamento pari al 20% del diametro.

Caratteristiche dello strato drenante

Si è già detto che il dimensionamento dello strato drenante costituisce un vero e proprio progetto basato sul valore della portata massima stimata attraverso un bilancio idraulico della discarica.

Tuttavia, anche in questo specifico campo esistono delle indicazioni sui requisiti che lo strato dre-nante deve avere. EPA (1985) ha indicato i seguenti criteri di progetto:

spessore dello strato drenante	>30 cm
permeabilità dello strato drenante	> 10^{-2} cm/s
pendenza dello strato drenante	>2%
spaziatura dei tubi di raccolta	da 15 a 60 m

Successivamente (EPA, 1989) il valore di permeabilità è stato ulteriormente elevato a 1 cm/s.

Un diverso approccio nella indicazione dei criteri di progetto è quello di Kmet et al. (1981) che indicano (anche attraverso parametri adimensionali) i requisiti da soddisfare per ottenere condizioni ottimali di efficienza dell'insieme «strato drenante + base impermeabile»; tali requisiti sono confrontati con quelli delle condizioni limite di accettabilità.

	condizione ottimale	condizione limite
rapporto di permeabilità (k_2/k_1)	$< 1 \cdot 10^{-4}$	$5 \cdot 10^{-4}$
spessore del rivestimento di argilla (d)	150 cm	60 cm
pendenza dello strato drenante (α)	5%	2%
spaziatura dei tubi (s_0)	15 m	45 m

Oakley (1987) fa osservare che il criterio secondo cui la conducibilità idraulica dello strato drenante sia $> 10^{-2}$ cm/s (e ancor più nel caso di $k > 1$ cm/s) può non essere facilmente ottenuta in tutte le situazioni a causa della natura regionale delle sabbie e delle ghiaie, e che pertanto è da preferire il criterio basato sul rapporto delle permeabilità (efficienza globale del rivestimento) con riferimento al valore ottimale. Ne risulta che nel caso di una barriera di argilla compattata con conducibilità idraulica $k_2 < 10^{-7}$ cm/s, il criterio ottimale ($k_2/k_1 < 10^{-4}$) è soddisfatto con uno strato drenante avente $k_1 > 10^{-3}$ cm/s.

Affinché il sistema di raccolta funzioni adeguatamente, il tappeto drenante deve mantenere il suo valore originale di conducibilità idraulica ed essere protetto da fenomeni di intasamento significativi. I filtri possono essere realizzati sia con i materiali granulari sia con i geosintetici. I criteri di progetto sono reperibili in Koerner (1989).

Aggottamento

La fig. 10 mostra un pozzo di scarico di piccolo volume in cui la distanza tra la parte superiore e quella inferiore della fondazione di calcestruzzo è di circa 30 cm. Tale misura è importante in quanto è di solito raccomandato che l'altezza del percolato non la superi. Tuttavia pompe

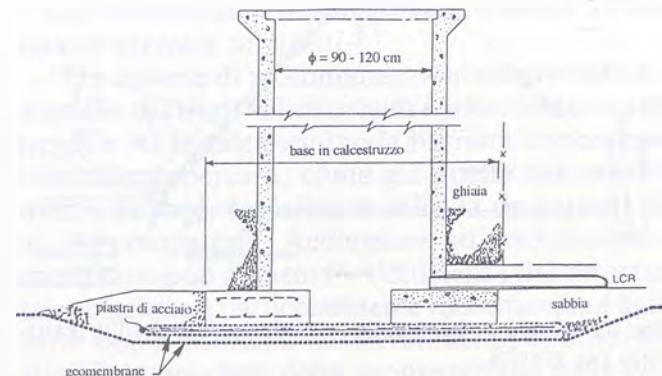


Fig. 10 - Sistema di aggottamento con pompe di piccolo volume.

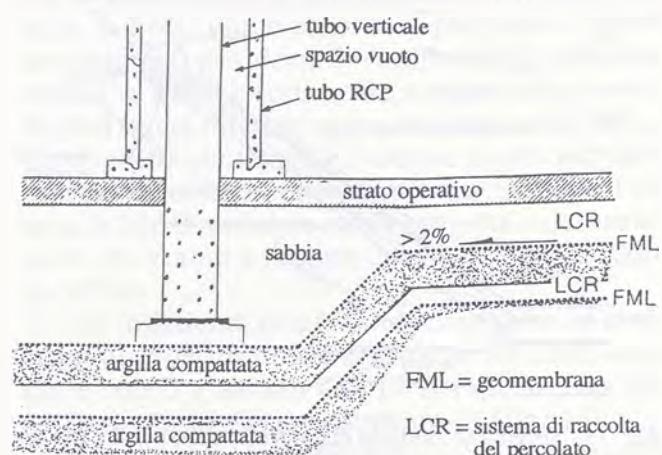


Fig. 11 - Sistema di aggottamento con pompe di grosso volume

sommerso a basso volume presentano problemi operativi; poiché esse sono in funzione per la maggior parte del tempo a secco, c'è la possibilità che vadano fuori uso. Per questa ragione gli operatori delle discariche preferiscono pozzi con profondità da 90 a 150 cm (fig. 11), anche se il livello del percolato in un pozzo a grande volume sarà maggiore dei 30 cm raccomandati. Il tubo verticale deve estendersi attraverso tutta l'intera discarica dal rivestimento di base fino alla copertura, attraversandola. La manutenzione del sistema di aggottamento deve essere effettuata per un lungo periodo di tempo dopo la chiusura, orientativamente almeno 15 anni nel caso di RSU e 30 anni per rifiuti tossici nocivi; dopo questo periodo si potrà decidere se proseguire o meno, a seconda della qualità del percolato captato. Problemi particolari pone il sistema di aggottamento relativo al controllo delle perdite. Durante la costruzione, il sistema di controllo può essere interessato dall'acqua di ruscellamento, ma una volta che la discarica è operativa esso trattiene e rimuove solo

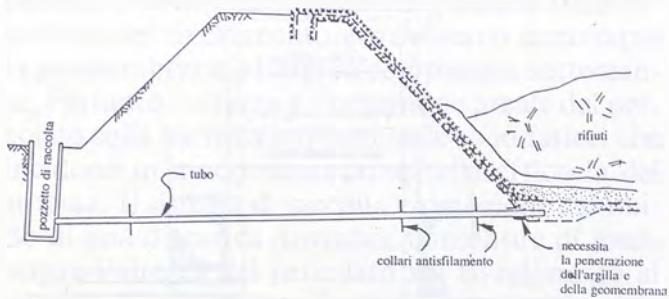


Fig. 12 - Sistema di controllo secondario delle perdite realizzato per gravità.

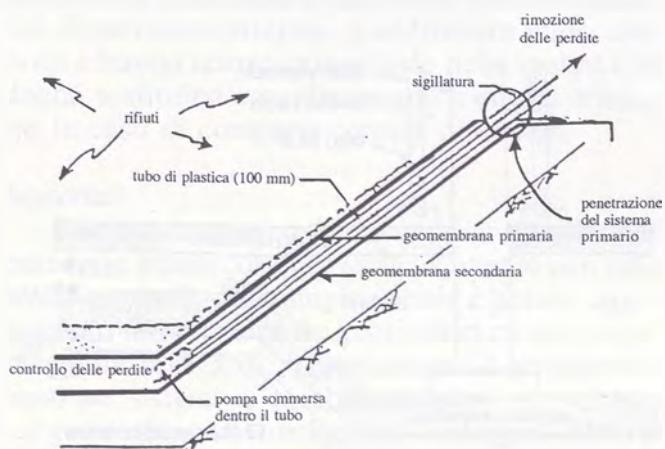


Fig. 13 - Sistema secondario di controllo delle perdite per aggottamento.

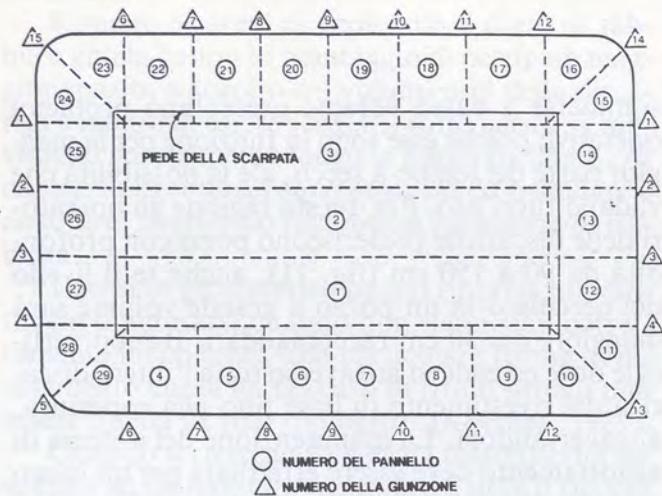


Fig. 14 - Messa in opera dei teli di geomembrana.

le perdite del sistema primario. Il sistema più comune per aggottare i liquidi consiste in un tubo posizionato lungo le pareti laterali tra il rivestimento primario e quello secondario fino al punto più basso del sistema, costituito dal pozzetto di raccolta. Il tubo deve penetrare il rivestimento pri-

mario in sommità. Una pompa a immersione è abbassata periodicamente attraverso il tubo per rendersi conto della quantità di fluido che entra nel sistema. La scelta di pompe recuperabili dipende dalla quantità di liquido da rimuovere.

Un sistema alternativo, basato sulla gravità, richiede l'attraversamento sia della geomembrana sia dello strato di argilla del rivestimento secondario (fig. 12); richiede inoltre un pozzetto di raccolta e controllo. Il pozzetto e il tubo di connessione diventano essi stessi serbatoi di stoccaggio sotterraneo che richiedono un ulteriore sistema di contenimento e controllo delle perdite.

Dettagli strutturali

Ancoraggi, rampe di accesso, pozzi e penetrazioni sono tutti dettagli strutturali che richiedono attenzione.

Nelle trincee di ancoraggio il geosintetico può essere sfilato o strappato. Koerner (1990) indica gli approcci di calcolo per valutare la capacità di sfilamento per diverse configurazioni di ancoraggio.

La integrità e la continuità del sistema di rivestimento devono essere garantite sull'intera area; con riferimento a ciò particolare attenzione va posta sia a possibili danni prodotti dal traffico dei mezzi pesanti sia a particolari situazioni a rischio, quali il posizionamento dei tubi per l'aggottamento del percolato (fig. 13). I tubi verticali usati per accedere ai pozzi di raccolta primari del percolato possono essere interessati da attriti negativi agenti sulle pareti esterne del tubo a seguito dell'assestamento dei rifiuti; ciò può determinare delle forze di punzonamento del tubo sulla geomembrana fino a determinare la rottura. I rimedi sono essenzialmente due:

- ripartire la forza di punzonamento su un'area sufficientemente grande da rendere le pressioni agenti sulla membrana compatibili con le sue caratteristiche di resistenza al punzonamento;
- rivestire le pareti esterne del tubo coi materiali viscosi in grado di assicurare coefficienti di attrito tra tubo e rifiuti estremamente ridotti.

Le modalità e la sequenza di messa in opera dei teli di geomembrana dovrebbero costituire una vera e propria fase del progetto, avente lo scopo di minimizzare la lunghezza delle giunzioni disponendole, per quanto possibile, lungo la direzione delle scarpate e non trasversalmente ad esse (fig. 14).

9. Sistemi di copertura

Finalità

Dopo che una discarica è stata riempita, occorre realizzare un sistema di copertura multistrato, con l'intento di isolare i rifiuti dall'ambiente

e ridurre drasticamente l'infiltazione dell'acqua di superficie nel corpo della discarica, così da minimizzare la formazione di percolato.

Requisiti

La copertura deve essere efficiente con una manutenzione minima, favorire il ruscellamento e il drenaggio dell'acqua fuori del corpo dei rifiuti, assorbire i sedimenti senza danni e senza diminuzione di funzionalità, avere una permeabilità non inferiore a quella del sistema di rivestimento di base. Un requisito essenziale per avere una copertura efficiente nel tempo è quello di posare su una base (essenzialmente la massa di rifiuti) che non subisca eccessivi sedimenti (Jessberger e Kockel, 1991).

Tipologie

La copertura rappresenta la prima forma di difesa contro i fenomeni di inquinamento dovuti al percolato (una sorta di difesa attiva, che con un termine medico definiremmo prevenzione della malattia) e ad essa va data una giusta considerazione. Inoltre, la copertura deve avere una efficienza globale, funzione della permeabilità e della capacità di drenaggio, non inferiore a quella del rivestimento di base, perché solo in questo modo si riducono drasticamente gli oneri di gestione della discarica a chiusura avvenuta. Nonostante ciò, non sempre questo aspetto è tenuto in debito conto, forse anche per la scarsa attenzione che gli dedicano le raccomandazioni della già citata normativa italiana che si limitano a suggerire quanto segue:

- nel caso delle discariche di categoria I: «...*Al completamento della discarica dovrà essere effettuata la copertura finale con materiale impermeabilizzante di spessore opportuno atto ad impedire l'infiltrazione delle acque meteoriche nel corpo della discarica stessa...*».
- nel caso di discariche di categoria IIC e III: «...*A completamento della discarica dovrà essere effettuata la copertura finale con materiale impermeabilizzante di spessore opportuno, atto ad impedire l'infiltrazione delle acque meteoriche nel corpo della discarica stessa. Su tale copertura deve essere posto uno strato di terreno naturale sistemato a prato di spessore non inferiore a 100 cm e con una pendenza atta a favorire il rapido allontanamento delle acque meteoriche...*».

In ogni caso, dall'insieme delle considerazioni precedenti, risulta che la copertura deve essere progettata, al pari del rivestimento di base, in funzione del tipo di rifiuti in discarica.

Gli elementi essenziali di una copertura sono:

- uno strato superiore piantumato che impedisca l'erosione e favorisca la evapotraspirazione;
- uno strato drenante sottostante che allontani dalla copertura il liquido infiltrato;

- una barriera impermeabile che impedisca all'acqua di arrivare ai rifiuti.

Un insieme di raccomandazioni relative alle discariche di rifiuti solidi urbani è presentato in appendice A. In tale esempio la barriera impermeabile della copertura, come già quella del rivestimento di base, è costituita solo da uno strato di argilla compattata. Accoppiare ad esso una geomembrana può aumentare l'efficienza del sistema; tale soluzione è particolarmente raccomandata là dove essa è utilizzata nel rivestimento di base. In sintesi, la presenza della geomembrana nella copertura (FMC) migliora le prestazioni della barriera impermeabile e conseguentemente l'efficienza del sistema di drenaggio superiore. La sua scelta può essere fatta con criteri diversi da quelli usati per le geomembrane dei rivestimenti (FML). Infatti, la FMC non è esposta al percolato, quindi non esistono problemi di compatibilità chimica; inoltre la FMC è sottoposta a pressioni normali di gran lunga inferiori a quelle agenti sulla FML. Un ulteriore vantaggio è che sono molto più facili da riparare perché più facilmente accessibili. Tuttavia la FMC potrebbe essere soggetta a deformazioni più grandi a seguito del cedimento del corpo rifiuti.

Un insieme di raccomandazioni relative ai sistemi di copertura delle discariche dei rifiuti tossici e nocivi è fornito dall'EPA (1989). Tale copertura consiste principalmente di (fig. 15):

- uno strato di fondazione posto al di sopra dei rifiuti.
- uno strato di terreno compattato a bassa conducibilità idraulica >60 cm
- una geomembrana di spessore >0.5 mm (opzionale; Richardson, 1989)
- uno strato drenante >30 cm
- un filtro naturale o in geotessile
- uno strato di terreno vegetale finale >60 cm e diviene ancora più complessa (fig. 16) quando occorre prevedere anche:
- una barriera biologica sotto lo strato di terreno vegetale finale
- uno strato di raccolta gas sotto lo strato di terreno compattato a bassa conducibilità idraulica.

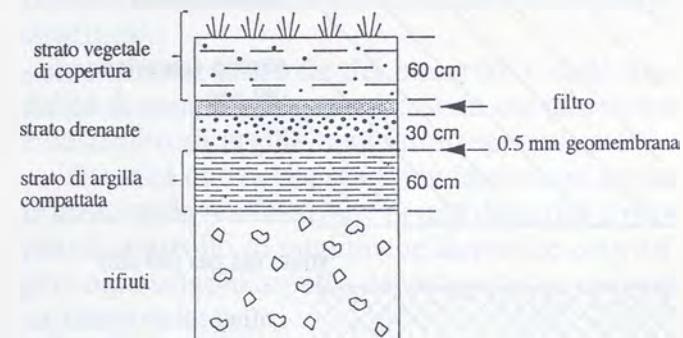


Fig. 15 - Schema di un sistema di copertura.

Considerazioni di progetto

Nel progettare un sistema di chiusura devono essere considerati tre aspetti: la stabilità della copertura, la resistenza al punzonamento e la capacità del sistema di chiusura a sostenere le sollecitazioni dovute ai sedimenti.

La stabilità della copertura è influenzata dalla sua pendenza e dall'attrito al contatto tra la geomembrana e lo strato drenante superiore. In alcune nuove realizzazioni lo strato drenante è una georete su geomembrana con angolo di attrito tra le due superfici variabile da 8 a 10 gradi. Tali bassi angoli di attrito possono determinare l'instabilità delle coperture. La presenza di un geotessile sulla faccia superiore della geomembrana può determinare un sensibile miglioramento dell'attrito tra geomembrana e materiale drenante superiore.

Le geomembrane di copertura devono resistere alla penetrazione dovuta a macchinari, massi, radici e altri fenomeni naturali. Un geotessile posto sopra o sotto la membrana ne aumenta la resistenza al punzonamento di 3-4 volte. Va ricordato che interporre un geotessile tra la membrana e lo strato di argilla compattata ne compromette l'azione di barriera composita.

L'aspetto di maggior rilievo è forse l'influenza dei sedimenti della massa dei rifiuti che può influenzare sia la geometria che la integrità del sistema di chiusura; i sedimenti dei rifiuti solidi urbani possono essere dell'ordine del metro dal

momento della realizzazione della copertura; in un caso il cedimento è stato di 12 m (Richardson, 1989).

Il sistema drenante

Il sistema di raccolta e di allontanamento d'acqua di superficie è posto tra il terreno di copertura e la barriera impermeabile. Il materiale drenante può essere composto di terreni granulari, georeti e geocompositi, ma la maggior parte dei sistemi di drenaggio usa terreni granulari. Questo è particolarmente importante nelle regioni fredde dove è necessario avere da 90 a 180 cm di terreno sopra la geomembrana (problema della formazione del ghiaccio). In tali casi, uno spessore di 30 cm di terreno granulare può costituire il collettore d'acqua.

Se non sono disponibili buoni materiali drenanti, se il sito è troppo esteso o se il materiale naturale dovesse comportare spessori indesiderati, si può ricorrere a georeti o a geocompositi. Il vantaggio dei geocompositi è la loro più elevata capacità di flusso rispetto alle georeti e ai materiali naturali. I geocompositi hanno un'anima di polimeri protetti da filtri di geotessile. Benché molti dei polimeri non possano sopportare percolati aggressivi, questo non è un requisito in un collettore superficiale a contatto solo con l'acqua meteorica. La resistenza dei geocompositi è generalmente inferiore di quella delle georeti, ma questo non è un problema dal momento che i massimi carichi da sostenere sono probabilmente quelli dovuti alla attrezzatura usata per posare il terreno vegetale e per inerbare (ulteriori informazioni sono fornite da Cazzuffi e Giroud, 1991).

Per errori nelle pendenze della chiusura può accadere che il sistema di drenaggio superficiale intersechi il sistema di controllo e di aggottamento secondario, determinando una significativa entrata d'acqua. A ciò occorre porre rimedio nel più breve tempo possibile. Infiltrazioni attraverso la copertura possono avversi in corrispondenza dei canali di sfogo per il gas.

Barriere biologiche

Una barriera biologica è uno strato di ghiaia, ciottoli e massi avente lo scopo di impedire che gli animali che scavano il terreno possano danneggiare il sistema di copertura della discarica. In genere gli animali non possono penetrare la geomembrana, ma possono allargare falle preesistenti. La fig. 16 mostra il filtro di ghiaia e ciottoli che compongono la barriera biologica. Lo spessore di 1 metro dovrebbe essere sufficiente a impedire la penetrazione degli animali con l'eccezione degli insetti più piccoli. In alcuni casi la barriera biologica può fungere anche da strato drenante.

Le barriere biologiche più spesse (4-5 m) sono quelle contro l'attività dell'uomo e devono essere

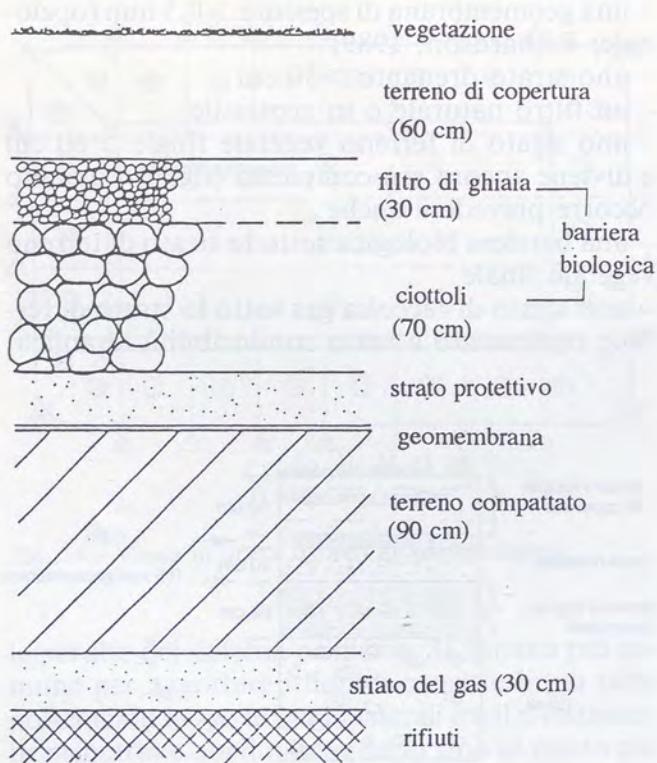


Fig. 16 - Copertura con barriera biologica opzionale.

previste per rifiuti particolarmente a rischio come quelli nucleari.

Strato vegetativo

Esso ha lo scopo di impedire l'erosione al vento e all'acqua, minimizzare la percolazione e rendere massima l'evapotraspirazione. Esso ha anche funzioni estetiche e favorisce un ecosistema chiuso sulla sommità della discarica.

Una manutenzione particolarmente attenta è richiesta nel periodo immediatamente successivo al completamento della copertura, quando maggiori sono le possibilità di perdita di vegetazione e di formazione di cunicoli e canali nello strato vegetale più esposto.

Aspetti particolari

La geomembrana della copertura non dovrebbe essere saldata alla geomembrana del sistema primario. Cedimenti differenziali nella copertura possono mettere in tensione la geomembrana e determinare una separazione della saldatura favorendo l'entrata dell'acqua superficiale nel sistema di captazione secondario.

Collettori di gas

La degradazione dei rifiuti può condurre alla formazione di gas trattenuto sotto la geomembrana di copertura. Circa il 98% di gas prodotto è sia biossido di carbonio (CO_2) sia metano (CH_4). Essendo CO_2 più pesante dell'aria esso si muoverà verso il basso e sarà rimosso insieme al percolato. Tuttavia il metano, che rappresenta circa il 50% del gas generato, è più leggero dell'aria e pertanto si muoverà verso l'alto fino alla barriera «impermeabile»: se non si consente al gas di fuggire si creerà una pressione di sollevamento sotto di essa.

Occorre pertanto prevedere uno strato di materiale granulare o di geotessile sotto la barriera impermeabile; il gas che fluisce attraverso questo strato è portato all'esterno da un tubo (fig. 17).

Poiché la formazione di gas può avvenire per un periodo da 70 a 90 anni, occorre che il sistema sia tale da mantenersi efficiente per tutto questo periodo. La fig. 17 mostra l'importanza dei dettagli costruttivi per evitare che i punti di sfogo del gas si trasformino in vie preferenziali per l'acqua di superficie.

Le discariche adibite esclusivamente a rifiuti nocivi sono relativamente recenti e il gas non è mai stato notato in questi sistemi. Tuttavia, poiché possono essere necessari più di 40 anni perché il gas si sviluppi e poiché gli effetti a lungo termine della formazione di gas non sono noti, l'uso dei collettori di gas è fortemente raccomandato in considerazione anche dei costi molto modesti che esso comporta.

10. Considerazioni finali

La realizzazione di discariche controllate sicure è oggi certamente possibile.

Il requisito essenziale per raggiungere tale scopo è l'individuazione di tutti i fattori che possono condizionare il risultato finale.

L'integrità e l'efficienza della barriera impermeabile al fondo e sulle pareti della discarica è un fattore fondamentale, ma non è sufficiente da solo a proteggere il terreno e la falda dal percolato.

Ugualmente attenzione meritano i sistemi di raccolta e rimozione del percolato e la copertura finale.

Un miglioramento notevolissimo delle prestazioni è stato ottenuto negli ultimi anni grazie all'accoppiamento dei materiali naturali con i geosintetici. Oggigiorno il sistema ideale per realizzare una barriera impermeabile (sia del rivestimento di fondo sia della copertura) è certamente quello di accoppiare una geomembrana ad uno strato di terreno a bassa conducibilità idraulica (rivestimento composito).

Il ricorso alle geomembrane non ci esime tuttavia da un'attenta valutazione delle caratteristiche idrauliche dello strato di terreno sottostante. Questo significa:

- una attenta indagine geotecnica nel caso in cui tale strato è costituito dal terreno in sít, con particolare attenzione alle sue caratteristiche macrostrutturali;
- una attenta selezione dei materiali e delle modalità di compattazione nel caso in cui tale strato è costituito di argilla compatta (appendice B).

In realtà uno degli aspetti più importanti e qualificanti nella realizzazione di una discarica è proprio il controllo di qualità che dovrebbe coinvolgere ogni singolo aspetto del progetto; in sequenza temporale:

- selezione del sito e sua caratterizzazione geotecnica di dettaglio;

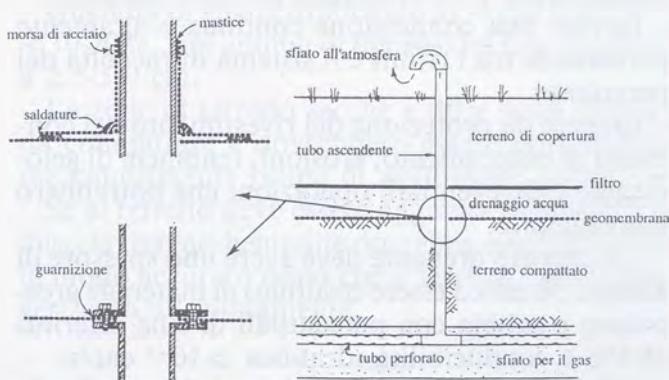


Fig. 17 - Dettagli di un sistema di sfoglio del gas con evidenziati due tipi di sigillatura.

- progetto della discarica con particolare riferimento a:
 - a) caratteristiche geometriche dei sistemi di rivestimento e di copertura
 - b) caratteristiche dei materiali (naturali e artificiali) che si intende utilizzare
 - c) dettagli di progetto dei «punti critici» per la continuità ed integrità del sistema
- costruzione della discarica, con particolare riferimento a:
 - a) rispondenza dei materiali (naturali e artificiali) alle caratteristiche previste in progetto
 - b) modalità di messa in opera e controllo del risultato finale
 - c) realizzazione dei «punti critici»
- utilizzo della discarica con particolare riferimento a:
 - a) modalità di messa a dimora e compattazione dei rifiuti
 - b) protezione dei sistemi di rivestimento
 - c) efficienza del sistema di raccolta e rimozione del percolato

- d) interventi eventuali di ripristino
- chiusura della discarica, con particolare riferimento a:

- a) controllo degli assestamenti della copertura
- b) efficienza del sistema di raccolta e rimozione del percolato
- c) esami sulla qualità delle acque sotterranee.

Poiché il successo di una realizzazione è garantito solo in presenza di un attento controllo è auspicabile che si arrivi in tempi brevi alla creazione di strutture permanenti di garanzia di qualità e di regolamentazione che coinvolga tutte le parti interessate a livello sociale, scientifico ed economico, ovvero Amministrazioni Pubbliche, Università, Centri di Ricerca e Operatori Economici; anche questi ultimi possono trarre vantaggio da una struttura destinata a controllarli.

Il buon funzionamento di una discarica controllata è il mezzo più semplice e convincente per la realizzazione di nuove strutture di questo tipo con il consenso di tutte le parti sociali.

Appendice A

Sono qui di seguito sintetizzati gli aspetti principali delle raccomandazioni dello stato del Wisconsin (USA) relative ai rifiuti solidi urbani (Gordon et al., 1990).

Si richiede l'uso di rivestimenti di argilla allo scopo di trattenere il percolato e proteggere la falda per un periodo superiore a 15 anni.

In assenza di barriere naturali, costituite da strati argillosi di spessore e conducibilità idraulica adeguati, è raccomandato l'uso di un rivestimento di argilla compattata di almeno 150 cm di spessore, avente conducibilità idraulica non superiore a 10^{-7} cm/s.

Tali raccomandazioni sono integrate da altre sullo spessore degli strati che compongono il rivestimento che deve essere inferiore a 15 cm e sul materiale da usare per il rivestimento che deve soddisfare le seguenti specifiche:

- frazione di fine (passante al vaglio 200 ASTM) $> 50\%$
- limite liquido $> 30\%$; limite plastico $> 15\%$
- percentuale argillosa (particelle < 0.002 mm) $> 25\%$

- il terreno deve essere compattato a densità almeno pari al 90% del Proctor Modificato o al 95% del Proctor Standard. Nell'ambito del presente ciclo di conferenze Daniel (1991) illustra come queste specifiche possano essere ulteriormente affinate.

Indicazioni sono date anche sul tappeto granulare di drenaggio, che deve essere posto direttamente sopra il rivestimento per due ragioni:

- fornire una connessione continua e altamente permeabile tra i rifiuti e il sistema di raccolta del percolato;
- fungere da protezione del rivestimento nei confronti di essiccamiento, erosioni, fenomeni di gelo-disgelo e da eventuali operazioni che potrebbero danneggiarlo.

Il tappeto drenante deve avere uno spessore di almeno 30 cm ed essere costituito di materiale grossolano e sabbia con percentuali di fine inferiori al 5% e conducibilità idraulica $> 10^{-3}$ cm/s.

Particolare attenzione è data al sistema di raccolta del percolato che deve essere progettato in modo tale che, a chiusura avvenuta della discarica,

il battente non superi mai i 30 cm. Il dimensionamento del sistema di raccolta del percolato, come quello della barriera impermeabile, è un vero e proprio progetto che richiede, fra l'altro, anche la valutazione del bilancio idraulico della discarica (illustrato nell'appendice B), in ogni caso la normativa del Wisconsin indica le seguenti caratteristiche minime:

- la pendenza del rivestimento di base deve essere > 2%;
- i tubi di raccolta, di diametro > 15 cm, devono essere posti in una trincea scavata nel rivestimento;
- ad entrambe le estremità delle linee di raccolta devono essere previsti punti accessibili di svuotamento e l'intero sistema deve essere progettato in modo tale da permettere il drenaggio per gravità del percolato ad un serbatoio di raccolta o direttamente ad una fogna di acque nere.

Altro elemento a cui è rivolta grande importanza è il sistema di copertura finale. Le normati-

ve scritte nel 1980 richiedono una copertura finale di 60 cm di terreno a bassa conducibilità idraulica su cui sono posti 15 cm di terreno vegetale. In una valutazione dettagliata di questi requisiti, Grefe et al. (1987) conclusero che è necessario un ricoprimento più spesso per assicurare una protezione a lungo termine dell'argilla compattata e accogliere una vegetazione vigorosa. In aggiunta, i precedenti regolamenti consentivano pendii finali da un minimo del 2% ad un massimo del 33%. I pendii costruiti con pendenze del 2% sono diventati in alcuni casi piatti o concavi a seguito dei sedimenti della massa dei rifiuti, quelli costruiti con pendenze del 33% trovano difficoltà a coprirsi di vegetazione e furono soggetti a rotture locali e ad erosione. Sulla base di queste osservazioni si è pervenuti alla revisione delle raccomandazioni: lo spessore minimo del terreno da porre sopra l'argilla compattata è elevato a valori compresi tra 45 e 75 cm; le pendenze sono ristrette tra il 5% e il 25%.

Appendice B

Sono qui di seguito sintetizzati i controlli da eseguire sui rivestimenti di argilla compattata (Daniel, 1990).

I controlli hanno lo scopo di verificare che: i materiali utilizzati siano idonei; i metodi di costruzione siano corretti; i rivestimenti e le coperture siano adeguatamente protette durante e dopo la costruzione.

Idoneità del materiale (requisiti di orientamento).

- Qualità di fine (passante al vaglio 200 ASTM) > 30%.
- Indice di plasticità > 10%.
- Quantità di ghiaia (trattenuto al vaglio 4 ASTM) < 10-20%, con granuli di dimensioni non superiori a 2.5-5.0 cm.
- Le zolle di terreno secche e dure sono difficili da compattare e dovrebbero essere polverizzate meccanicamente prima di aggiungere acqua.
- Se al terreno deve essere aggiunta bentonite, la miscela terreno-bentonite dovrebbe essere lavorata in modo accurato dopo che il terreno è stato polverizzato adeguatamente.

Contenuto d'acqua

- All'atto della compattazione il terreno non deve essere troppo secco, altrimenti si ottengono va-

lori di conducibilità troppo elevati, né deve essere troppo umido perché si avrebbe difficoltà di compattazione e possibilità di fessurazioni per essiccamiento; pertanto è necessario che il terreno abbia un contenuto d'acqua compreso in un campo di valori idoneo, individuato con criteri indicati da Daniel (1991).

- Piccoli aggiustamenti del contenuto d'acqua possono essere fatti facilmente prima della compattazione. Grandi aggiustamenti (più del 3%) non dovrebbero essere fatti immediatamente prima di compattare perché il terreno deve avere il tempo di umidificare o seccare uniformemente; in questo caso, Daniel (1990) raccomanda di bagnare o essiccare il terreno in un'area destinata allo scopo, avendo cura di mescolare il terreno durante la fase di bagnatura (o essiccamiento) e di attendere il tempo necessario affinché il terreno raggiunga una sufficiente uniformità; il terreno così preparato, se non immediatamente messo in opera, va protetto.

Preparazione della superficie

- Prima di posare uno strato di argilla sul terreno in situ, questo deve essere adeguatamente compattato.
- Se lo strato di argilla da compattare è posto sopra uno strato compattato precedentemente, la su-

perficie di quest'ultimo dovrebbe essere scarificata fino ad una profondità nominale di 25 mm prima di porre il terreno dello strato successivo. Lo scopo è quello di amalgamare i livelli compattati minimizzando la possibilità che tra le interfacce dei livelli si creino vie preferenziali di filtrazione.

- Lo spessore dei livelli non deve essere troppo elevato, altrimenti la parte inferiore del livello non risulterà compattata e i livelli non risulteranno compenetrati in modo efficace. Si raccomanda che il livello di terreno sciolto non sia superiore a 25 cm; ad esso corrisponde un livello compattato di circa 15 cm.

Compattazione

- il miglior tipo di compattatore è, nella maggior parte dei casi, un rullo pesante a piede di pecora con piedi di dimensioni tali da penetrare completamente il livello di terreno non compattato.

- Daniel (1990) raccomanda, per la maggior parte delle applicazioni, che il compattatore abbia un peso statico di almeno 18 tonnellate in aree piatte

e 14 tonnellate nei rivestimenti in pendenza (un rullo più leggero è qualche volta necessario sulle scarpate per impedire le rotture del rivestimento).

- Orientativamente, il minimo numero di passate suggerite è 5.

Protezione

- Il terreno deve essere protetto dalla fessurazione per essiccamento e dai danni prodotti dal gelo.

- Spesso un rullo liscio è usato per compattare la superficie di un livello completato. Questo crea una scoria superficiale che si rivela utile contro l'essiccamento e favorisce lo spandimento e allontanamento dell'acqua in caso di temporale. La superficie liscia dovrebbe essere corrugata con un disco prima di porre lo strato successivo.

- In aggiunta, contro l'essiccamento, il terreno può essere umidificato periodicamente e/o coperto temporaneamente con un telo di plastica.

- La migliore protezione contro il ghiaccio è quella di coprire il rivestimento con terreno o con rifiuti solidi.

Campi prova

- Il modo migliore per verificare che i materiali e i metodi di costruzione producano l'effetto desiderato è quello di costruire un campo prova. (Cartwright e Krapac, 1990; Readers et al., 1990).

- È raccomandato (Daniel, 1987) che il campo prova abbia una larghezza non inferiore a tre volte la larghezza del compattatore e una lunghezza uguale o maggiore. Esso dovrebbe avere idealmente lo stesso spessore di un rivestimento finito (fig. B1).

È possibile controllare visivamente se il rullo utilizzato permette una buona compenetrazione fra le zolle ed elimina le discontinuità fra i vari interstrati e quindi definire tutti quelli che sono i parametri di compattazione: caratteristiche del rullo, velocità, spessore degli strati, pretrattamento eventuale dell'argilla proveniente dalla cava prima della stesura e della compattazione.

- Sul campo prova inoltre si può operare sia con prove di laboratorio sia con prove in situ. Per le prove di laboratorio sarà necessario prelevare un certo numero di campioni indisturbati su cui effettuare misure di permeabilità, e rappresentativi per la determinazione della granulometria, del contenuto d'acqua e dei limiti di Atterberg.

Tuttavia, le prove di laboratorio non sono adatte ad indagare gli aspetti costruttivi su grande scala; per analizzare quest'ultimo aspetto è necessario ricorrere a prove in situ. Il campo prova è particolarmente adatto per realizzare prove in situ anche estremamente sofisticate, operando con infiltrometri o realizzando prove in vera grandezza; esso offre inoltre l'opportunità di valutare i

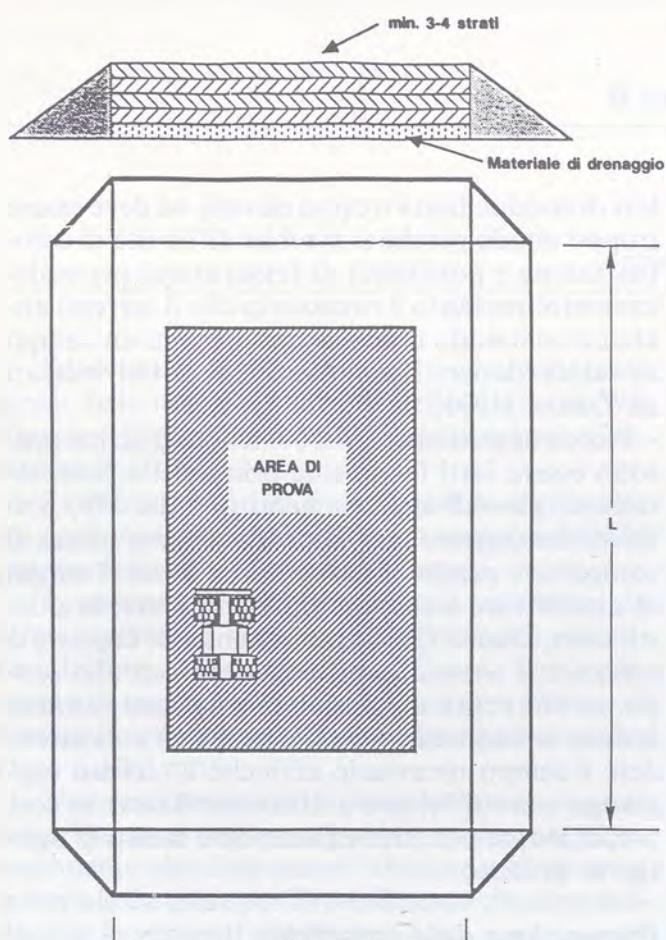


Fig. B1 - Campo prova per la verifica di materiali e metodi di costruzione di un rivestimento di argilla compattata.

tests di controllo di qualità e di calibrare i dispositivi di misura (Johnson et al., 1990).

Il valore di conducibilità idraulica in situ può essere determinato in molti modi, ma la tecnica raccomandata è quella dell'allagamento, nel caso in cui si sia provveduto a costruire un sistema di drenaggio al di sotto del campo prova, accompagnata da prove con infiltrometri (Daniel e Trautwein, 1986). Il rivestimento di prova può essere coperto con ghiaia su un'area limitata per avere informazioni sulla relazione fra la conducibilità idraulica e le pressioni verticali agenti (fig. B2).

Frequenza dei controlli in corso d'opera

- Un buon progetto non garantisce la buona riuscita dell'intervento se esso non è accompagnato

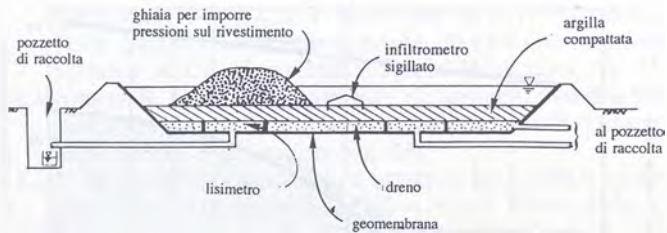


Fig. B2 - Prove di conducibilità idraulica in situ su rivestimenti di argille compattate.

da una dettagliata specifica sui tipi di controlli da effettuare e sulla frequenza di tali controlli. Un ottimo esempio di come concepire e sviluppare tale specifica è reperibile nel già citato articolo di Daniel (1990).

Appendice C

Il progetto di un sistema di rivestimento comporta l'analisi del bilancio idraulico della discarica, che richiede la conoscenza di un insieme di dati meteorologici (precipitazioni, evapotraspirazione, temperatura, ecc.).

Il bilancio idraulico consente di valutare la quantità di percolato che si deposita sul fondo della discarica e che va raccolto e rimosso, LC, e quella che attraversa il rivestimento di base, LM. Nella fig. C1 sono indicati i fattori da considerare in un bilancio idraulico.

Le acque che possono penetrare nel corpo dei rifiuti, contribuendo alla formazione di percolato, sono le acque di precipitazione, P, di irrigazione, IR, e di ruscellamento superficiale, SR. La

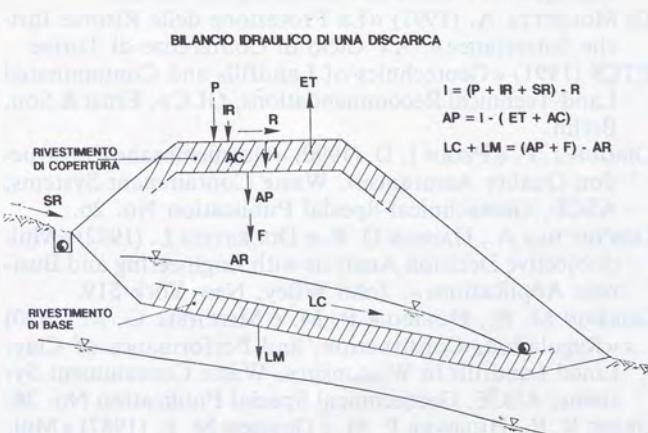


Fig. C1 - Bilancio idraulico di una discarica controllata.

prima forma di protezione attiva è pertanto quella di dosare IR e convogliare in trincee drenanti SR. Una parte di $(P + IR + SR)$ si allontana dalla discarica sotto forma di acqua di ruscellamento sulla copertura, R, e pertanto l'infiltrazione I è data da $I = (P + IR + SR) - R$.

R può essere stimata mediante la espressione $R = C P$, dove C è un coefficiente di ruscellamento tabulato in funzione delle pendenze e del tipo di copertura.

Coefficiente di ruscellamento sulla copertura (Lu et al. 1985)

Tipo di copertura	Pendenze		
	(< 2%)	(2-10%)	(> 10%)
inerbito	0.25	0.30	0.30
terra liscia	0.60	0.65	0.70
a pascolo	0.25	0.30	0.35
coltivata, impermeabile	0.50	0.55	0.60
coltivata, permeabile	0.25	0.30	0.35

È quindi importante progettare la copertura in modo da favorire un ruscellamento che non intacchi comunque la stabilità della copertura e controllare inoltre periodicamente che nella copertura non si siano formati avallamenti che favoriscono i ristagni d'acqua. Inoltre molto utile è l'utilizzo di geomembrane all'interno del manto di

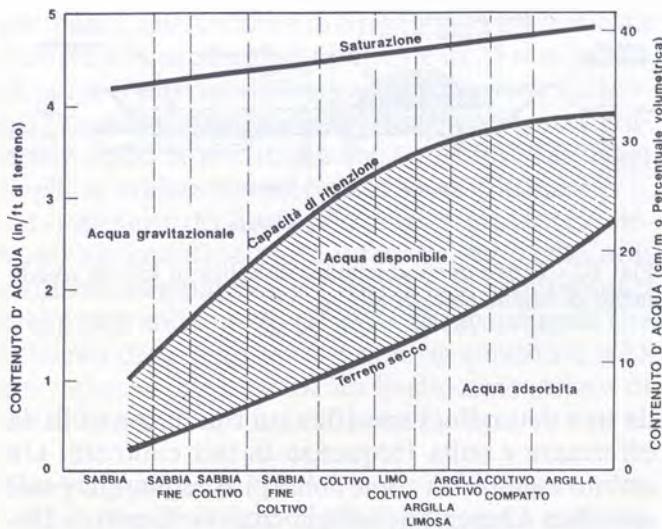


Fig. C2 - Caratteristiche di ritenzione dell'umidità di vari terreni con la classificazione USDA.

copertura per i quali sono ipotizzabili, nel caso di integrità della stessa, valori di C prossimi all'unità.

Dell'acqua di infiltrazione una parte è trattenuta dal terreno di copertura, AC, e una parte è soggetta ad evapotraspirazione, ET. Pertanto l'acqua che penetra nel corpo dei rifiuti, AP, risulta essere: $AP = I - (ET + AC)$.

I valori di ET sono stimati in funzione della temperatura media mensile e della latitudine del sito (si rimanda a Oweis e Khera, 1990); la capacità di ritenzione AC è stimata in funzione dello spessore della copertura e dei materiali che la compongono (Fig. C2).

La quantità di percolato che raggiunge il fondo della discarica, LM + LC, equivale al valore di AP, diminuito dell'acqua assorbita dai rifiuti, AR, e aumentato del fluido prodotto dai rifiuti, F. Pertanto: $LM + LC = (AP + F) - AR$.

BIBLIOGRAFIA

- BALDI G. e PEZZETTI G. (1991) «Potenzialità e Limiti dei Monitoraggi e dei Controlli per la Salvaguardia ed il Recupero del Territorio». XV Ciclo di Conferenze di Torino.
- BONAPARTE R. e GROSS B. A. (1990) «Field Behavior of Double-Liner System». Waste Containment Systems, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 26.
- BOYNTON S. S. e DANIEL D. E. (1985) «Hydraulic Conductivity Tests on Compacted Clay». Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 111, No. 4.
- CARAMUSCIO P., GHIONNA V. N., GIUSEPPETTI G. e MOLINARO P. (1991) «Analisi dei Fenomeni di Propagazione degli Inquinanti nel Sottosuolo». XV Ciclo di Conferenze di Torino.
- CARRIER D. W., III (1991) «Developments in Waste Disposal. Earth to Earth, Ashes to Ashes, Dust to Dust». XV Ciclo di Conferenze di Torino.
- CARTWRIGHT K. e KRAPAC I. (1990) «Construction and Performance of a Long-Term Earthen Liner Experiment». Waste Containment Systems, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 26.
- CAUTILLI F., POLIZZANO C. e TASSONI E. (1991) «L'impatto Ambientale delle Discariche di Rifiuti sul Territorio». RS Rifiuti Solidi Anno V, No. 2.
- CAZZUFFI D. e GIROUD J. P. (1991) «I Geosintetici nei Sistemi di Impermeabilizzazione e Drenaggio delle Discariche Controllate». XV Ciclo di Conferenze di Torino.
- DANIEL D. E. (1987) «Earthen Liners for Land Disposal Facilities». Geotechnical Practice for Waste Disposal, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 13.
- DANIEL D. E. (1990) «Summary Review of Construction Quality Control for Earthen Liners». Waste Containment Systems, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 26.
- DANIEL D. E. (1991) «Compacted Clay and Geosynthetic Clay Linings». XV Ciclo di Conferenze di Torino.
- DI MOLFETTA A. (1991) «La Protezione delle Risorse Idriche Sotterranee». XV Ciclo di Conferenze di Torino.
- ETC8 (1991) «Geotechnics of Landfills and Contaminated Land-Technical Recommendations, GLC». Ernst & Son, Berlin.
- GIROUD J. P. e PEGGS I. D. (1990) «Geomembrane Construction Quality Assurance». Waste Containment Systems, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 26.
- GOICOECHEA A., HANSEN D. R. e DUCKSTEIN L. (1982) «Multiojective Decision Analysis with Engineering and Business Applications». John Wiley, New York 519.
- GORDON M. E., HUEBNER P. M. e MITCHELL G. R. (1990) «Regulation, Construction, and Performance of Clay-Lined Landfills in Wisconsin». Waste Containment Systems, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 26.
- GREFE R. P., HUEBNER P. M. e GORDON M. E. (1987) «Multilayered Cover Design and Application to Wisconsin Landfills». Proceedings of the Tenth Annual Madison

- Waste Conference of Applied Research and Practice on Municipal and Industrial Waste.
- ITALGAS S.p.A., MANASSERO M. e PASQUALINI E. (1991) «Ricerca sugli Aspetti Geotecnici delle Discariche Controllate». Convenzione di ricerca. Documentazione Italgas S.p.A. - IG Ingegneria Geotecnica S.r.l. - Università degli Studi di Ancona.
- JESSBERGER H. L. e KOCKEL R. (1991) «Mechanical Properties of Waste Materials». XV Ciclo di Conferenze di Torino.
- JOHNSON G. M., CRUMBLEY W. S. e BOUTWELL G. P. (1990) «Field Verification of Clay Liner Hydraulic Conductivity». Waste Containment Systems. ASCE, Geotechnical Special Publication No. 26.
- KELLY W. E. e BOGARDI I. (1987) «Site Characteristic for Waste Disposal». Geotechnical Practice for Waste Disposal, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 13.
- KMET P., QUINN K. J. e SLAVIK C. (1981) «Analysis of Design Parameters Affecting the Collection Efficiency of Clay-Lined Landfills». Proceedings of the Fourth Annual Madison Waste Conference of Applied Research and Practice on Municipal and Industrial Waste.
- KOERNER R. M. (1990) «Designing with Geosynthetics». Second Edition, Prentice-Hall.
- KOERNER R. M. e RICHARDSON G. N. (1987) «Design of Geosynthetic Systems for Waste Disposal». Geotechnical Practice for Waste Disposal, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 13.
- KOERNER R. M., HALSE Y. H. e LORD A. E. (1990) «Long-Term Earthen Liner Experiment». Waste Containment Systems, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 26.
- LANDRETH R. E. (1990) «Landfill Containment Systems Regulation». Waste Containment Systems, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 26.
- LU C. S. J., EICHENBERGER B. e STEARNS R. J. (1985) «Leachate from Municipal Landfill». Noyer Publication.
- MITCHELL J. K. e MITCHELL R. M. (1991) «Stability of Landfills». XV Ciclo di Conferenze di Torino.
- OAKLEY R. E. III (1987) «Design and Performance of Earth-Lined Containment System». Geotechnical Practice for Waste Disposal, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 13.
- OWEIS I. S. e KERA R. P. (1990) «Geotechnology of Waste Management». Butterworth & Co Ltd.
- READES D. W., LATHI L. R., QUIGLEY R. M. e BACOPOULOS A. (1990) «Detailed Case History of Clay Liner Performance». Waste Containment Systems, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 26.
- STREET A. (1991) «Landfill in Europe - How does the U.K. Compare?». Comunicazione privata.
- TRAUTWEIN S. J. e WILLIAMS C. E. (1990) «Performance Evaluation of Earthen Liners». Waste Containment Systems, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 26.
- U. S. EPA (1989) «Requirements of Hazardous Waste Landfills Design, Construction and Closure». Seminar Publication. EPA/625/4-89/022.

Metodologie di intervento nei terreni inquinati

(Il contributo della geotecnica)

Mario MANASSERO*

1 Premessa

Le tecniche di intervento per la neutralizzazione di inquinanti nel sottosuolo stanno attraversando un periodo di rapidissima evoluzione.

Il notevole dinamismo del settore e la spinta, dovuta ad una sempre maggiore attenzione per la protezione e la salvaguardia dell'ambiente, hanno favorito la sperimentazione e la messa a punto di nuove tecnologie o il perfezionamento di quelle esistenti.

Questa positiva tendenza all'innovazione ed al miglioramento ha comunque evidenziato alcuni problemi che si possono sintetizzare nei seguenti punti:

- valutazione della reale efficacia delle nuove tecnologie;
- aggiornamento delle conoscenze tecniche nei vari settori dell'ingegneria e della produzione perché siano in grado di recepire ed implementare le nuove proposte;
- aggiornamento delle istruzioni tecniche, delle normative e del quadro legislativo al fine di standardizzare e regolamentare questo specifico campo di attività.

Con il presente lavoro, pur nella consapevolezza del limitato spazio a disposizione, si vuole dare un contributo all'aggiornamento nell'ambito del settore specifico, facendo esclusivo riferimento alle problematiche di competenza dell'ingegneria geotecnica.

Al fine di procedere in modo organico e rendere più efficace l'esposizione, nella prima parte si faranno alcuni richiami ai principi chimico-fisici sui quali si basano le tecnologie di risanamento che verranno prese in considerazione nella seconda parte del lavoro.

2 Aspetti generali

È consuetudine indicare come «area inquinata» un luogo dove sono stati o vengono scaricati rifiuti in modo non controllato, oppure un sito industriale ove sono presenti sostanze pericolose per

le attività antropiche e l'ambiente circostante.

Al di là di questa definizione piuttosto generica, Leggi e Decreti relativi a singoli stati e/o direttive comunitarie indicano il sottosuolo quale primo componente dell'ambiente ad essere minacciato dal rischio di inquinamento.

Volendo dare un inquadramento di base del sottosuolo devono essere evidenziate le fasi principali di cui lo stesso si compone: la fase gassosa, la fase liquida e la fase solida.

Mentre per l'aria e per l'acqua esistono, nella maggior parte delle nazioni ad economia avanzata, specifiche normative per definire l'esistenza o meno di uno stato di inquinamento e la sua gravità, non altrettanto si può dire per il terreno.

La tab. 1 riporta uno dei pochi esempi disponibili a livello di regolamentazione nazionale (Olanda), dove sono indicate le concentrazioni limite di riferimento delle sostanze per definire il grado di inquinamento del sottosuolo nelle fasi liquida e solida. Il valore A rappresenta il livello al di sotto del quale il sottosuolo non viene considerato inquinato.

Per concentrazioni comprese tra A e B è necessario effettuare una valutazione dei potenziali rischi connessi con l'uso del suolo. Il risultato dell'indagine potrà portare ad una restrizione dei possibili usi del suolo stesso ed eventualmente alla decisione di prevedere un intervento di risanamento.

Al di sopra della concentrazione C il sottosuolo è da ritenersi altamente inquinato e va sottoposto ad un intervento di risanamento che lo riconduca al livello A se ciò è tecnicamente possibile.

Recentemente la classificazione «olandese» è stata ampliata e completata per tener conto dell'uso a cui il terreno è destinato.

Con riferimento ai valori di soglia riportati in fig. 1 si può osservare che le concentrazioni limite A, B e C possono subire modificazioni significative in funzione della destinazione d'uso dell'area. Resta da definire l'eventuale pericolosità ed il grado di inquinamento dovuto alla presenza contemporanea di più sostanze (concentrazioni limitate relative).

A livello di problematica generale l'ingegneria ambientale sta tutt'ora cercando di razionalizzare gli approcci ai problemi di quantizzazione del grado di inquinamento mediante analisi di rischio applicate a specifici scenari di riferimento.

(*) I.G. Ingegneria Geotecnica S.r.l. Torino - Università degli Studi di Ancona, Facoltà di Ingegneria.

Tab. 1 - Classi di qualità del terreno secondo la prima normativa olandese del 1983 (da Moen et al. [1986])

Sostanza	suolo (mg/kg) SS			acque sotterranee ($\mu\text{g/l}$)		
	A	B	C	A	B	C
I Metalli						
Cr	100	250	800	20	50	200
Co	20	50	300	20	50	200
Ni	50	100	500	20	50	200
Cu	50	100	500	20	50	200
Zn	200	500	3000	50	200	800
As	20	30	50	10	30	100
Mo	10	40	200	5	20	100
Cd	1	5	20	1	2,5	10
Sn	20	50	300	10	30	150
Ba	200	400	2000	50	100	500
Hg	0,5	2	10	0,2	0,5	2
Pb	50	150	600	20	50	200
II Contaminanti inorganici						
NH (come N)	-	-	-	200	1000	3000
F (tot.)	200	400	2000	300	1200	4000
CN (tot. liberi)	1	10	100	5	30	100
CN (tot. compless.)	5	50	500	10	50	200
S (tot.)	2	20	200	10	100	300
Br (tot)	20	50	300	100	500	2000
PO (come P)	-	-	-	50	200	700
III Composti aromatici						
Benzene	0,01	0,5	5	0,2	1	5
Etilbenzene	0,05	5	50	0,5	20	60
Toluene	0,05	3	30	0,5	15	50
Xilene	0,05	5	50	0,5	20	60
Fenoli	0,02	1	10	0,5	15	50
Totale	0,1	7	70	1	30	100
IV Composti policiclici aromatici (PCA)						
Nafalene	0,1	5	50	0,2	7	30
Antracene	0,1	10	100	0,1	2	10
Fenantrene	0,1	10	100	0,1	2	10
Fluorantrene	0,1	10	100	0,02	1	5
Pirene	0,1	10	100	0,02	1	5
Benz(a)pirene	0,05	1	10	0,01	0,2	1
Totale	1	20	200	0,2	10	40
V Composti organici clorurati						
c.clorurati alifatici (indiv.)	5	50	1	10	50	
c.clorurati alifatici (tot)	0,1	7	70	1	15	70
clorobenzene (indiv.)	0,05	1	10	0,02	0,5	2
clorobenzeni (tot)	0,05	2	20	0,02	1	5
clorofenoli (indiv.)	0,01	0,5	5	0,01	0,3	1,5
clorofenoli (tot)	0,01	1	10	0,01	0,3	1,5
PCA clorurati (tot)	0,05	1	10	0,01	0,2	1
PCB (tot)	0,05	1	10	0,01	0,2	1
EOCl (tot)	0,1	8	80	1	15	70
VI Pesticidi						
organici clorurati (indiv.)	0,1	0,5	5	0,05	0,2	1
organici clorurati (tot)	0,1	1	10	0,1	0,5	2
totale	0,1	2	20	0,1	1	5
VII Altri contaminanti						
tetraidrofurano	0,1	4	40	0,5	20	60
piridina	0,1	2	20	0,5	10	30
tetraidrotiofene	0,1	5	50	0,5	20	60
cicloesanone	0,1	6	60	0,5	15	50
stirene	0,1	5	50	0,5	20	60
carburanti	20	100	800	10	40	150
oli minerali	100	1000	5000	20	200	600



Fig. 1 - Classi di qualità e valori-soglia per diverse destinazioni d'uso del terreno (da Lühr [1990]).

I. INTRODUZIONE AGLI ASPETTI TEORICI

3 Fenomeni di interazione inquinanti-falda-terreno

Il versamento superficiale di sostanze inquinanti provoca una contaminazione del sottosuolo che si distribuisce, nel caso più generale, come mostrato schematicamente nella fig. 2.

La prima zona incontrata dall'inquinante è il terreno non saturo sopra falda (vadoso); in questa zona la migrazione, governata dalla forza di gravità, avviene principalmente verso il basso; le componenti più volatili dell'inquinante tendono ad essere assorbite dalla fase solida costituita dai grani di terreno. La fase liquida viene anch'essa in parte trattenuta per effetto delle tensioni capillari.

Raggiunta la superficie piezometrica gli inquinanti aventi peso di volume minore di quello dell'acqua tendono a galleggiare ed a migrare nella direzione di movimento della falda mentre i composti più pesanti dell'acqua, raggiunta una pressione superiore alla tensione capillare propria del sistema acqua-terreno, precipitano verso il basso raccogliendosi in generale sulla superficie della formazione naturale a bassa permeabilità che delimita la base dell'acquifero. La percentuale dei composti inquinanti solubili in acqua tende a propagarsi nella direzione di movimento della falda. La par-

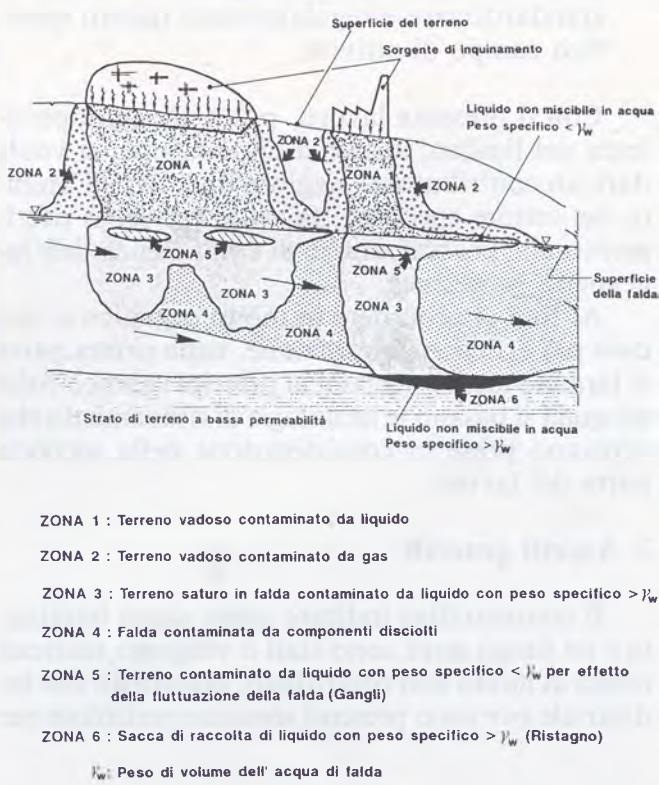


Fig. 2 - Schema di distribuzione degli inquinanti nel sottosuolo (Adattamento da Mutch [1990]).

te non solubile tende ad essere trattenuta dallo scheletro solido del terreno.

All'interno delle singole zone evidenziate in fig. 2 avviene, a livello molecolare, una serie di fenomeni di interazione chimico-fisici tra:

- singoli ioni o molecole che costituiscono il composto inquinante;
- terreno ed inquinante;
- acqua contenuta nel terreno ed inquinante;
- gas contenuto nel terreno ed inquinante.

La fig. 3 riporta a livello esemplificativo i principali processi di interazione chimico-fisica che si possono sviluppare a livello molecolare tra inquinanti e sottosuolo.

Nella stessa figura viene anche attribuito ai vari fenomeni un grado di importanza relativa.

Nei paragrafi successivi si terrà conto, a livello macroscopico, di questi complessi fenomeni di interazione, con riferimento alla modellazione della propagazione degli inquinanti nel sottosuolo ed all'illustrazione dei principi sui quali si basano alcune tecniche di risanamento.

3.1 Filtrazione ed acquiferi

Nelle trattazioni dei processi di migrazione degli inquinanti in falda il primo fenomeno a cui in genere si fa riferimento è la convezione.

Un composto perfettamente solubile se non soggetto a gradienti di altro tipo (paragrafo 3.5)

X : APPREZZABILE XX : IMPORTANTE XXX : MOLTO IMPORTANTE							
	COMPOSTI CLORURATI	(a) BTEX	(b) PAH	FENOLI	AMMONIACA	(c) "SALI"	METALLI PESANTI
COMBINAZIONE ACIDO-BASE	-	-	-	X	X	X	-
RAGGRUPPAMENTO	-	-	-	-	-	X	XX
PRECIPITAZIONE	-	-	-	-	-	XX	X
ASSORBIMENTO	X	X	XX	X	-	-	XXX
SCAMBI IONICI	-	-	-	-	XX	XX	(X)
DEGRADAZIONE	X	XX	X	X	XX	(X)	(X)
VOLATILIZZAZIONE	XX	XX	X	(X)	X	-	(X)

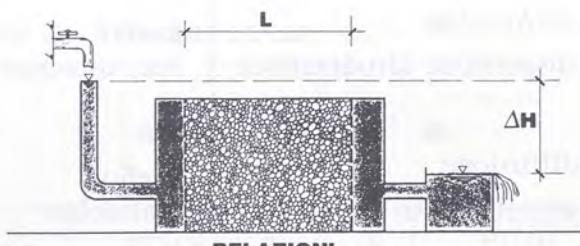
(a) BTEX : Benzene, Toluene, Etilbenzene, Xilene

(b) PAH : Idrocarburi poliariomatici

(c) "SALI" : Anioni e cationi più comuni :

Ca, Mg, K, Na, Cl, SO₄, HCO₃, NO₃

Fig. 3 - Principali processi di interazioni a livello molecolare tra inquinanti e terreno (Adattamento da Christensen [1991]).



RELAZIONI

$$Q = A \cdot K \cdot i \quad V = K \cdot i = Q/A$$

$$v = V/n_e \quad i = \Delta H/L$$

LEGENDA

Q = Portata di volume [L³/T] **i** = Gradiente idraulico [-]

A = Area della sezione del mezzo poroso [L²] **K** = Permeabilità [L/T] **n_e** = Porosità apparente [-]

V = Velocità di filtrazione [L/T]

v = Velocità media reale dell'acqua nei pori [L/T]

Fig. 4 - Modello base di Darcy per la descrizione del processo di filtrazione.

si muove con la stessa velocità del solvente, che nel caso specifico può essere considerata l'acqua di falda.

In presenza di elevata permeabilità del mezzo poroso il fenomeno di convezione tende a prevalere sugli altri fenomeni di propagazione che verranno trattati nei paragrafi successivi.

Sulla base di quanto riportato in precedenza risulta evidente l'importanza della caratterizzazione e della modellazione dell'acquifero allo stato indisturbato ed eventualmente delle modifiche introdotte da pozzi, trincee o altri tipi di manufatti realizzati per la captazione di inquinanti.

Per gli approfondimenti delle tematiche relative agli acquiferi si rimanda a testi specifici quali Walton [1970], Bear [1979], Freeze & Cherry [1979], Chiesa [1988] e Di Molfetta [1991].

Con riferimento alle espressioni ed alle definizioni riportate in fig. 4, in relazione al modello base di filtrazione di Darcy, è importante sottolineare il concetto di velocità media reale dell'acqua nei pori del terreno, che coincide con la velocità di convezione dell'inquinante.

La velocità media reale risulta più elevata della velocità di filtrazione in misura inversamente proporzionale alla porosità apparente del terreno n_e.

La porosità apparente definisce il rapporto tra il volume dei pori saturi tra di loro comunicanti ed il volume totale dell'elemento di terreno considerato.

3.2 Inquinanti solubili in zona satura

Nel seguito è riportata la schematizzazione fenomenologica di riferimento per la modellazione della propagazione di un inquinante in soluzione all'interno di un mezzo poroso.

a. convezione	livello macroscopico
b. dispersione idrodinamica	
c. diffusione	livello molecolare
d. assorbimento	

a. Convezione

In virtù di questo fenomeno la particella di inquinante in soluzione viene trascinata dal fluido in movimento con la sua stessa velocità e direzione (paragrafo 3.1).

b. Dispersione idrodinamica

La particella inquinante in soluzione potrebbe muoversi come indicato in a) solamente nel caso di moto del solvente perfettamente omogeneo, costante e con linee di flusso parallele; nella realtà

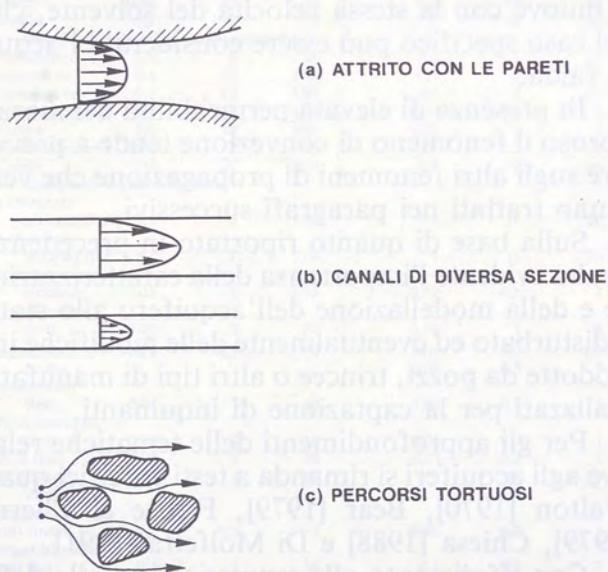


Fig. 5 - Dispersione idrodinamica.

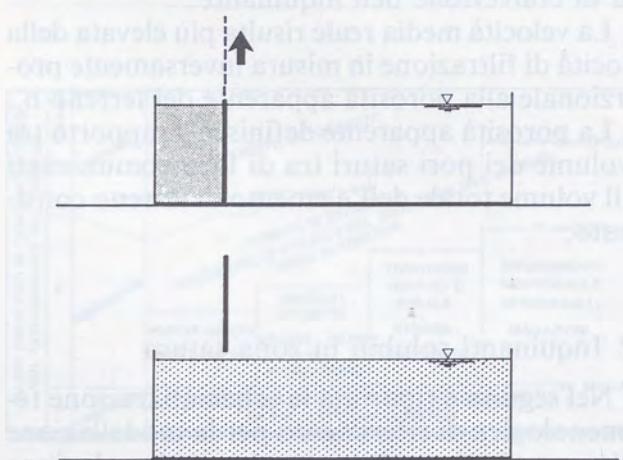


Fig. 6 - Processo di diffusione.

(vedere fig. 5) la presenza dello scheletro solido del terreno costringe l'acqua interstiziale a muoversi lungo percorsi tortuosi entro canali a sezione continuamente variabile.

Nello stesso tempo, per effetto dell'attrito sulle pareti, all'interno del singolo canale la distribuzione delle velocità del fluido non è uniforme.

Risulta evidente che alcune particelle di inquinante si muovono più o meno rapidamente rispetto alla velocità media dell'acqua e/o subiscono delle deviazioni laterali rispetto alla direzione principale di flusso.

c. Diffusione

Se si elimina il diaframma di un contenitore (vedere fig. 6), che tiene separata una soluzione dal solvente puro, si può immediatamente verificare che, anche in assenza di moto del liquido, il soluto tende ad uniformare la propria distribuzione spaziale diffondendosi dalle zone a concentrazione più elevata verso quelle a concentrazione minore.

Per analogia ne consegue che, anche in presenza di falda perfettamente immobile, un inquinante iniettato all'interno della stessa tende a diffondersi con un flusso proporzionale al suo gradiente di concentrazione.

d. Assorbimento

Se l'inquinante disiolto in acqua interagisce con lo scheletro solido del terreno, si viene a creare un flusso di molecole di inquinante dalla fase liquida, a concentrazione maggiore, verso la fase solida. Le molecole di inquinante vengono tratteggiate (assorbite) dal terreno fino al momento in cui tra le concentrazioni nella fase solida e liquida si raggiunge un rapporto di equilibrio, che varia ovviamente al variare del tipo di inquinante e di terreno.

Senza entrare maggiormente nei dettagli dal punto di vista analitico (per i quali si rimanda a Caramusco et al. [1991]) si riporta nel seguito per il caso monodimensionale, con asse x di riferimento, l'equazione differenziale che descrive a livello macroscopico i fenomeni illustrati in precedenza.

$$\frac{D_x}{R_d} \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - \frac{v_x}{R_d} \frac{\partial C}{\partial x} = \frac{\partial C}{\partial t} \quad (1)$$

dove:

$D_x^* = D_x^* + \alpha v_x$: coefficiente di dispersione-diffusione in direzione x $\left[\frac{L^2}{T} \right]$

D_x^* : coefficiente di diffusione in direzione x $\left[\frac{L^2}{T} \right]$

α : coefficiente di dispersività dinamica $[L]$

$$v_x = \frac{V_x}{n_e} : \text{velocità media reale dell'acqua di falda nella direzione } x \quad \left[\frac{L}{T} \right]$$

$$V_x = K_x i : \text{velocità di filtrazione secondo Darcy nella direzione } x \quad \left[\frac{L}{T} \right]$$

$$K_x : \text{permeabilità nella direzione } x \quad \left[\frac{L}{T} \right]$$

$$i : \text{gradiente idraulico} \quad [-]$$

$$n_e : \text{porosità apparente del terreno} \quad [-]$$

$$C : \text{concentrazione dell'inquinante} \quad \left[\frac{M}{L^3} \right]$$

$$t : \text{tempo} \quad [T]$$

$$R_d = 1 + \frac{\varrho}{n} K_d : \text{fattore di ritardo} \quad [-]$$

$$\varrho : \text{peso di volume del terreno secco} \quad \left[\frac{M}{L^3} \right]$$

$$n : \text{porosità totale} \quad [-]$$

$$K_d : \text{coefficiente di ripartizione della concentrazione di equilibrio dell'inquinante tra la fase solida con riferimento all'unità di massa e la fase liquida con riferimento all'unità di volume} \quad \left[\frac{L^3}{M} \right]$$

Tab. 2 - Funzione errore

$$\text{erf}(\beta) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\beta} e^{-\epsilon^2} d\epsilon$$

β	$\text{erf}(\beta)$
0	0
0.05	0.056372
0.1	0.112463
0.15	0.167996
0.2	0.222703
0.25	0.276326
0.3	0.328627
0.35	0.379382
0.4	0.428392
0.45	0.475482
0.5	0.520500
0.55	0.563323
0.6	0.603856
0.65	0.642029
0.7	0.677801
0.75	0.711156
0.8	0.742101
0.85	0.770668
0.9	0.796908
0.95	0.820891
1.0	0.842701

β	$\text{erf}(\beta)$
1.1	0.880205
1.2	0.910314
1.3	0.934008
1.4	0.952285
1.5	0.966105
1.6	0.976348
1.7	0.983790
1.8	0.989091
1.9	0.992790
2.0	0.995322
2.1	0.997021
2.2	0.998137
2.3	0.998857
2.4	0.999311
2.5	0.999593
2.6	0.999764
2.7	0.999866
2.8	0.999925
2.9	0.999959
3.0	0.999978

Per le seguenti condizioni al contorno:

$$C(x \geq 0; t = 0) = 0$$

$$C(x \leq 0; t > 0) = C_o$$

$$C(x = \infty; t > 0) = 0$$

avendo posto la concentrazione iniziale dell'inquinante pari a C_o , si può ottenere la soluzione in forma chiusa riportata nel seguito (Ogata & Banks [1961]; Ogata [1970]; Bear [1972, 1979]; Freeze & Cherry [1979])

$$\frac{C}{C_o} = \frac{1}{2} \left\{ [1 - \text{erf} \left[\frac{x - \frac{v_x t}{R_d}}{2 \sqrt{\frac{D_x t}{R_d}}} \right]] + \right. \\ \left. + \exp \left[\frac{v_x x}{D_x} \right] [1 - \text{erf} \left[\frac{x - \frac{v_x t}{R_d}}{2 \sqrt{\frac{D_x t}{R_d}}} \right]] \right\} \quad (2)$$

dove:

erf: funzione errore (vedere tab. 2).

Può essere infine utile fornire la soluzione tridimensionale per la propagazione di un inquinante nel terreno nel caso di sorgente puntiforme ed immissione istantanea nel sottosuolo di una massa M di inquinante.

In questo caso la concentrazione di inquinante ad un punto di coordinate (x, y, z) al tempo t è data dalla seguente espressione (Hunt [1978]):

$$C = \frac{M}{8n_e \sqrt{\pi t^3} \sqrt{D_x D_y D_z}} \cdot \\ \cdot \exp \left[- \frac{\left(x - \frac{v_x t}{R_d} \right)^2}{4 \frac{D_x t}{R_d}} - \frac{y^2}{4 \frac{D_y t}{R_d}} - \frac{z^2}{4 \frac{D_z t}{R_d}} \right] \quad (3)$$

Per acquisire familiarità con le equazioni che descrivono alcuni dei fenomeni di interazione inquinante-terreno, nelle figg. 7a e 7b viene illustrata qualitativamente l'influenza dei vari parametri contenuti nelle formule precedenti.

In assenza di diffusione e dispersione ($D_x = 0$), in caso di flusso modimensionale, nel contenitore riportato in fig. 7a si può osservare un andamento cosiddetto «a pistone» del moto dell'inquinante, in quanto le molecole si muovono tutte contemporaneamente alla stessa velocità (v_x) dell'acqua durante il moto di filtrazione.

Per $D_x \neq 0$ ed $R_d = 1$ le prime particelle di inquinante attraversano il campione in tempi molto più brevi rispetto al caso precedente, mentre in generale, con riferimento ad una sezione specifica del campione, per ottenere nel liquido permeante concentrazioni (C) pari al 50% della concentrazione iniziale (C_0) sono necessari tempi crescenti al diminuire del coefficiente di diffusione D_x ed al crescere del coefficiente di ritardo R_d .

La fig. 7b mostra in assenza di moto del solvente ($v_x = 0$) l'andamento nel campione di ter-

reno delle concentrazioni in tempi successivi del soluto per effetto della sola diffusione (D_x).

I parametri illustrati in precedenza, dipendono sia dallo scheletro solido del terreno che dal tipo di inquinante considerato.

Risulta importante segnalare che in presenza di materiali a grana grossa con elevata permeabilità i fenomeni che acquisiscono maggior rilevanza risultano la convezione e la dispersione idrodinamica, mentre per materiali con permeabilità $K < 10^{-9}$ m/s il movimento degli inquinanti avviene sostanzialmente per effetto della diffusione.

Grande importanza può avere in quest'ultimo tipo di terreni l'interazione inquinante-scheletro solido (Mitchell [1976]; Shackelford e Daniel [1991]; Mitchell [1991]) in relazione al fattore di ritardo R_d .

Le equazioni in questo capitolo verranno utilizzate per alcune esemplificazioni di calcolo riportate nel capitolo 4.

È fondamentale comunque ricordare che le soluzioni in forma chiusa fanno riferimento a mezzi omogenei, in generale ben diversi da come si presenta nella realtà il sottosuolo.

3.3 Inquinanti solubili nella zona non satura

Prima di passare ad osservare il comportamento degli inquinanti nella zona insatura, è opportuno richiamare alcuni concetti base riguardanti il comportamento dell'acqua nella zona di terreno posta al di sopra del livello piezometrico della falda.

In corrispondenza della superficie libera della falda la pressione dell'acqua è pari alla pressione atmosferica (p_a) (ovvero zero in termini di pressione relativa o di battente piezometrico ψ).

Procedendo verso l'alto si possono osservare valori di ψ negativi e decrescenti.

La zona satura di terreno sopra la superficie piezometrica viene definita zona di risalita capillare o frangia capillare.

Lo spessore di questa zona dipende sostanzialmente dalla granulometria del terreno (e quindi dai vuoti interstiziali); più fine è il materiale, maggiore risulta la risalita capillare (vedere tab. 3).

In condizioni idrostatiche la pressione capillare nella zona satura varia linearmente.

La forza di gravità che agisce sulla colonna d'acqua capillare viene contrastata dall'adesione molecolare alle pareti del tubo capillare e dall'effetto membrana che si sviluppa sulla superficie libera dell'acqua al contatto con l'aria (fig. 8a).

Al di sopra della frangia capillare si riscontra in generale la zona di terreno non saturo (fig. 8b) dove la pressione dell'acqua interstiziale tende a

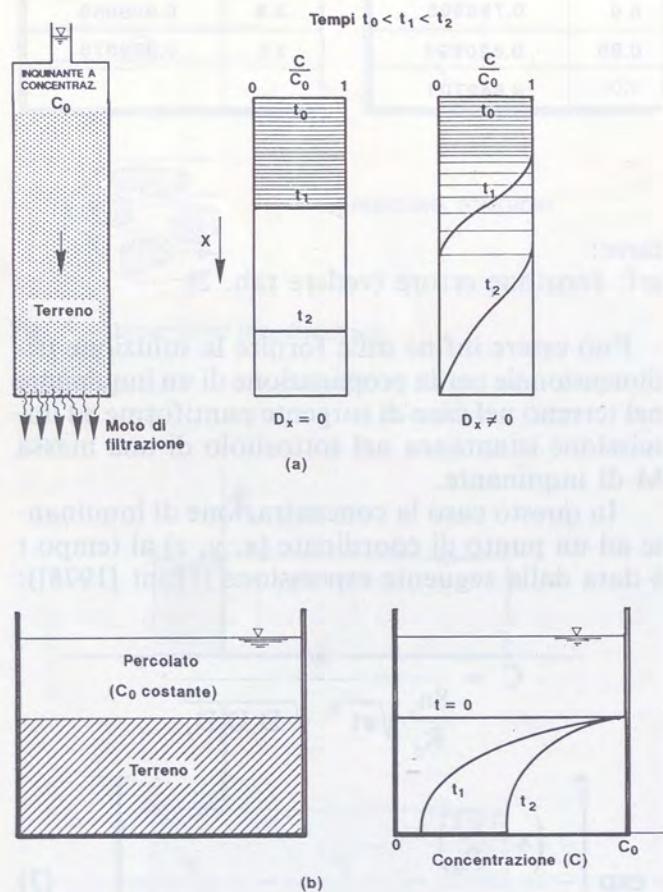


Fig. 7 - Schema di propagazione degli inquinanti in soluzione: a) Convezione, diffusione e dispersione; b) Solo diffusione.

diminuire ulteriormente e pertanto gli interstizi di dimensioni più ridotte sono in grado di trattenere l'acqua in equilibrio con la propria tensione superficiale o pellicolare.

La relazione tra pressione interstiziale e grado di saturazione S o contenuto d'acqua θ non è comunque univoca (vedere fig. 9a), ma dipende dalla storia «idraulica» del campione.

Anche la permeabilità del terreno, definita come quantità di flusso che attraversa una sezione di area unitaria del campione sotto l'azione di un gradiente pari ad uno, risulta inferiore a quella del mezzo saturo (fig. 9b).

Se si trascurano in prima approssimazione alcuni fenomeni secondari, la spiegazione di quest'ultimo aspetto è abbastanza semplice: parte dell'acqua in ingresso viene trattenuta nel terreno per saturare i vuoti in cui sono contenuti aria o gas; la quantità di acqua in uscita risulterà pertanto inferiore e di conseguenza anche la permeabilità del mezzo poroso.

La misura della conducibilità idraulica di un terreno non saturo risulta piuttosto complessa a causa del continuo cambiamento di condizioni al contorno che si verificano durante la prova: nel momento in cui l'acqua permea il campione varia il grado di saturazione e quindi la permeabilità stessa. Per ulteriori dettagli sulle prove di permeabilità in mezzi non saturi si rimanda a (Freeze & Cherry [1979], Parker et al. [1985]).

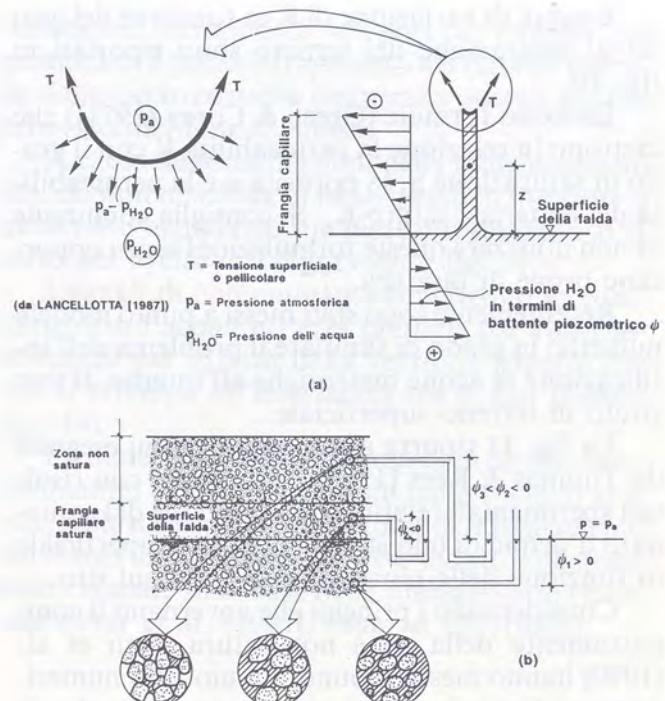


Fig. 8 - Schematizzazione del fenomeno di capillarità nel terreno (a) Zona satura e zona non satura (b).

Tab. 3 - Altezze di risalita per capillarità
(da Lane a Washburn [1946]; Hansbo [1975])

MATERIALE	ALTEZZA MASSIMA DI RISALITA h _{CR} (*) (m)	ALTEZZA MASSIMA DI SATURAZIONE h _{CS1} (m)
GHIAIA	0.05 - 0.30	0.20
SABBIA GROSSA	0.03 - 0.80	0.60
SABBIA MEDIA	0.12 - 2.40	1.20
SABBIA FINE	0.30 - 3.50	1.20
LIMO	1.50 - 12.0	1.80
ARGILLA	≥ 10	-

(*) : I VALORI PIÙ ELEVATI SI RIFERISCONO AL MATERIALE PIÙ ADDENSATO

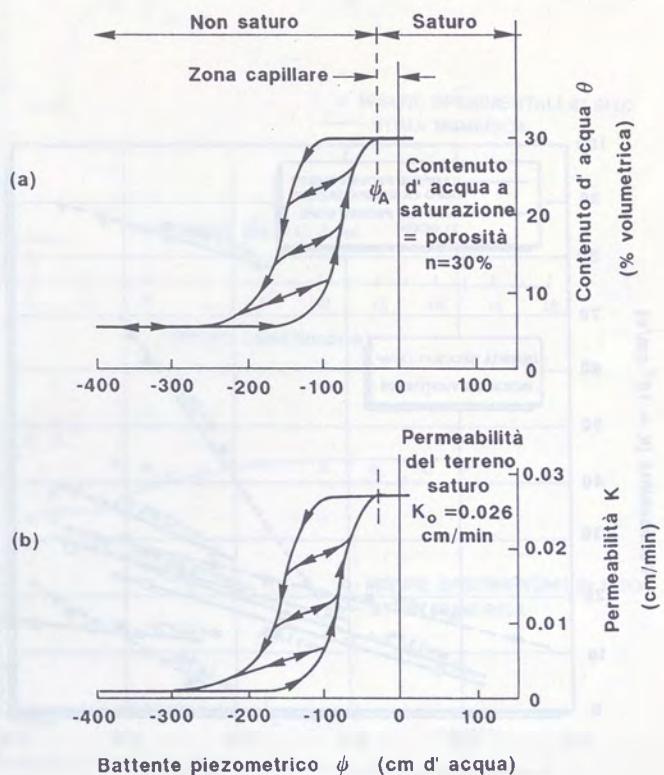


Fig 9 - Curve caratteristiche di relazione tra battente piezometrico, contenuto d'acqua e permeabilità (da Freeze e Cherry [1979]).

Esempi di variazione di K in funzione del grado di saturazione del terreno sono riportati in fig. 10.

Esistono formule (Green & Corey [1971]) che mettono in relazione la permeabilità K con il grado di saturazione S , la porosità n e la permeabilità del materiale saturo K_s . Si consiglia comunque di non utilizzare queste formulazioni senza opportune prove di taratura.

Recentemente sono stati messi a punto modelli numerici in grado di simulare il problema dell'infiltrazione di acque meteoriche all'interno di uno strato di terreno superficiale.

La fig. 11 riporta alcune simulazioni eseguite da Thomas & Rees [1990] confrontate con risultati sperimentali relativi alla variazione del contenuto d'acqua di uno strato di terreno superficiale in funzione delle piovosità registrata sul sito.

Considerando i principi che governano il comportamento della zona non satura, Nair et al. [1990] hanno messo a punto un modello numerico monodimensionale piuttosto complesso che simula la propagazione di un inquinante in presenza di un mezzo trifase (gas, acqua e terreno).

Nel volume di terreno insaturo (vadoso) l'acqua presente costituisce un veicolo per gli inquinanti verso la falda e l'aria costituisce un veicolo per gli inquinanti verso l'atmosfera.

Il modello di Nair et al. [1990] risolve il problema del passaggio dei composti inquinanti attraverso le interfacce aria-acqua; aria-terreno ed acqua-terreno assumendo l'equilibrio istantaneo

delle concentrazioni secondo i coefficienti di ripartizione K_{ij} .

Le equazioni differenziali risolutive adottate dagli autori sono riportate nel seguito.

— Equazione di bilancio delle masse per il trasporto monodimensionale del contaminante volatile

$$n(1-S) \frac{\partial C_g}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[D_g c^* n(1-S) \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{C_g}{c^*} \right) \right] + \\ - \frac{\partial}{\partial z} [v_g n(1-S) C_g] + K_{sg} C_s - K_{gs} C_g + \\ + K_{wg} C_w - K_{gw} C_g - \lambda_g n(1-S) C_g \quad (4)$$

— Equazione di bilancio delle masse per il trasporto monodimensionale del contaminante nella fase liquida

$$n S \frac{\partial C_w}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[D_w n S \frac{\partial C_w}{\partial z} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[D_{wv} n S \frac{\partial C_w}{\partial t} \right] - \frac{\partial}{\partial z} (v_w n S C_w) + K_{gw} C_g + \\ - K_{wg} C_w + K_{sw} C_s - K_w C_w + S_w - \lambda_w n S C_w \quad (5)$$

— Equazione di bilancio delle masse del contaminante interagente con la superficie dei grani del terreno

$$\varrho_b \frac{\partial C_s}{\partial t} = K_{gs} C_g - K_{sg} C_s + K_{ws} C_w + \\ - K_{sw} C_s - \lambda_s \varrho_b C_s \quad (6)$$

dove:

C_i : concentrazione del contaminante nella fase i $\left[\frac{M}{L^3} \right]$

n : porosità del mezzo $[-]$

S : grado di saturazione $[-]$

D_i : coefficiente di diffusione del contaminante nella fase i $\left[\frac{L^2}{T} \right]$

D_{wv} : coefficiente di dispersione nella fase liquida $\left[\frac{L^2}{T} \right]$

ϱ_b : peso di volume della fase solida $\left[\frac{M}{L^3} \right]$

v_i : velocità della fase i $\left[\frac{L}{T} \right]$

c^* : densità molare del gas $\left[\frac{M}{L^3} \right]$

K_{ij} : coefficiente di ripartizione delle concentrazioni tra le fasi i e j $\left[\frac{M}{L^3 T} \right]$

λ_i : costante di decadimento per la fase i $\left[\frac{1}{T} \right]$

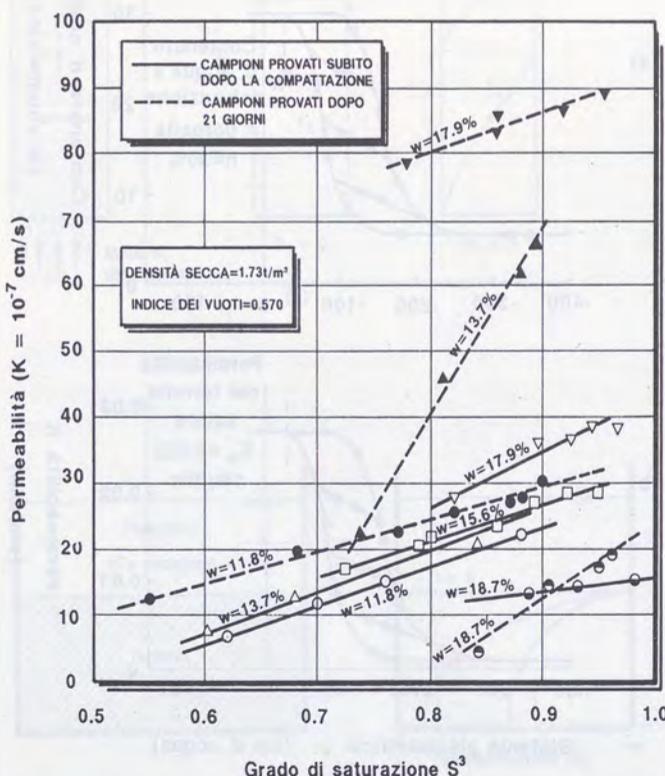


Fig. 10 - Influenza del grado di saturazione sulla permeabilità di argille compattate (da Mitchell [1976]).

S_w : termine di sorgente nella fase acquosa

$$[\frac{M}{L^3 T}]$$

t : tempo

$$[T]$$

z : altezza della superficie della falda [L]

pedici g, s e w : fase gassosa, fase solida e fase liquida.

Nelle fig. 12 e 13 viene riportato un esempio di simulazione dove si possono osservare le variazioni nel tempo della concentrazione di un inquinante (Benzene) nelle 3 fasi gas, liquido, solido e i flussi di inquinante nella falda ed in atmosfera.

3.4 Inquinanti non solubili

I liquidi caratterizzati da bassa solubilità in acqua tendono a raccogliersi in bolle o gangli che

rimangono intrappolati nei pori del terreno. La quantità di liquido intrappolato nel terreno dipende dalle caratteristiche del mezzo poroso e dalle proprietà del liquido stesso.

A causa delle oscillazioni della falda anche un liquido non miscibile di peso specifico inferiore a quello dell'acqua può rimanere intrappolato al di sotto del livello di falda (vedere fig. 2).

I gangli di contaminante rimangono in equilibrio con l'acqua e l'aria presenti nei vuoti interstiziali per effetto della tensione superficiale che si sviluppa all'interfaccia tra le fasi (vedere fig. 14).

Le dimensioni dei gangli stabili di liquido contaminante, cioè non amovibili dalle forze di gravità, dalle sottospinte e dalle forze di trascinamento del flusso di falda o di un flusso indotto, possono essere stimate sulla base delle formule sotto riportate (Sitar et al. [1987], Hunt et al. [1988]).

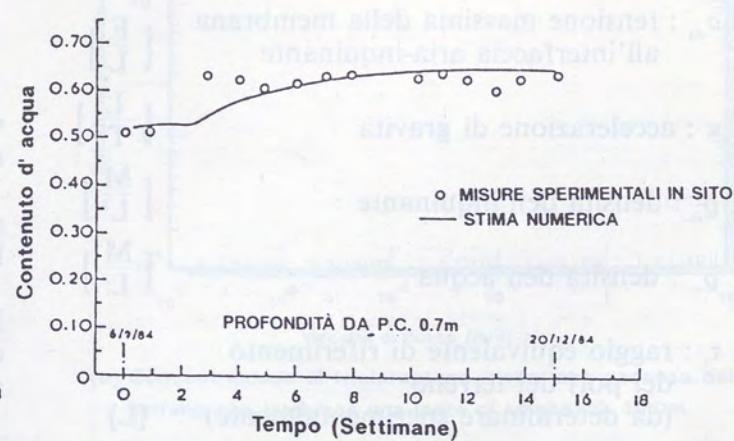
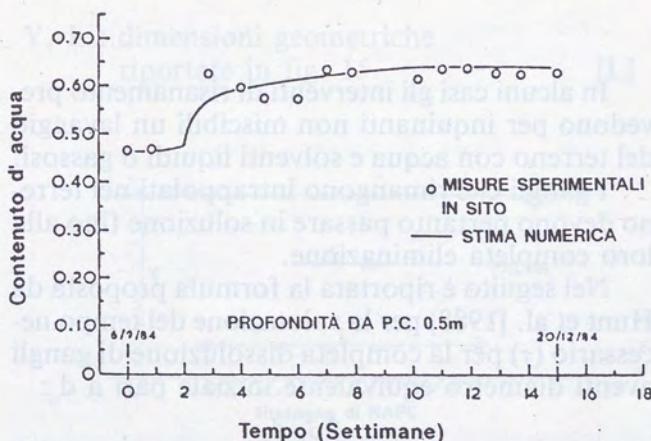
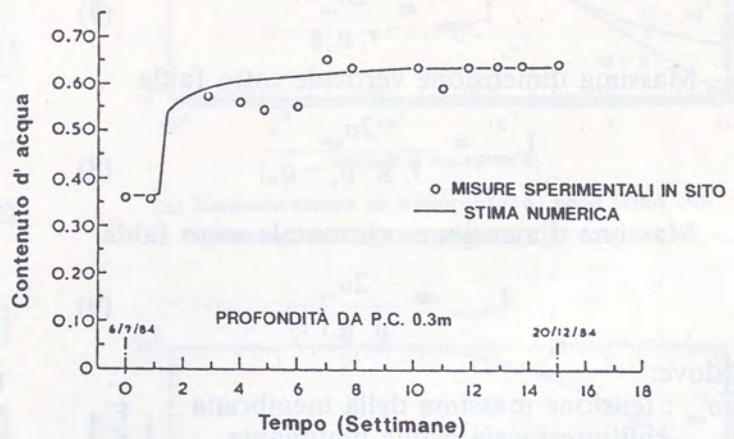
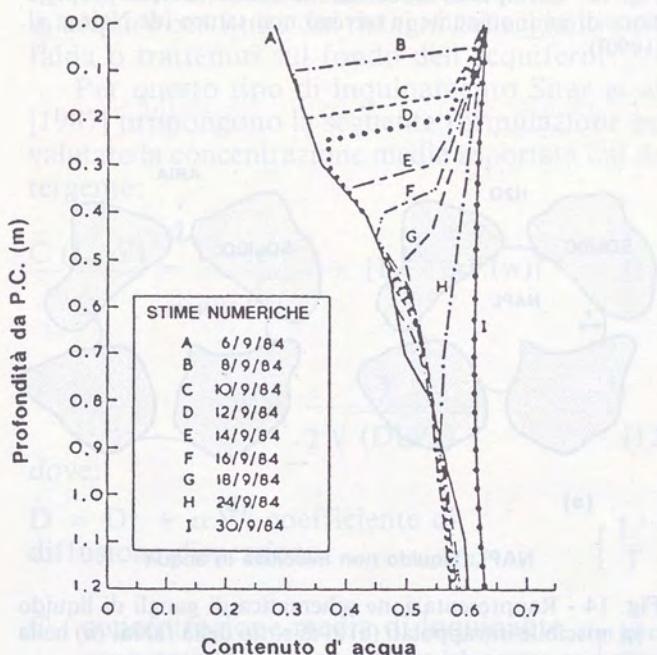
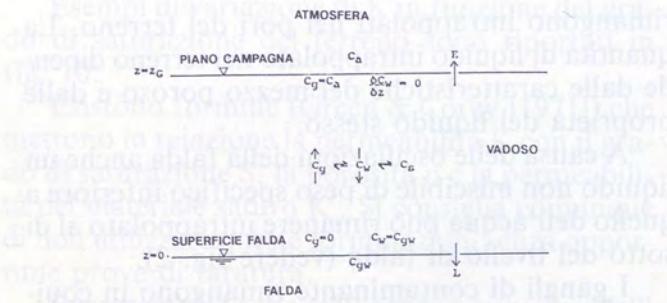


Fig. 11 - Simulazione numerica dell'infiltrazione dell'acqua in uno strato di terreno superficiale (da Thomas e Rees [1990]).



(a) Condizioni al contorno

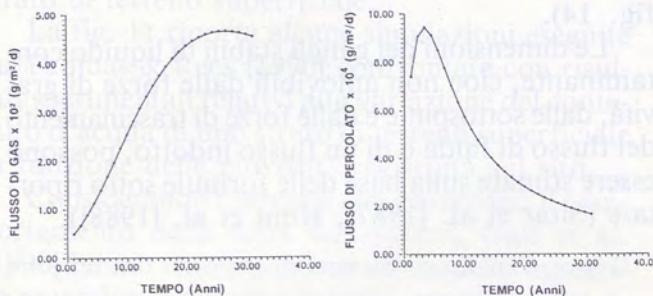


Fig. 12 - Esempio di modellazione numerica della propagazione di un inquinante in terreno non saturo (da Nair et al. [1990]).

- Massima dimensione verticale sopra falda

$$L_{vmax} \approx \frac{2\sigma_{oa}}{r_t \rho_o g} \quad (7)$$

- Massima dimensione verticale sotto falda

$$L_{vmax} \approx \frac{2\sigma_{ow}}{r_t g |\rho_o - \rho_w|} \quad (8)$$

- Massima dimensione orizzontale sotto falda

$$L_{hmax} \approx \frac{2\sigma_{ow}}{\rho_w g i r_t} \quad (9)$$

dove:

σ_{ow} : tensione massima della membrana all'interfaccia acqua-inquinante

σ_{oa} : tensione massima della membrana all'interfaccia aria-inquinante

g : accelerazione di gravità

ρ_o : densità dell'inquinante

ρ_w : densità dell'acqua

r_t : raggio equivalente di riferimento dei pori del terreno (da determinare sperimentalmente)

i : gradiente idraulico

$\left[\frac{F}{L} \right]$

$\left[\frac{L}{T^2} \right]$

$\left[\frac{M}{L^3} \right]$

$\left[\frac{M}{L^3} \right]$

$[L]$

$[-]$

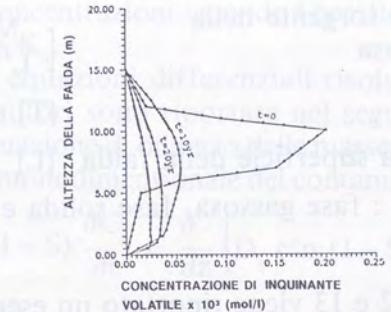
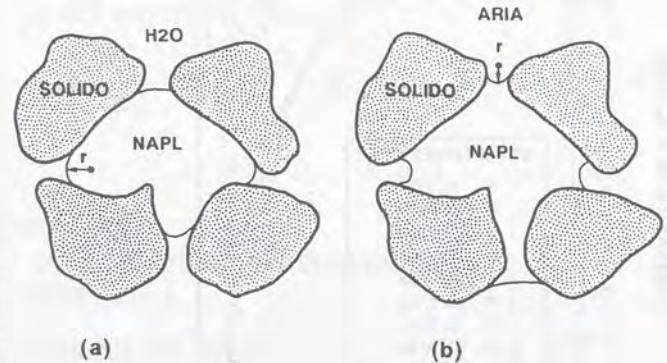


Fig. 13 - Esempio di modellazione numerica della propagazione di un inquinante in terreno non saturo (de Nair et al. [1990]).



NAPL: Liquido non miscibile in acqua

Fig. 14 - Rappresentazione schematica di gangli di liquido non miscibile intrappolati (a) al di sotto della falda, (b) nella zona non satura del terreno.

In alcuni casi gli interventi di risanamento prevedono per inquinanti non miscibili un lavaggio del terreno con acqua e solventi liquidi o gassosi.

I gangli che rimangono intrappolati nel terreno devono pertanto passare in soluzione fino alla loro completa eliminazione.

Nel seguito è riportata la formula proposta da Hunt et al. [1988] per la valutazione del tempo necessario (τ) per la completa dissoluzione di gangli aventi diametro equivalente iniziale pari a d_o :

$$\tau = \frac{3\rho_o d_o}{10 C_s K_L} \quad (10)$$

dove:

ρ_0 : densità dell'inquinante

$$\left[\frac{M}{L^3} \right]$$

C_s : solubilità dell'inquinante
nel detergente

$$[-]$$

K_L : coefficiente di trasferimento
di massa

$$\left[\frac{M}{L^2 T} \right]$$

Per effetto delle caratteristiche di bassa solubilità dell'inquinante il processo di dissoluzione è molto lento quando viene utilizzata acqua, risulta invece notevolmente accelerato nel caso in cui nella zona sopra falda si impieghi per esempio vapore acqueo ad elevata temperatura.

Con riferimento agli inquinanti a bassa solubilità più comuni sostituendo nella (10) i valori numerici (Hunt et al. [1988]) si ottengono in generale tempi di trattamento con acqua molto elevati (ordine di grandezza 10 ÷ 100 anni).

Un'altra configurazione di interesse (vedere fig. 2) che caratterizza gli inquinanti non solubili in acqua è costituita dai ristagni galleggianti sulla falda o trattenuti sul fondo dell'acquifero.

Per questo tipo di inquinamento Sitar et al. [1987] propongono la seguente formulazione per valutare la concentrazione media asportata dal detergente:

$$\frac{\bar{C}(L, Y)}{C_s} = \frac{1 - e^{-w^2}}{w \sqrt{\pi}} + [1 - \operatorname{erf}(w)] \quad (11)$$

$$w = \frac{Y}{2 \sqrt{DL/v}} \quad (12)$$

dove:

$D = D^* + \alpha v$: coefficiente di
diffusione-dispersione

$$\left[\frac{L^2}{T} \right]$$

C : concentrazione media di inquinante
asportato dal detergente

$$\left[\frac{M}{L^3} \right]$$

Y, L : dimensioni geometriche
riportate in fig. 15

$$[L]$$

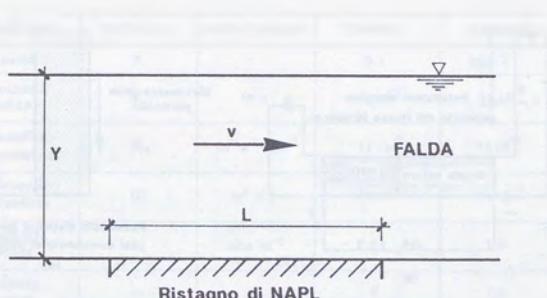


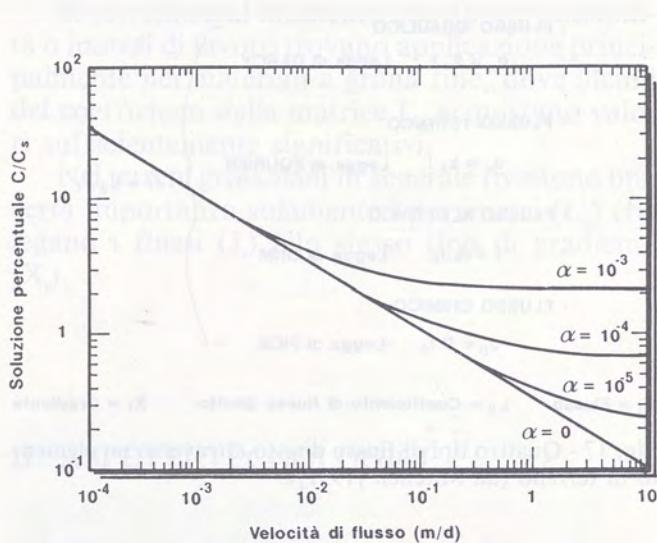
Fig. 15 - Rappresentazione schematica del modello di diffusione di un liquido non miscibile (NAPL) (da Hunt et al. [1988]).

Le equazioni (11) e (12) possono essere utilizzate per la stima della quantità di inquinante asportata da parte di detergenti liquidi e gassosi (acqua, vapore) introducendo in D i valori del coefficiente di diffusione dell'inquinante rispettivamente nella fase liquida o nella fase gassosa di interesse.

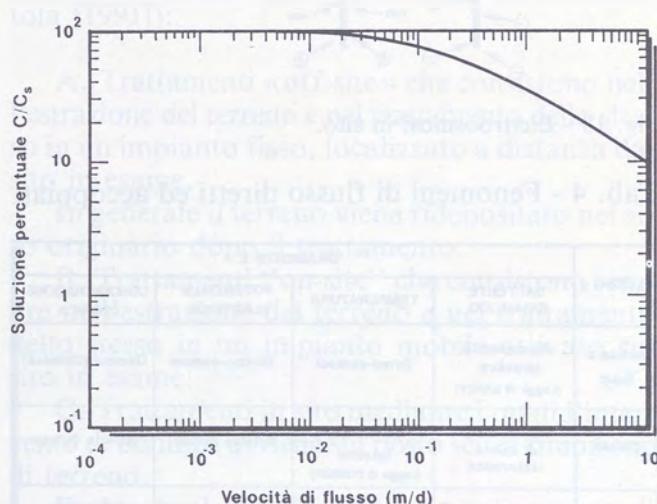
Alcuni esempi di concentrazione di inquinanti nel detergente (C), rapportati alla concentrazione limite massima (solubilità C_s), sono riportati nella fig. 16 in funzione della velocità del flusso di lavaggio (Sitar et al. [1990]).

3.5 Altri fenomeni di conduzione del terreno

Nei paragrafi precedenti sono stati presi in considerazione nell'ambito del campo gravitaziona-



(a) Concentrazione di tricloroetano nella falda che lambisce una lente di lunghezza 10.0m



(b) Concentrazione di tricloroetano nella fase gassosa del terreno che lambisce una lente di lunghezza 10.0m

Fig. 16 - Concentrazione di inquinante asportato in funzione della velocità di flusso del solvente (da Hunt et al. [1988]).

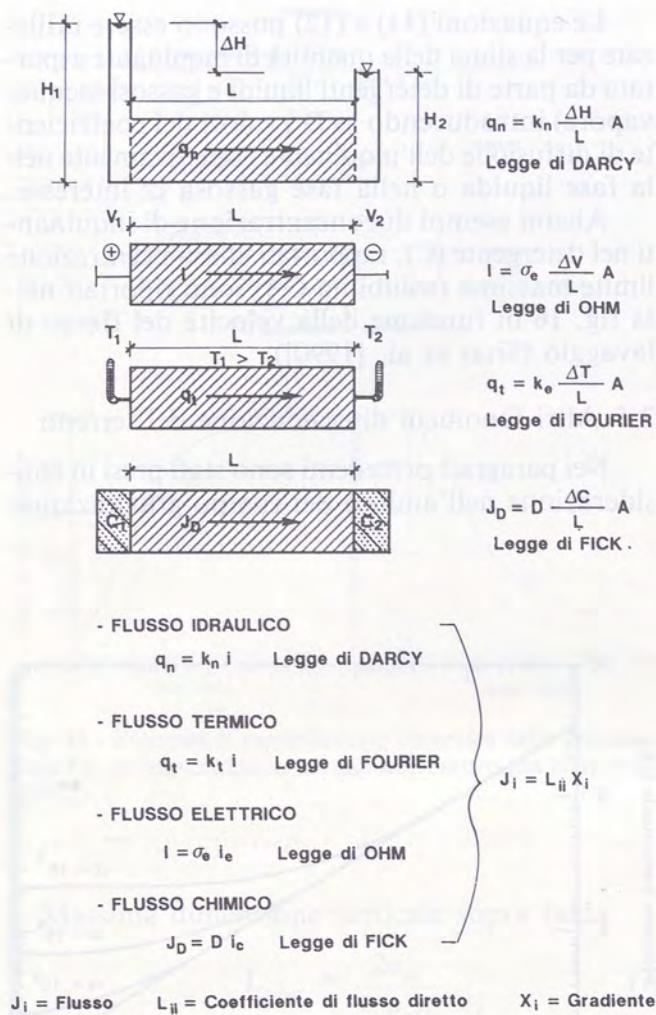


Fig. 17 - Quattro tipi di flusso diretto attraverso un elemento di terreno (da Mitchell [1991]).

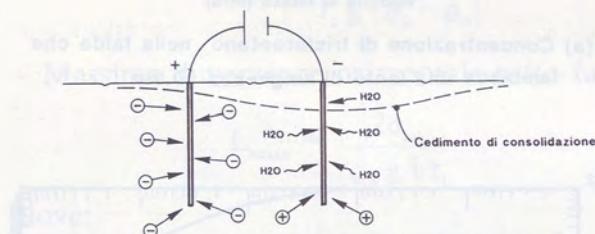


Fig. 18 - Elettroosmosi in sito.

Tab. 4 - Fenomeni di flusso diretti ed accoppiati

FLUSSO J	GRADIENTE X			
	BATTENTE IDRAULICO	TEMPERATURA	POTENZIALE ELETTRICO	CONCENTRAZIONE CHIMICA
Acqua o fluidi	Permeabilità idraulica (Legge di DARCY)	Termo-osmosi	Elettro-osmosi	Osmosi (Chimica)
Calore	Trasmissione di calore isoterma	Conduzione termica (Legge di FOURIER)	Effetto Peltier	Effetto Dufour
Corrente elettrica	Potenziale di filtrazione	Termo elettricità Effetto Seebeck	Conduzione elettrica (Legge di OHM)	Potenziale di diffusione
Ioni e molecole	Potenziale di filtrazione	Diffusione termica Effetto Soret	Elettroforesi	Diffusione (Legge di FICK)

le, flussi di materia (acqua, composti chimici) nel terreno sotto l'azione di gradienti di tipo idraulico, per quanto riguarda le falde, e di tipo chimico (o di concentrazione), per quanto riguarda gli inquinanti.

Da un punto di vista generale, all'interno dello scheletro del terreno si manifestano anche altri tipi di flusso quali quello elettrico e termico (Mitchell [1976]).

Tenuto conto dell'argomento trattato, è intuitivo considerare che può essere estremamente vantaggioso sfruttare le potenzialità offerte da questi fenomeni conduttori.

Le leggi di Darcy Fourier, Ohm e Fick (vedere fig. 17) forniscono un comodo riferimento pratico per l'analisi rispettivamente dei flussi di acqua, calore, elettricità e composti chimici indotti da gradienti dello stesso tipo (idraulico, termico, elettrico e chimico).

Da prove sperimentali si è potuto inoltre osservare che applicando gradienti di un tipo si verificano contemporaneamente flussi di altro tipo (flussi accoppiati) che in alcune circostanze possono rivelarsi di estrema importanza (Mitchell [1976]).

Il fenomeno più conosciuto che viene normalmente sfruttato da un punto di vista pratico è l'elettroosmosi (fig. 18); ad un terreno a grana fine viene applicata una differenza di potenziale di tipo elettrostatico che provoca un flusso di tipo idraulico verso il catodo (vedere anche fig. 19a).

Altri esempi di flussi accoppiati osservabili con misurazioni di precisione in laboratorio sono riportati in fig. 19b ÷ 19d.

Per tenere conto di questi fenomeni il sistema di equazione riportato in fig. 17:

$$J_i = L_{ii} X_i \quad (13)$$

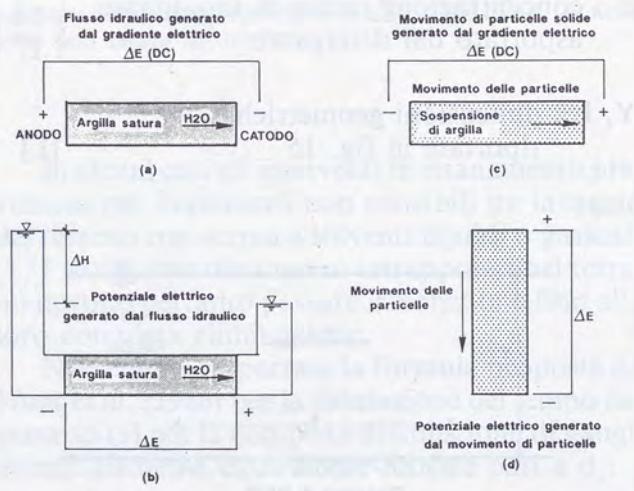


Fig. 19 - Flussi accoppiati (da Mitchell [1976]).

deve essere riscritto nella seguente forma più generale (Mitchell [1991]):

$$J_i = L_{ij} X_j \quad (14)$$

La denominazione corrente dei singoli coefficienti che compongono la matrice L_{ij} è riportata in tab. 4.

Facendo riferimento ai principi della termodinamica irreversibile (Mitchell [1976]), se i termini della matrice L_{ij} sono formulati in modo opportuno, allora può essere applicata la relazione di reciprocità di Onsager [1931].

$$L_{ij} = L_{ji} \quad (15)$$

pertanto la matrice diventa simmetrica.

La semplificazione (15) risulta di estrema importanza se si tiene conto che i parametri L_{ij} da determinare per via sperimentale passano da sedici a dieci di cui quattro coefficienti di flusso diretto e sei coefficienti di flusso accoppiato.

La determinazione dei dieci coefficienti incogniti necessita teoricamente della misura di altrettante grandezze sperimentali (flussi) con una combinazione di almeno dieci prove di laboratorio.

Fortunatamente non sempre tutti i coefficienti L_{ij} rivestono importanza pratica o risultano significativi considerando il loro ordine di grandezza.

Con riferimento alle possibili applicazioni nell'ambito degli interventi di risanamento presentati nel capitolo successivo, si evidenziano nel seguito i coefficienti di interesse della matrice L_{ij} :

- permeabilità (conducibilità idraulica) - legge di Darcy
- diffusione - legge di Fick
- effetto Peltier - flusso termico indotto da potenziale elettrico
- elettroforesi - flusso chimico (ioni) indotto da potenziale elettrico.

Tab. 5 - Campi di variazione dei parametri di flusso per terreni a grana fine (da Mitchell [1991])

PARAMETRO	SIMBOLO	UNITÀ DI MISURA	MINIMO	MASSIMO
Porosità	n	-	0.1	0.7
Permeabilità idraulica	K	$m \cdot s^{-1}$	1×10^{-11}	1×10^{-6}
Permeabilità Elettroosmotica	K_e	$m^2 \cdot s^{-1} \cdot volt^{-1}$	1×10^{-9}	1×10^{-8}
Coefficiente di diffusione	D^*	$m^2 \cdot s^{-1}$	1×10^{-10}	2×10^{-9}
Conducibilità elettrica	σ_e	$mho \cdot m^{-1}$	0.01	1.0
Efficienza osmotica	ω	-	0	1.0
Mobilità ionica	u	$m^2 \cdot s^{-1} \cdot volt^{-1}$	3×10^{-9}	1×10^{-8}

NOTA: I valori fanno riferimento a terreno siccato. Possono essere molto minori in terreno non siccato.

Rimane ancora da ricordare che i processi di flusso che vengono a crearsi nel terreno sono in grado di cambiare profondamente la struttura dello stesso (vedasi la consolidazione delle argille naturali per elettro-osmosi e/o il ritiro e la fessurazione per effetto di un flusso chimico nelle impermeabilizzazioni minerali compattate); ne consegue che i termini della matrice L_{ij} dovrebbero essere continuamente aggiornati per una corretta modellazione del comportamento reale dell'elemento di terreno.

In tabella 5 sono riportati i campi di valori dei principali parametri di flusso con riferimento ai limi ed alle argille.

I flussi combinati di tipo idraulico, elettrico, chimico e termico possono essere convenientemente sfruttati negli interventi di bonifica del sottosuolo come si vedrà nel seguito.

Si sottolinea al momento che queste possibilità o ipotesi di lavoro trovano applicazione principalmente nei materiali a grana fine, dove alcuni dei coefficienti della matrice L_{ij} acquistano valori sufficientemente significativi.

Nei terreni grossolani in generale rivestono una certa importanza solamente i parametri (L_{ij}) che legano i flussi (J_i) allo stesso tipo di gradiente (X_j).

II. ASPETTI TECNOLOGICI

4. Tecniche di risanamento dei siti inquinati

Una prima classificazione delle tipologie di risanamento oggi disponibili può fare riferimento ai seguenti 5 gruppi principali (Acaia & Andreotola [1991]):

A. Trattamenti «off-site» che consistono nell'estrazione del terreno e nel trattamento dello stesso in un impianto fisso, localizzato a distanza dal sito in esame.

In generale il terreno viene ridepositato nel sito originario dopo il trattamento.

B. Trattamenti «on-site» che consistono sempre nell'estrazione del terreno e nel trattamento dello stesso in un impianto mobile attivato sul sito in esame.

C. Trattamenti in sito mediante i quali l'intervento di bonifica avviene sul posto senza rimozione di terreno.

D. Incapsulamenti parziali o totali con i quali l'inquinante viene immobilizzato.

E. Recupero e controllo idraulico che consentono di captare l'inquinante e/o di limitarne la propagazione mediante pozzi e trincee.

In generale le tecniche di intervento "on-site" e "off-site" non presentano risvolti innovativi di interesse nell'ambito delle competenze relative all'ingegneria geotecnica.

Conseguentemente verranno prese in considerazione alcune tecnologie di risanamento focalizzando l'attenzione sui gruppi C, D ed E.

Le principali procedure di intervento che verranno illustrate nei successivi paragrafi sono elencate nel seguito con riferimento al gruppo di appartenenza:

Trattamenti in situ

- C. 1 - lavaggio e trattamenti di estrazione
- C. 2 - strippaggio in situ
- C. 3 - vetrificazione in situ
- C. 4 - degradazione microbiologica o con agenti chimici
- C. 5 - cementazione mediante iniezione o mescolamento
- C. 6 - tecnologie in via di sperimentazione.

Incapsulamenti

- D. 1 - isolamento superficiale
- D. 2 - cinturazione perimetrale
- D. 3 - isolamento di fondo.

Recupero e controllo idraulico

- E. 1 - pozzi di captazione
- E. 2 - trincee di captazione
- E. 3 - diaframmi drenanti e dreni suborizzontali.

La possibilità di applicare una specifica tipologia di risanamento dipende essenzialmente da:

a) Caratteristiche del sottosuolo

- stratigrafia
- granulometria del terreno
- posizione della falda
- ubicazione, morfologia e condizioni al contorno del sito.

b) Caratteristiche dell'inquinamento

- stato (solido, liquido, gas)
- uniforme - disuniforme
- monotipo, pluritipo
- composizione chimica
- estensione.

In tab. 6 sono riportati, in funzione delle principali caratteristiche del sottosuolo e degli inquinanti, le tecniche che possono essere prese in considerazione per gli studi di fattibilità, fornendo contemporaneamente un'indicazione preliminare sul livello di affidabilità.

Dall'esame della tab. 6 si può subito notare che tra tutte le tecnologie disponibili, ad esclusione di quelle che comportano la completa rimozione del terreno, l'incapsulamento totale o parziale è quella che offre le maggiori opportunità di utilizzo.

4.1 Trattamenti in situ

4.1.1 Lavaggi e trattamenti di estrazione

Il risanamento dei terreni inquinati mediante estrazione comprende tutti gli interventi in cui i contaminanti sono trasferiti in una fase liquida e rimossi dal terreno (vedere fig. 20).

Questo processo avviene essenzialmente per effetto di due principali meccanismi:

— la dissoluzione dei contaminanti nel detergente, che può essere costituito da acqua pura o additivata con reagenti chimici particolari;

— la dispersione dei contaminanti nel liquido di estrazione sotto forma di particelle sospese.

Il liquido detergente viene generalmente immesso in una serie di pozzi trivellati a monte dell'area contaminata, ed estratto a valle tramite pompage.

Ottenuta la depurazione del terreno, resta da trattare il residuo liquido che contiene gli inquinanti concentrati.

Tale processo è applicabile con buoni risultati

Tab. 6 - Possibilità di utilizzo delle diverse tipologie di risanamento considerate

		CONTAMINANTI TIPICI		
		METALLI PESANTI	CIANURI	IDROCARBURI COMPOSTI ORGANICI
TERRENI	SOPRA FALDA	C ₃ O D ₁ ● C ₅ O D ₂ ● C ₆ O D ₃ O	C ₃ O D ₁ ● D ₂ ● D ₃ O	C ₂ O D ₁ ● C ₄ O D ₂ ● D ₃ O
	SOTTO FALDA	C ₅ O D ₁ ● C ₆ O D ₂ ● D ₃ O	D ₁ ● D ₂ ● D ₃ O	C ₄ O D ₁ ● D ₂ ● D ₃ O
	SOPRA FALDA	C ₃ O D ₁ ● C ₅ O D ₂ ● C ₆ O D ₃ ●	C ₁ O D ₁ ● C ₃ O D ₂ ● C ₅ O D ₃ ●	C ₂ ● D ₁ ● C ₄ O D ₂ ● D ₃ ●
SABBIE E LIMI	SOTTO FALDA	C ₁ O D ₁ ● E ₁ O C ₅ O D ₂ ● E ₂ ● C ₆ O D ₃ ● E ₃ ●	C ₁ O D ₁ ● E ₁ O C ₅ O D ₂ ● E ₂ ● D ₃ ● E ₃ ●	C ₁ O D ₁ ● E ₁ O C ₄ O D ₂ ● E ₂ ● D ₃ ● E ₃ ●
	SOPRA FALDA	C ₃ O D ₁ ● C ₅ ● D ₂ ● C ₆ O D ₃ ●	C ₃ O D ₁ ● C ₄ O D ₂ ● C ₅ O D ₃ ●	C ₂ ● D ₁ ● C ₄ O D ₂ ● D ₃ ●
	SOTTO FALDA	C ₁ ● D ₁ ● E ₁ ● C ₅ O D ₂ ● E ₂ ● C ₆ O D ₃ ● E ₃ ●	C ₁ ● D ₁ ● E ₁ ● C ₄ O D ₂ ● E ₂ ● C ₅ O D ₃ ● E ₃ ●	C ₁ ● D ₁ ● E ₁ ● C ₄ O D ₂ ● E ₂ ● D ₃ ● E ₃ ●
GIAIE E SABBIE	SOPRA FALDA	C ₃ O D ₁ ● C ₅ ● D ₂ ● C ₆ O D ₃ ●	C ₃ O D ₁ ● C ₄ O D ₂ ● C ₅ O D ₃ ●	C ₂ ● D ₁ ● C ₄ O D ₂ ● D ₃ ●
	SOTTO FALDA	C ₁ ● D ₁ ● E ₁ ● C ₅ O D ₂ ● E ₂ ● C ₆ O D ₃ ● E ₃ ●	C ₁ ● D ₁ ● E ₁ ● C ₄ O D ₂ ● E ₂ ● C ₅ O D ₃ ● E ₃ ●	C ₁ ● D ₁ ● E ₁ ● C ₄ O D ₂ ● E ₂ ● D ₃ ● E ₃ ●
	SOPRA FALDA			

● : EFFICACE

O : INCERTO O IN VIA DI Sperimentazione

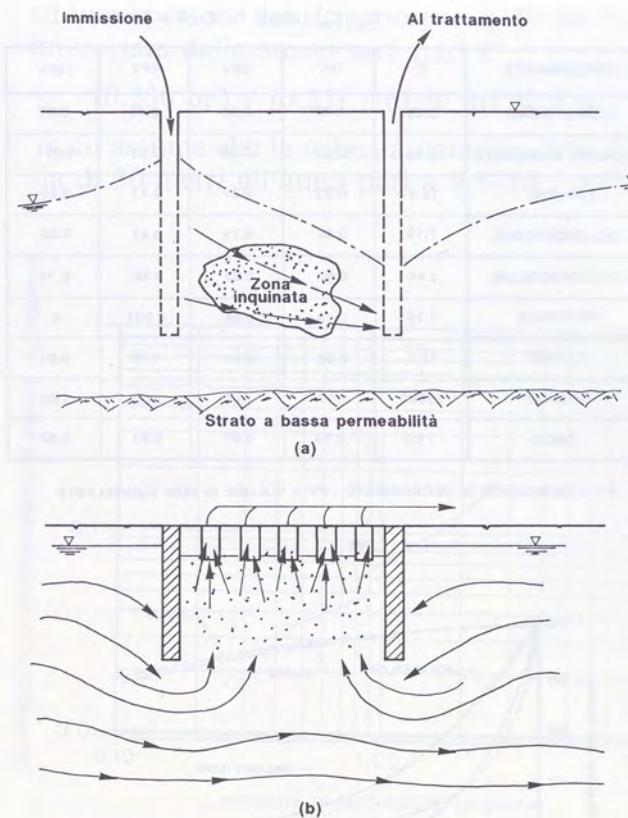


Fig. 20 - Schemi di trattamenti di lavaggio in situ.

a terreni ghiaioso-sabbiosi con basso contenuto di materiale fine ossia caratterizzati da elevata permeabilità. Per limitare l'impatto sull'ambiente del processo è necessario porre molta attenzione ai dosaggi del detergente ed ai possibili effetti del contatto tra questo ed i contaminanti dispersi nel sottosuolo (pericolo di formazione di vapori tossici o di altre sostanze dannose).

I possibili rischi associati a questi processi possono risultare sia da un ulteriore inquinamento delle acque sotterranee in caso di funzionamento del sistema non ottimale, sia da contaminazione del personale impegnato nelle operazioni di risanamento non protetto adeguatamente.

Indagini conoscitive

È molto importante acquisire con un'accurata indagine sia di tipo geognostico che chimico le seguenti informazioni:

- andamento stratigrafico
- permeabilità dei vari strati del sottosuolo
- posizione, estensione ed eventuali movimenti dell'inquinante
- solubilità dell'inquinante.

Maggiori sono uniformità, permeabilità dell'acquifero e solubilità dell'inquinante in acqua o in altro detergente, maggiori risulteranno le probabilità di ottenere con il trattamento esito soddisfacente.

Le indagini in situ dovranno comprendere:

- sondaggi geognostici
- piezometri
- campionamento di terreno ed acqua per le analisi chimico-fisiche di laboratorio
- eventuali prospezioni geofisiche di tipo elettrico per la valutazione della distribuzione di inquinanti su grande scala.

Le prove di laboratorio dovranno in generale classificare i terreni dal punto di vista geotecnico e determinare i seguenti coefficienti per la modellazione dell'intervento:

- per inquinanti perfettamente solubili

- coefficiente di diffusione-dispersione D $\left[\frac{L^2}{T} \right]$

- coefficiente di ripartizione fase liquida-fase solida K_d $\left[\frac{L^3}{M} \right]$

- coefficiente di decadimento R $\left[- \right]$

- per inquinanti non solubili o a bassa solubilità

- coefficiente di diffusione-dispersione D $\left[\frac{L^2}{T} \right]$

- coefficiente di trasferimento di massa K_L $\left[\frac{M}{L^2 T} \right]$

- grado di solubilità C_s $\left[\frac{M}{L^3} \right]$

Aspetti progettuali

Dopo che le prove di laboratorio hanno dato risultati accettabili a livello di funzionalità del detergente, il fattore più importante da valutare in fase progettuale, per la fattibilità dell'intervento, è il tempo necessario per raggiungere i livelli di concentrazione massima accettabile per il terreno in esame.

La valutazione dei tempi di depurazione è sempre piuttosto complessa a causa di:

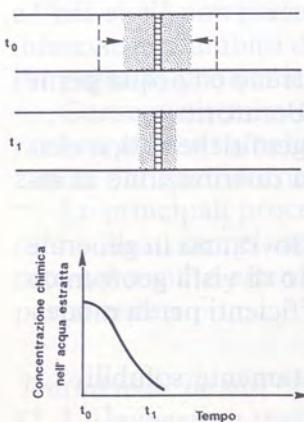
- eterogeneità presenti nel terreno (vedere esempi di fig. 21);

— effetti di «non equilibrio» locale: sacche di falda non in movimento; zone di assorbimento chimico del terreno non uniformi (Clarke [1990]).

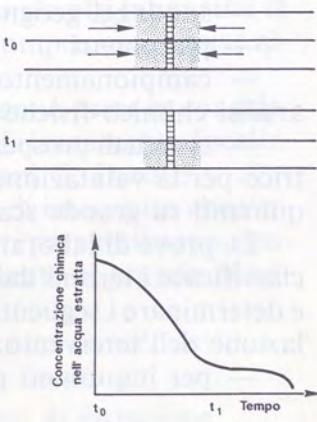
In ogni caso una valutazione di prima approssimazione può essere eseguita utilizzando la seguente formula empirica valida per flusso omogeneo ed uniforme del detergente nel mezzo poroso:

$$C_t = C_o \left(\frac{R-1}{R} \right)^T \quad (16)$$

(I) ACQUIFERO OMOGENEO DI SABBIA E GHIAIA



(II) ACQUIFERO DI SABBIA E GHIAIA STRATIFICATO

 C_t / C_0 dopo 1, 2, 5 e 10 PV

CONTAMINANTE	R	1PV	2PV	5PV	10PV
CLOROFORMIO	2.49	0.60	0.36	0.08	0.01
METILENE CLORURATO	2.00	0.50	0.25	0.03	0.001
TUOLENE	15.1	0.93	0.87	0.71	0.50
DICLOROETILENE	7.19	0.86	0.74	0.47	0.22
TRICLOROETILENE	5.46	0.82	0.67	0.36	0.13
METANOLO	1.38	0.28	0.08	0.001	0
CADMIO	49.0	0.98	0.96	0.90	0.81
PIOMBO	35800	1.00	1.00	1.00	1.00
ZINCO	73.0	0.99	0.97	0.93	0.87

R = COEFFICIENTE DI DECADIMENTO ; PV = VOLUME DI PORI EQUIVALENTE

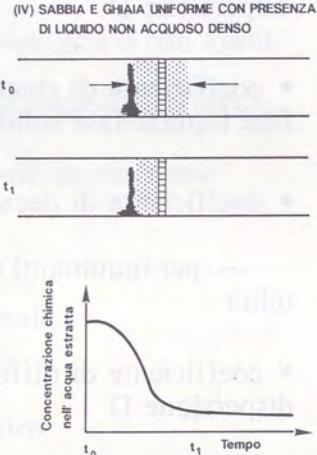
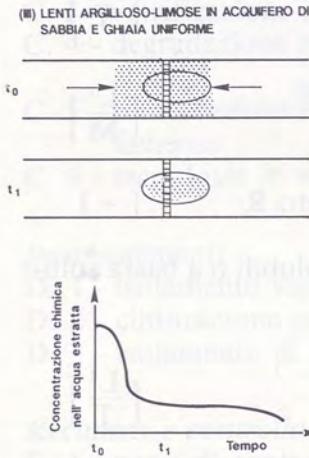


Fig. 21 - Schemi tipo di rimozione di contaminanti da un acquifero mediante pompaggio da pozzo (da Clarke [1990]),

dove:

 C_t : concentrazione al tempo T

$$\left[\frac{M}{L^3} \right]$$

 C_0 : concentrazione iniziale

$$\left[\frac{M}{L^3} \right]$$

R: coefficiente di decadimento da determinare sperimentalmente

$$[-]$$

 $T = \frac{vt}{\Delta L}$: volume d'acqua filtrata attraverso il terreno rapportata al volume dei pori denominati nel seguito «volume dei pori equivalenti»

$$[-]$$

v: velocità media reale di filtrazione del detergente

$$\left[\frac{L}{T} \right]$$

t: tempo

$$[T]$$

 ΔL : dimensione del mezzo poroso nella direzione del flusso

$$[L]$$

La formula (16) è utilizzabile con una certa efficacia solamente per schemi di intervento integrati da cinturazioni perimetrali come riportato in fig. 20b. La fig. 22 riporta esempi di curve di decadimento di alcuni inquinanti ed i valori di R per gli stessi composti chimici con riferimento ad un terreno limoso-sabbioso (Landau & Enkeboll [1989]).

Fig. 22 - Coefficiente di decadimento per alcuni componenti (a) ed esempio di alcune curve di degrado (b) (da Landau e Enkeboll [1989]).

mento di alcuni inquinanti ed i valori di R per gli stessi composti chimici con riferimento ad un terreno limoso-sabbioso (Landau & Enkeboll [1989]).

Per quanto riguarda gli inquinanti non solubili in acqua che tendono a concentrarsi in fase liquida separata all'interno dell'acquifero sotto forma di lenti o gangli, si possono utilizzare per le stime dei tempi di lavaggio le formule (10) e (11).

La fig. 23 e la tab. 7 (Mutch [1990]) forniscono una serie di dati per la rapida valutazione dei tempi di lavaggio per alcuni inquinanti tipici.

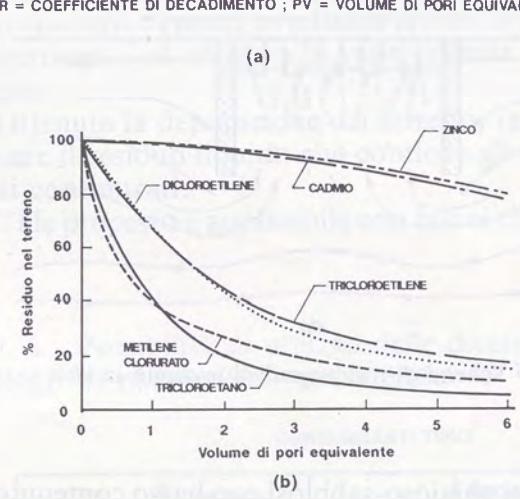
Esempio di calcolo:

Si ipotizza che un rilascio di tricloroetilene pari a 380 l si distribuisca su un'area di $\sim 1 m^2$ e che lo spessore dell'acquifero sia di 6 m.

Considerando una capacità di ritenzione pari a $25 l/m^3$, nel sottosuolo verranno trattenuti a livello di zona satura ed insatura $(25 l/m^3) \cdot (1 m^2) \cdot (6 m) = 150 l$.

I rimanenti 230 l raggiungeranno la base dell'acquifero e ristagneranno sullo strato di terreno impermeabile.

Assumendo una porosità dell'acquifero di 0.25



ed uno spessore del ristagno pari a 30 cm l'area interessata dallo stesso sarà pari a:

$$(0.230 \text{ m}^3) / (0.25) / (0.30 \text{ m}) \approx 3 \text{ m}^2$$

Si assume che la velocità naturale della falda sia di 30 metri all'anno pari a $9.5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$.

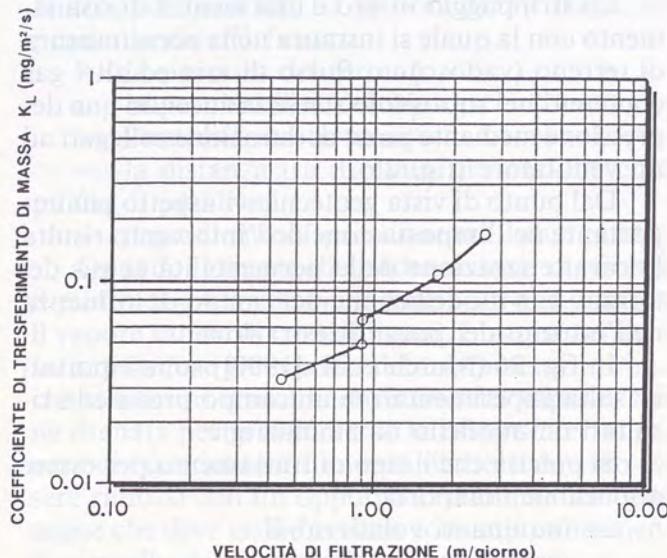


Fig. 23 - Coefficiente di trasferimento di massa in funzione della velocità di filtrazione del trichloroetilene (da Schwille [1984]).

Estrapolando il valore del coefficiente di trasferimento di massa di fig. 23 si ottiene $K_L = 0.02 \text{ mg/m}^2/\text{s}$.

Pertanto il tempo necessario per asportare in soluzione 230 l pari a $\sim 340 \text{ kg}$ di trichloroetilene su di un'area di $\sim 3 \text{ m}^2$ risulterà:

$$t = (340 \cdot 10^6 \text{ mg}) / (3 \text{ m}^2) / (0.02 \text{ mg/m}^2/\text{s}) = 5.66 \cdot 10^9 \text{ s} = 179 \text{ anni}$$

Per ridurre di ~ 2 ordini di grandezza il tempo di autodepurazione calcolato in precedenza, si dovrebbe mettere in funzione un sistema di trincee o pozzi di aggottamento in grado di incrementare la velocità della falda che lambisce il ristagno a circa 30 metri al giorno che corrispondono a $\sim 3.5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$.

In questo caso $K_L \approx 2$ (estrapolazione della fig. 23) pertanto $t \sim 1.8$ anni.

L'esempio offre la percezione dell'ordine di grandezza del tempo richiesto per il lavaggio di un ristagno di dimensioni piuttosto modeste.

Volumi di inquinanti maggiori richiedono tempi superiori sostanzialmente in funzione dello spessore del ristagno stesso.

Aspetti costruttivi

Dal punto di vista geotecnico non esistono particolari problemi a livello costruttivo per realizzare

Tab. 7 - Valutazione dei tempi di lavaggio per terreni inquinati (da Mutch [1990])

LIQUIDI DENSI: Numero di volume dei pori equivalenti richiesto per il lavaggio del terreno fino ad un residuo di:

Composto Chimico	Densità (g/cc)	Solubilità (ppm)	0.5 (gal/yd ³)	1.0 (gal/yd ³)	5.0 (gal/yd ³)	10.0 (gal/yd ³)
Methylene Chloride	1.33	16.600	1	1	7	13
1,2 Dichloroethane	1.26	8.690	1	2	12	24
Chloroform	1.49	8.200	2	3	15	30
1,1 Dichloroethane	1.17	5.500	2	4	18	35
1,1,2, Trichloroethane	1.44	4.500	3	5	26	53
1,1,2,2, Tetrachloroethane	1.60	2.900	5	9	46	91
1,3 Dichloroproppane	1.22	2.750	4	7	37	73
1,2 Dichloroproppane	1.16	2.700	4	7	35	71
1,1,1, Trichloroethane	1.35	2.440	5	9	46	91
Trichloroethane	1.46	1.100	11	22	110	219
Bromomethane	1.73	900	16	32	159	317
Carbon Tetrachloride	1.59	785	17	33	167	335
1,2 Trans-dichloroethene	1.26	600	17	35	173	347
Chlorobenzene	1.11	488	19	38	100	376
1,1 Dichloroethene	1.22	400	25	50	252	504
Tetrachloroethene	1.63	175	77	154	769	1.538
m - Dichlorobenzene	1.29	123	87	173	866	1.732
o - Dichlorobenzene	1.31	100	108	216	1.082	2.163
Hexachlorobutadiene	1.68	2	6.936	13.072	69.362	130.725
PCB-Arochlor 1242	1.41	0.10	116.430	232.859	1.164.297	2.320.594

NOTA: Il calcolo assume una porosità $n = 0.3$ e la completa saturazione dell'acqua interstiziale.

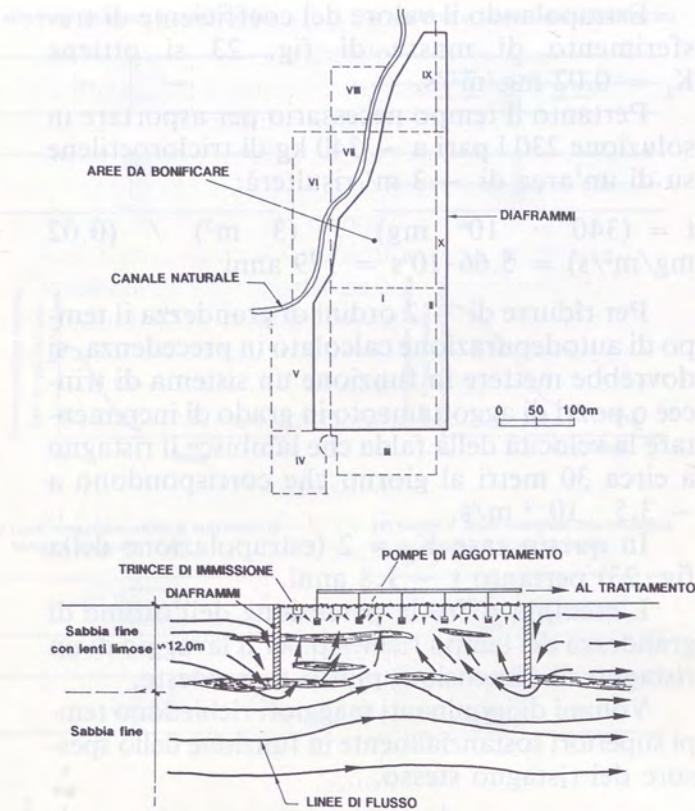


Fig. 24 - Intervento di lavaggio a Seattle, Washington - USA (da Landau e Enkeboll [1989]).

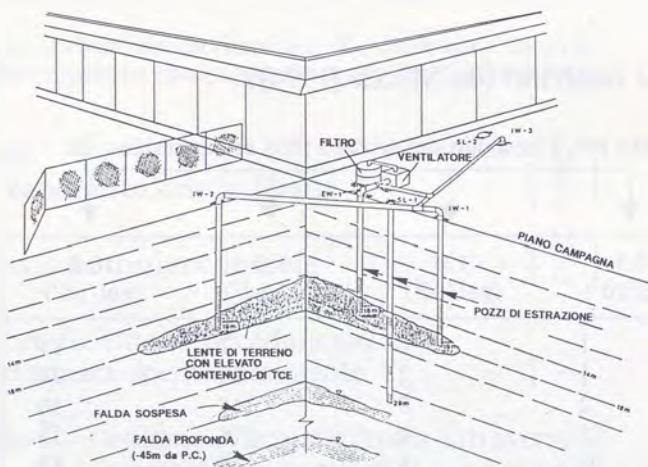


Fig. 25 - Trattamento di strippaggio in situ (da Marachi e Rogers [1989]).

le opere in esame; pozzi e trincee non presentano caratteristiche particolari rispetto a quelli normalmente utilizzati per altre funzioni.

Bisogna invece considerare dal punto di vista impiantistico e di processo la necessità di depurare ingenti volumi di acqua o di altro detergente estratto durante il trattamento.

Gli interventi di lavaggio vengono sovente utilizzati su piccola scala per depurazione di perdita di modesta entità da serbatoi di carburante e da tubazioni di medio o piccolo diametro.

Si segnala a livello di interventi su grande scala il lavaggio con acqua di falda di un'area di ~ 10 ettari (fig. 24) inquinata da composti di svariata origine e cinturata con diaframmi (Landau e Enkeboll [1989]).

4.1.2 Strippaggio *in situ*

Lo strippaggio *in situ* è una tecnica di risanamento con la quale si instaura nella zona insatura di terreno (vadoso) un flusso di aria ed altri gas contenuti nel sottosuolo stesso inducendo una depressione mediante pozzi di estrazione collegati ad un ventilatore (fig. 25).

Dal punto di vista geotecnico l'aspetto più importante nell'impostazione dell'intervento risulta la caratterizzazione della permeabilità ai gas del terreno e la modellazione del campo di influenza nell'intorno dei pozzi di estrazione.

In fig. 26 (Mutch et al. [1990]) sono riportati i risultati sperimentali di un campo prova ed i risultati del modello di simulazione.

Si precisa che il tipo di trattamento per essere applicabile comporta:

- inquinanti volatizzabili
- terreno sopra falda
- terreno uniforme e di buona permeabilità.

La durata del trattamento dipende principalmente dalla permeabilità ai gas del terreno e dalle caratteristiche chimico-fisiche e di concentrazione dell'inquinante.

Le esperienze acquisite fino ad oggi su siti inquinanti da Tricloroetilene (Marachi & Rogers [1989]) riportano tempi di trattamento di ~ 1 anno.

Seppure a livello di stima preliminare il costo di strippaggio *in situ* dovrebbe tendere a valori di 100 ÷ 180 U.S. \$/m³ di sottosuolo trattato.

Un notevole aumento dell'efficacia del trattamento di strippaggio può essere ottenuto mediante l'introduzione nel terreno di vapore acqueo ad elevata temperatura e provocando quindi la volatilizzazione dei contaminanti, in particolare degli idrocarburi facilmente vaporizzabili, che possono quindi essere captati ed estratti dal terreno insieme al vapore stesso.

Il vapore ha dunque una duplice funzione:

- riscaldare il terreno causando l'evaporazione dei contaminanti;
- fornire un veicolo per il trasporto dei materiali gassosi prodotti dall'evaporazione.

Il vapore viene iniettato nel terreno ad una temperatura variabile di 130° ed i 180° C, attraverso alcuni pozzi di iniezione. La pressione deve essere regolata accuratamente per raggiungere le porzioni di suolo desiderate, ma senza causare fessurazioni del terreno, che provocherebbero a loro volta svantaggiosi cortocircuiti.

Una volta giunto a contatto con il terreno il vapore tende a condensare cedendo calore al ter-

reno stesso, la cui temperatura aumenta. I vapori dei contaminanti prodotti dal riscaldamento del suolo vengono quindi trasportati dal vapore acqueo per convezione.

Tra il punto di immissione del vapore ed il punto di estrazione si crea inizialmente un regime transitorio caratterizzato dall'avanzamento di un fronte di condensazione. La velocità di tale fronte dipende da diversi fattori:

- la porosità del terreno;
- la permeabilità del suolo;
- l'umidità del terreno;
- la distanza tra il punto di iniezione ed il punto di prelievo;
- il gradiente di pressione tra i due punti.

Quando il fronte di condensazione raggiunge il punto di prelievo si può cominciare ad estrarre il vapore saturo di contaminanti. L'acqua condensata nella fase transitoria del trattamento, prima che si instauri il moto convettivo del vapore, viene drenata per gravità verso la falda sotterranea, per cui i contaminanti in essa disciolti devono essere rimossi con un opportuno trattamento delle acque che deve essere avviato contemporaneamente a quello del terreno.

La miscela di vapore e contaminanti gassosi viene inviata ad un condensatore; dalla miscela li-

quefatta si estrae poi per flottazione lo strato galleggiante di composti oleosi, mentre la parte acquosa viene sottoposta a trattamenti come filtrazione, assorbimento su carboni attivi o altro. L'acqua depurata viene riciclata alla caldaia e reimessa quindi nel ciclo.

Il processo di strippaggio con vapore si applica a tutti i tipi di contaminanti vaporizzabili, come idrocarburi aromatici, idrocarburi policiclici aromatici, olii minerali vari ed idrocarburi alogenati con punto di ebollizione compreso tra 100 °C e 250 °C. I migliori risultati si ottengono con terreni uniformi e permeabili come per esempio i terreni sabbiosi.

Nel caso del trattamento in situ con vapore non si può parlare di aspetti progettuali in quanto la tecnologia è ancora in fase sperimentale (Mutch et al. [1990], Clarke [1990], de Fraia Frangipane & Andreottola [1987], Hunt et al. [1988]).

In ogni caso a livello di modellazione matematica e di laboratorio (Sitar et al. [1987]) i risultati sembrano promettenti.

4.1.3 Vetrificazione *in situ*

Il trattamento provoca la fusione del terreno in situ e dei rifiuti in esso contenuti (Fitzpatrick et al. [1990], Mutch [1990]) vetrificando il sotto-

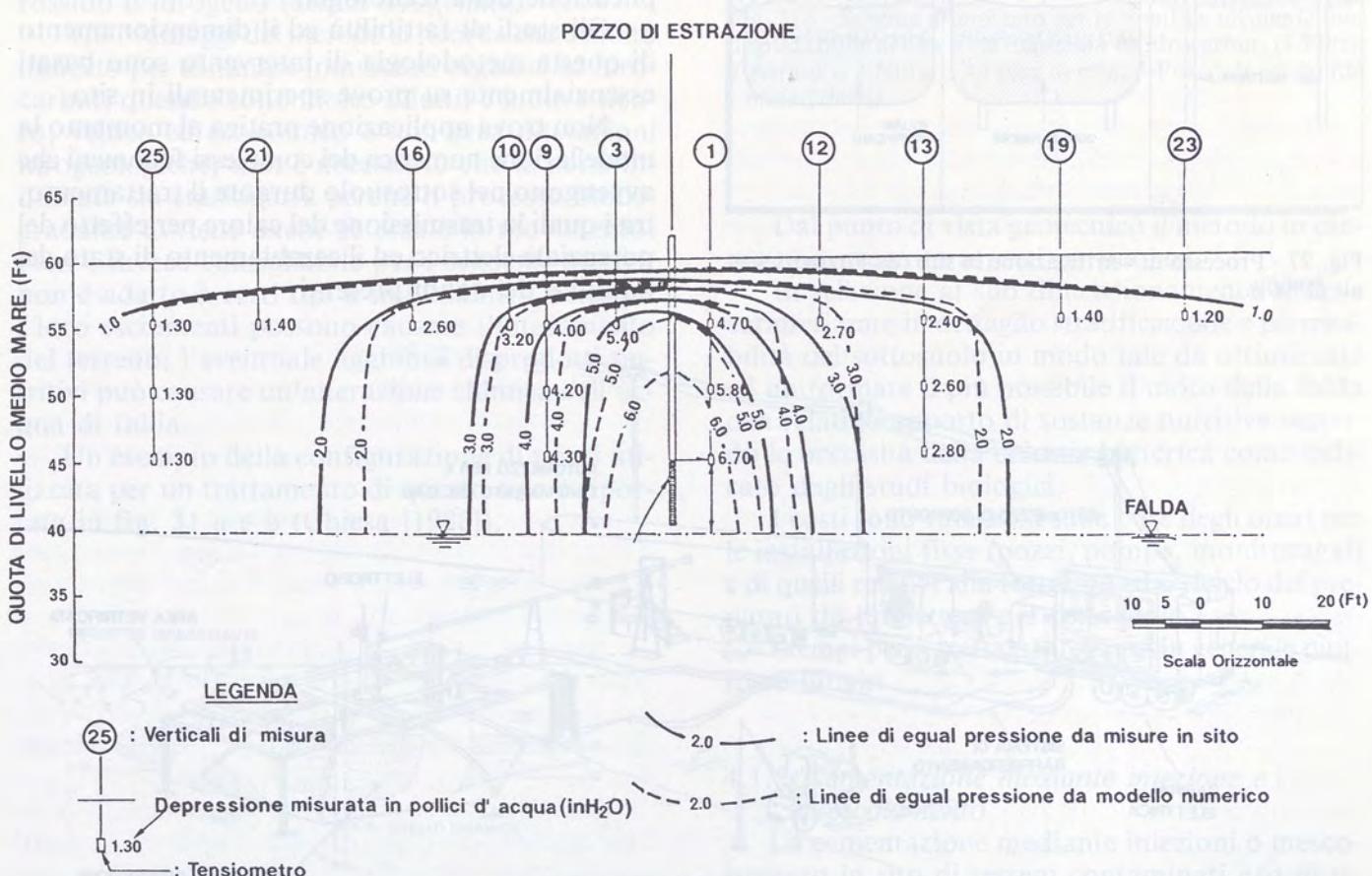


Fig. 26 - Risultati sperimentali e simulazione numerica del campo di pressioni nell'intorno di un pozzo di estrazione (Trattamento di strippaggio) (da Mutch et al. [1990]).

suolo e trasformandolo in un materiale non dilavabile che quindi non manifesta tendenze alla cessione di inquinanti.

La vetrificazione dei rifiuti sepolti e del terreno circostante si ottiene instaurando una differenza di potenziale tra quattro elettrodi inseriti nel sottosuolo.

La fig. 27 illustra le principali fasi del trattamento.

Al fine di innescare il flusso di corrente elettrica tra gli elettrodi viene steso sulla superficie del terreno in materasso di grafite e ghiaia.

L'elevata resistenza elettrica del terreno crea temperature sufficientemente elevate ($\sim 2.000^{\circ}\text{C}$) in grado di fondere il terreno stesso tra gli elettrodi ed i rifiuti in esso contenuti.

Il volume di materiale fuso inizia a progredire dall'alto verso il basso e tende ad interessare anche le zone laterali.

Sulla superficie del terreno in fase di trattamento viene posizionato un coperchio mantenendo l'interno dello stesso in leggera depressione, al fi-

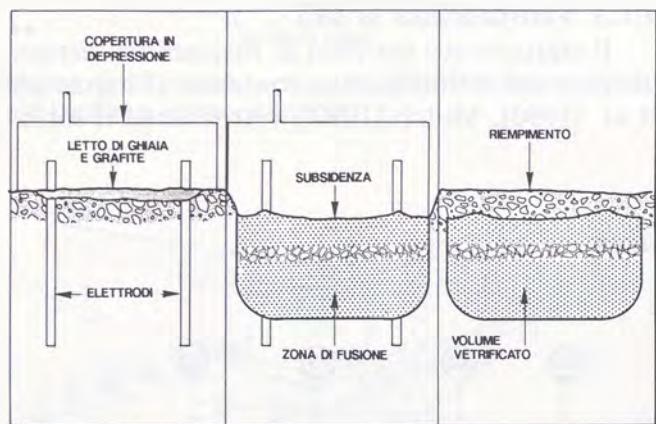


Fig. 27 - Processo di vetrificazione in situ (da Fitzpatrick et al. [1990]).

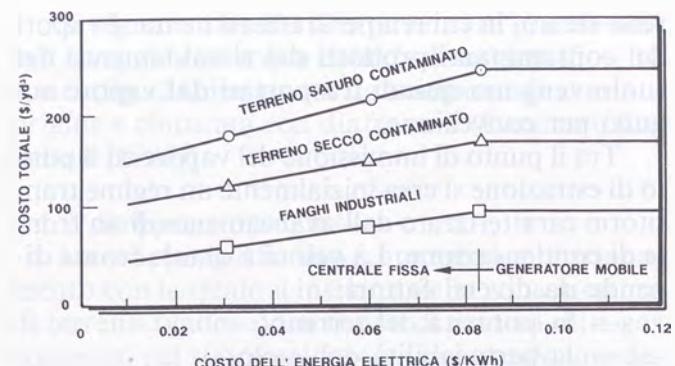


Fig. 29 - Costo del trattamento di vetrificazione in situ (da Fitzpatrick et al. [1990]).

ne di contenere gas e particelle sospese inquinanti che vengono rilasciate dal sottosuolo.

Il trattamento interessa in generale il terreno sopra falda.

Limitazioni all'utilizzo di questo metodo si verificano in presenza di elevato contenuto organico dei terreni (gas sprigionati) ed elevato contenuto di metalli (elevata conducibilità elettrica).

Gli oneri di questa tecnologia proposta dalla Pacific Northwest Laboratory - Richland, Washington U.S.A. (vedere fig. 28) sono essenzialmente dovuti al costo di energia elettrica.

La fig. 29 riporta una stima degli oneri di applicazione della tecnologia.

Gli studi di fattibilità ed il dimensionamento di questa metodologia di intervento sono basati essenzialmente su prove sperimentali in situ.

Non trova applicazione pratica al momento la modellazione numerica dei complessi fenomeni che avvengono nel sottosuolo durante il trattamento, tra i quali la trasmissione del calore per effetto del potenziale elettrico ed il cambiamento di stato dei liquidi e dei solidi presenti.

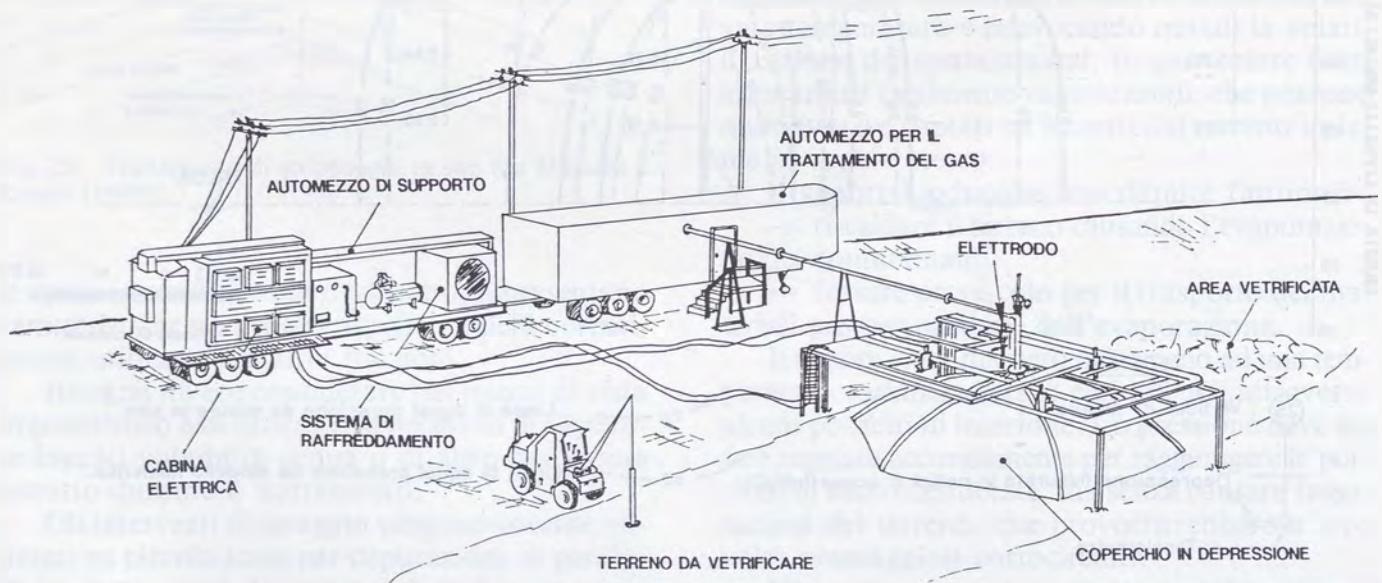


Fig. 28 - Equipaggiamento per la vetrificazione in situ (da Fitzpatrick et al. [1990]).

4.1.4 Degradazione microbiologica o con agenti chimici

I composti chimici o micro-organismi vengono generalmente immessi nel sottosuolo mediante pozzi.

I reagenti trasformano l'inquinante in un altro composto non nocivo o lo fanno precipitare in forma insolubile.

Per questo tipo di trattamento è essenziale conoscere esattamente l'estensione della zona inquinata, inoltre il contaminante deve essere generalmente monotipo.

Anche in questo caso come per altri trattamenti di bonifica le disuniformità del sottosuolo possono ridurre notevolmente l'efficacia in quanto il reagente tende a propagarsi lungo fasce ristrette cioè a canalizzarsi (vedere fig. 30).

Frequentemente nel sottosuolo esistono già micro-organismi idonei alla degradazione di composti organici; in questi casi si tratta solo di farne aumentare la crescita aggiungendo nel terreno gli adatti materiali nutritivi (azoto e fosforo) ed eventualmente ossigeno.

I prodotti nutritivi ed eventualmente anche l'ossigeno, se si tratta di micro-organismi aerobici, devono essere immessi nel sottosuolo mediante pozzi; per la materia nutritiva si fanno soluzioni dello 0.005-0.02%, mentre l'ossigeno viene immesso allo stato naturale o anche in forma di perossido d'idrogeno (acqua ossigenata).

Tra i vantaggi del metodo si ricorda che è molto indicato per eliminare inquinanti organici ed idrocarburi quando sono molto diluiti; è inoltre sicuro, veloce ed economico e non crea alterazioni idrogeologiche; non è necessario che la zona inquinata sia stazionaria perché il processo biodegradante avviene anche se essa è in movimento. Non è invece consigliabile per i seguenti motivi: non è adatto a certi tipi d'inquinanti; i batteri e i loro escrementi possono causare l'intasamento del terreno; l'eventuale aggiunta di prodotti nutritivi può causare un'alterazione chimica dell'acqua di falda.

Un esempio della configurazione di pozzi utilizzata per un trattamento di questo tipo è riportata in fig. 31 a e b (Chiesa [1988]).

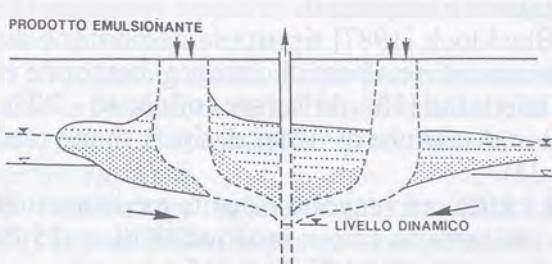


Fig. 30 - Purificazione in situ di un inquinamento da idrocarburi (da Schwille [1975]).

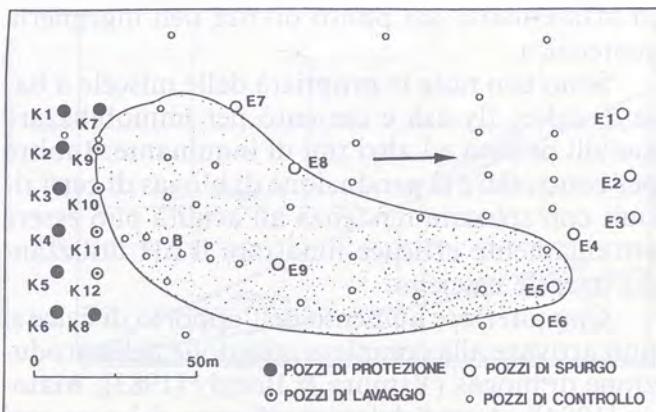


Fig. 31a - Zona inquinata da idrocarburi e pozzi di controllo e pompaggio (Bonifica mediante biodegradazione).

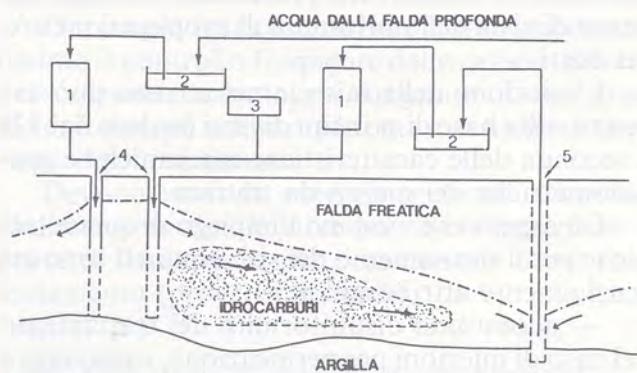


Fig. 31b - Schema d'impianto per la bonifica mediante biodegradazione di una zona inquinata da idrocarburi (1-Filtri; 2-Aeratori; 3-Nitrati; 4-Pozzi di resa; 5-Pozzo di presa) (da Chiesa [1988]).

Dal punto di vista geotecnico il metodo in esame non presenta aspetti particolari.

In relazione al suo dimensionamento si deve caratterizzare in dettaglio stratificazione e permeabilità del sottosuolo in modo tale da ottimizzare ed uniformare il più possibile il moto della falda con relativo apporto di sostanze nutritive secondo le necessità della colonia batterica come indicato dagli studi biologici.

I costi sono valutabili sulla base degli oneri per le installazioni fisse (pozzi, pompe, monitoraggi) e di quelli relativi alla fornitura ed il riciclo dei preparati da immettere nel sottosuolo.

I tempi per il trattamento sono in generale piuttosto lunghi.

4.1.5 Cementazione mediante iniezione e mescolamento

La cementazione mediante iniezioni o mescolamento in situ di terreni contaminati e/o di rifiuti con sostanze in grado di immobilizzare gli inquinanti presenti è senza dubbio un procedimen-

to affascinante dal punto di vista dell'ingegneria geotecnica.

Sono ben note le proprietà delle miscele a base di calce, fly-ash e cemento per immobilizzare metalli pesanti ed altri tipi di inquinante. Inoltre per controllare la produzione di biogas di certi rifiuti con spiccata tendenza all'acidità può essere estremamente efficace innalzare il pH utilizzando miscele calciche.

Con ulteriore aumento dell'apporto di calce si può arrivare alla completa inibizione della produzione di biogas (Tamura & Boegly [1983], Malone [1984]). Anche dal punto di vista dei composti chimici che costituiscono le miscele, al di là della gamma tradizionale di cementi, calce e silicati sono stati di recente predisposti prodotti per iniezione a base di cementi ultrafini, calce-fly-ash, cemento-bentonite ed additivi che presentano vantaggi dal punto di vista dell'uniformità di propagazione e/o dei costi.

L'iniezione delle miscele nel terreno può avvenire sulla base di principi diversi (vedere fig. 32) a seconda delle caratteristiche meccaniche e granulometriche del mezzo da trattare.

Gli aspetti che limitano l'impiego di queste tecniche per il risanamento dei siti inquinati sono essenzialmente attribuibili a:

- accentuata disuniformità del trattamento nel caso di iniezioni per permeazione, «clauquage» e spiazzamento del mezzo da trattare;
- elevato costo di realizzazione nel caso di trattamento intensivo con tecniche tipo miscelazione o jet-grouting.

Tenuto conto delle limitazioni riportate in precedenza, questi tipi di trattamenti tendono ad essere utilizzati solamente nel caso in cui si debba assolvere, oltre alla funzione di immobilizzazio-

ne dell'inquinante, anche ad una funzione strutturale: per esempio quando sono previste realizzazioni di manufatti sulla massa di rifiuti da trattare.

Indagini propedeutiche

L'applicazione di un trattamento di iniezione o mescolamento di una vecchia discarica deve prevedere le seguenti fasi di indagine:

- osservazione, diretta e da foto aeree (se possibile scattate in epoche diverse) del sito ed analisi dei rilievi topografici per l'esatta localizzazione dei rifiuti a livello areale;
- inquadramento idrogeologico per individuare la tipologia delle falde e le loro connessioni con i corpi idrici superficiali;
- ricerca e localizzazione di eventuale presenza di drenaggi, pozzi e barriere idrauliche e strutturali già esistenti all'interno del sito di bonificare;
- prove geofisiche, perforazioni di sondaggio ed eventualmente prove penetrometriche all'interno dei rifiuti per definirne la consistenza;
- prove di tipo chimico per la determinazione dei principali contaminanti presenti e valutazione della loro compatibilità con le miscele previste per l'iniezione.

Aspetti progettuali

La progettazione di un intervento con iniezione o miscelamento del sottosuolo come sempre si basa in larga parte su criteri empirici e sull'esperienza.

È di fondamentale importanza prevedere in questa fase un campo prova per analizzare il comportamento del terreno e/o dei rifiuti in situ nei confronti del tipo di trattamento e della miscela di iniezione.

È opportuno inoltre verificare visivamente la propagazione della miscela durante le prove di iniezione preliminari scavando trincee e/o pozzetti nell'area del trattamento.

Nel caso di funzione strutturale la fase di sperimentazione in situ dovrà prevedere prove di scarico sull'area trattata.

Dal punto di vista delle miscele di iniezione si deve cercare di utilizzare prodotti a basso costo tenuto conto delle grandi quantità richieste da un trattamento massiccio.

Blacklock [1987] riporta la descrizione di miscele cementizie a base di cemento, bentonite e fly-ash iniettabili (30-60% fase solida; 40-70% acqua) in discariche di rifiuti di tipo urbano (vedere fig. 33).

Le iniezioni vengono eseguite mediante tubi infissi nel terreno fino a profondità di ~ 15 metri con interassi variabili da 2 a 5 m.

Le pressioni di iniezione variano da 3 a 15 bar e la quantità di miscela richiesta per la stabilizza-

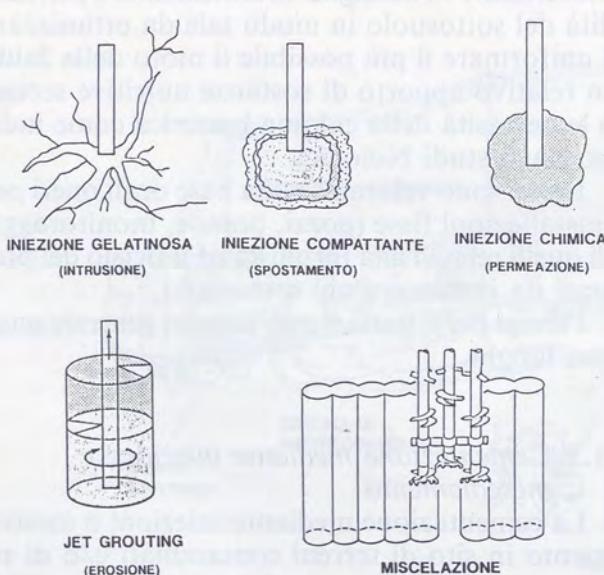


Fig. 32 - Tecniche di iniezione e miscelazione.

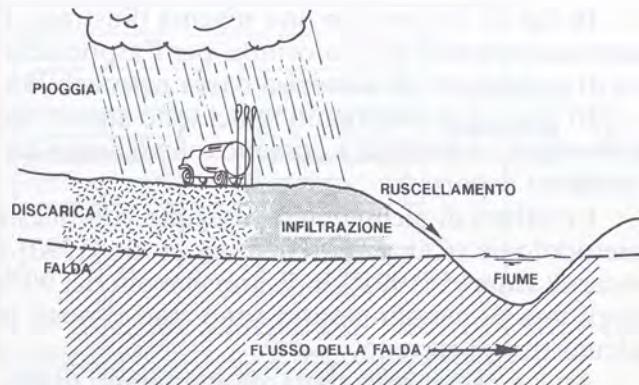


Fig. 33 - Schema illustrativo della funzionalità a livello di risanamento ambientale dei trattamenti di cementazione (da Blacklock [1987]).

zione si aggira da 20 ad 80 kg/m³ di terreno trattato.

Normalmente le iniezioni vengono eseguite in due fasi successive su maglie interassate.

Con questo tipo di trattamento la resistenza strutturale di un materiale costituito da rifiuti solidi urbani può essere valutata sulla base della fig. 34.

Non ci si soffrema nel seguito su altri tipi di iniezione, jet-grouting o tecniche di mescolamento già ben note in ambito geotecnico; si sottolinea solamente l'estrema importanza di ottenere in questo genere di interventi la massima omogeneità.

A livello di costi, i trattamenti in esame possono oscillare tra 100 e 500 U.S. \$/m³ di sottosuolo bonificato.

Aspetti costruttivi

Rimangono in generale validi tutti i procedimenti che normalmente si adottano per la realizzazione di un buon trattamento di iniezione jet-grouting o mescolamento tradizionale.

Sono però da prevedersi ulteriori precauzioni durante le perforazioni in ragione della possibile presenza di sostanze tossiche volatili e/o gas in pressione.

Al fine di ottenere una buona uniformità di trattamento le tecniche tipo jet-grouting o di miscelazione diretta del sottosuolo con eliche risultano le più indicate anche se necessitano in generale di maggiore apporto di materiale e maggior numero di verticali trattate.

Il jet-grouting risulta il tipo di trattamento con più ampia possibilità di utilizzo in relazione ai terreni e/o rifiuti di consistenza e granulometria estremamente variabili.

È interessante infine segnalare (Blacklock [1987]) la possibilità, in presenza di percolato stagnante sul fondo della discarica, di utilizzare questo stesso liquido per l'impasto della miscela di iniezione.

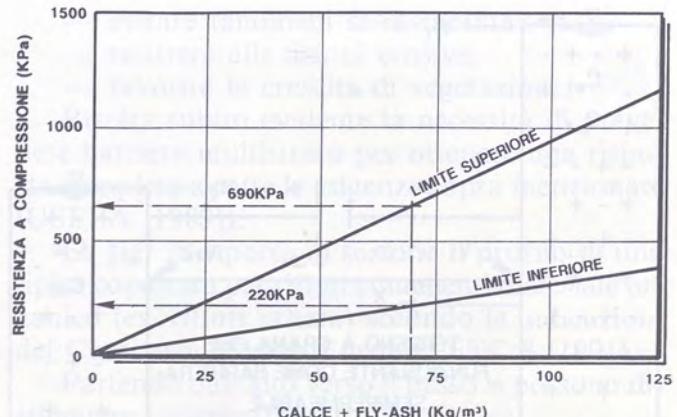


Fig. 34 - Resistenza a compressione di rifiuti solidi urbani in funzione del peso secco di miscela (calce + Fly-Ash) iniettata (da Blacklock [1987]).

Durante la fase costruttiva è infine importantissimo il controllo frequente delle caratteristiche del sottosuolo trattato, sia dal punto di vista geotecnico che per valutarne le caratteristiche di cessione degli inquinanti.

Devono essere in generale prelevati campioni di dimensioni significative per essere sottoposti a prove di liscivazione per permeazione o per mescolamento (prove tipo Batch).

4.1.6 Tecnologie in fase di sperimentazione

Dall'osservazione sperimentale dei fenomeni di flusso combinato in presenza di gradienti di diverso tipo (Mitchell [1976]) è scaturita l'idea di sfruttare questi particolari aspetti di comportamento dei terreni a grana fine per gli interventi di controllo e risanamento ambientale (Mitchell [1991]; Acar et al. [1989]; Coe & Steude [1989]; Acar & Hammed [1991]).

Di particolare interesse risultano a questo proposito i fenomeni elettrocinetici combinati con flussi di tipo idraulico e chimico (paragrafo 3.5).

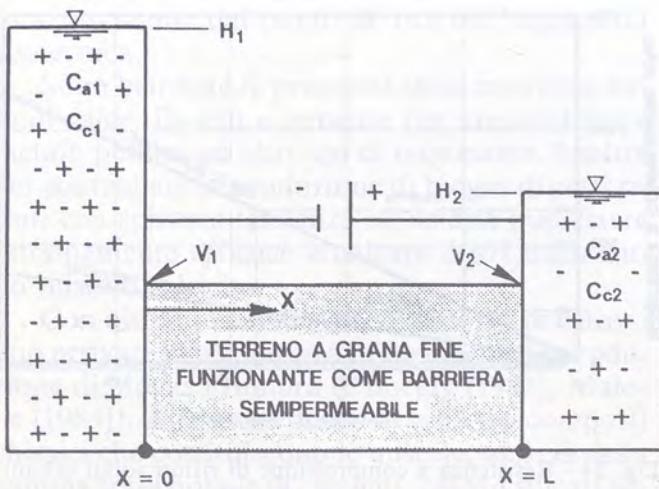
La fig. 35a riporta la schematizzazione di un sistema per lo studio di flussi di molecole o ioni di inquinanti all'interno di un terreno a grana fine sotto l'azione di gradienti di tipo idraulico (H) chimico (C) elettrico (V).

La modellazione di questo sistema richiede la determinazione di alcuni dei coefficienti della matrice L_{ij} descritta nel paragrafo 3.5 (vedere anche tabelle 4 e 5).

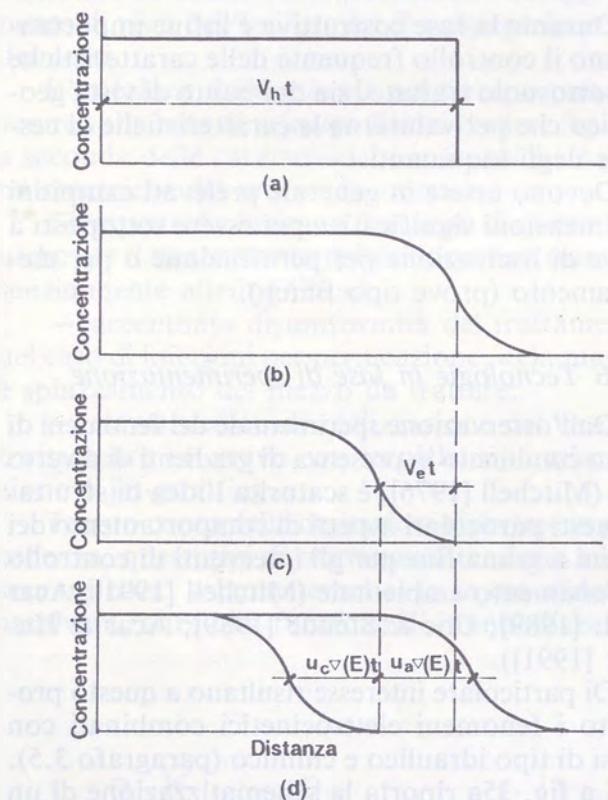
Da un punto di vista qualitativo l'influenza dei diversi tipi di gradiente applicati si può apprezzare con riferimento alla fig. 35b.

È interessante rilevare il rallentamento del moto di cationi e delle molecole e prevalente carica positiva che può essere esercitato dall'applicazione di una differenza di potenziale elettrico secondo lo schema riportato in fig. 35a.

La fig. 36 riporta le possibili applicazioni dei



(A) Schematizzazione di sistema per lo studio di flussi combinati (acqua, elettricità, ioni) con gradienti di tipo idraulico, elettrico e chimico



(B) Movimenti di ioni per effetto di: (a) Convezione - (b) Convezione + dispersione - (c) Convezione + dispersione + elettro-osmosi - (d) Convezione + dispersione + elettro-osmosi + mobilità ionica

Fig. 35 - Flussi e gradienti combinati (da Mitchell [1991]).

fenomeni elettrocinetici per il controllo ed il risanamento di zone inquinate.

L'utilizzo di campi di potenziale elettrico può trovare applicazioni per:

- barriere argillose di contenimento e controllo degli inquinanti
- deviazioni di pennacchi di inquinanti
- iniezioni di miscele chimiche, micro-organismi e nutrienti in terreni a bassa permeabilità
- rimozione/separazione di contaminanti organici ed inorganici.

In fig. 37 è riportato uno schema illustrato di applicazione dell'elettro-osmosi per l'asportazione di inquinanti dei terreni a bassa permeabilità.

In pratica gli inquinanti ionici sono attratti dai loro rispettivi elettrodi e possono quindi essere catturati ed asportati.

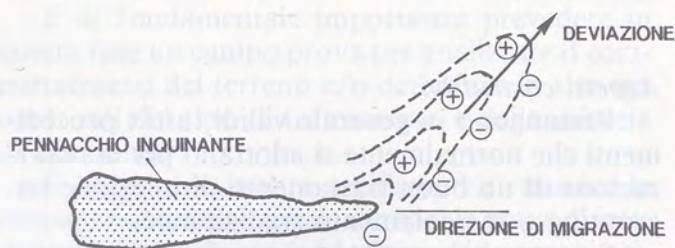
I risultati di alcune prove eseguite con queste metodologie (Cabrera - Guzman et al. [1990] e Acar & Hamed [1991]) indicano che più del 90% degli ioni di metalli pesanti sono stati rimossi in alcuni tipi di terreno.

Anche per quanto riguarda inquinanti di tipo organico il metodo si è dimostrato efficace almeno a livello sperimentale (Shapiro et al. [1989]); sono state asportate percentuali di acido acetico e fenoli disciolti in acqua superiori al 94%.

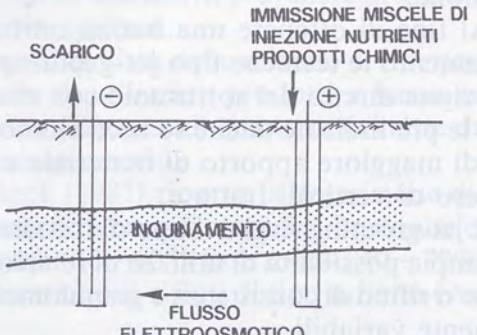
FLUSSO PER GRADIENTI IDRAULICO E CHIMICO



(a) BARRIERE



(b) DEVIAZIONE DI INQUINANTI



(c) INIEZIONE ELETTROOSMOTICA

Fig. 36 - Possibili applicazioni dei fenomeni elettrocinetici per il controllo ed il risanamento di inquinamenti (da Acar et al. [1991]).

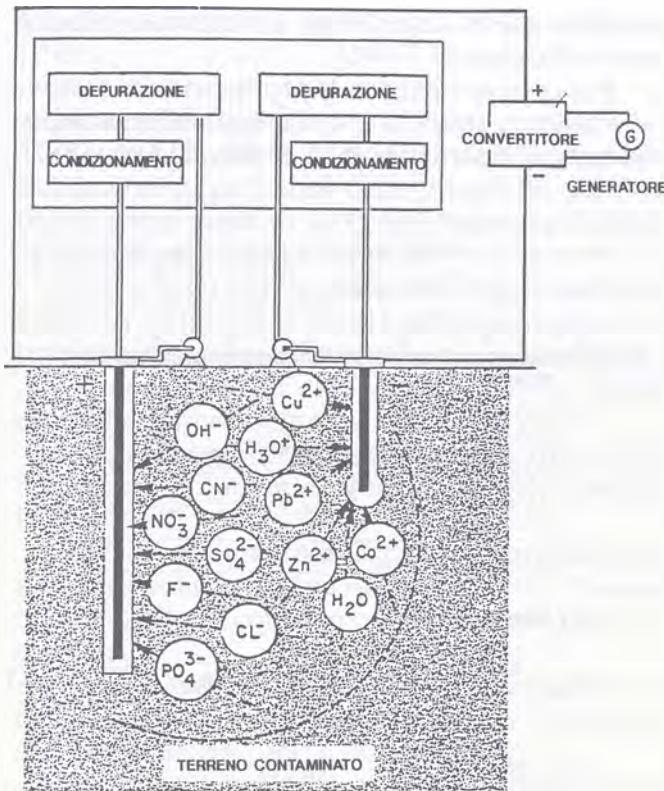


Fig. 37 - Schema di trattamento elettrocinetico in situ (da Lageman [1989]).

Anche dal punto di vista costi energetici queste metodologie di intervento sembrano essere promettenti.

Attualmente sono in corso molte attività di studio e ricerca in questo specifico settore.

Per lo sviluppo pratico di queste metodologie di intervento sono soprattutto necessari campi di prova in situ atti a mettere in luce i parametri fondamentali che influenzano l'efficienza dei trattamenti.

4.2 Incapsulamenti

4.2.1 Sistemi di isolamento superficiale

Nel caso di discarica incontrollata sopra falda uno degli interventi più rapidi, efficaci e meno costosi risulta essere la copertura superficiale dei rifiuti.

Tale copertura dovrà svolgere le seguenti funzioni principali:

- limitare l'infiltrazione delle acque meteoriche all'interno dei rifiuti;
- controllare la fuoriuscita di gas;
- evitare la migrazione di inquinante per capillarità;
- resistere ai fenomeni di gelo-disgelo;
- evitare fessurazioni per essiccamiento;
- assorbire i cedimenti differentiali senza aumenti di permeabilità;

- evitare fenomeni di instabilità;
- resistere alle azioni erosive;
- favorire la crescita di vegetazione.

Risulta subito evidente la necessità di prevedere barriere multistrato per ottenere una risposta completa a tutte le esigenze sopra menzionate (USEPA [1989]).

La fig. 38 riporta in sezione il profilo di una tipica copertura per rifiuti contenenti materiale organico (es. rifiuti urbani) secondo le indicazioni del Comitato Tecnico Europeo ETC.8 [1991].

Partendo dall'alto verso il basso si possono distinguere i seguenti strati:

- strato di copertura costituito da terreno adatto per la coltivazione di un manto vegetale (in genere vegetazione di basso fusto);
- strato drenante;
- geomembrana impermeabile a diretto contatto con un strato di argilla compattata a formare il rivestimento impermeabilizzante composito;
- strato di captazione del biogas;
- strato di regolarizzazione.



Fig. 38 - Stratigrafia della copertura di una discarica come consigliato da ETC8 (1991).

Si possono prevedere ricoprimenti integrati da strati antiriditorii o con altre funzioni (es. geosintetici con funzioni strutturali nel caso in cui si preveda la realizzazione di manufatti di una certa importanza al di sopra della copertura finale).

Aspetti progettuali

La progettazione di un sistema di copertura deve partire dal bilancio idrologico della discarica riferito alle particolari condizioni ambientali del sito.

I termini fondamentali del bilancio idrologico sono definiti come segue (Boels [1990]).

$$P - E_a - Q_s - Q_d - Q_l - S = O \quad (17)$$

dove:

P : precipitazioni atmosferiche	[L]
E_a : evapotraspirazione reale	[L]
Q_s : ruscellamento superficiale	[L]
Q_d : scarico dal drenaggio sopra l'impermeabilizzazione	[L]
Q_t : percolazione attraverso l'impermeabilizzazione	[L]
S : variazione di contenuto d'acqua del terreno di coltivo	[L]

Il termine dovuto alle precipitazioni P si può stimare sulla base dei dati meteorologici locali.

L'evapotraspirazione reale (E_a) può essere ottenuta utilizzando la procedura indicata da Thornthwaite e Mathar [1957] (vedere anche Manassero e Pasqualini [1991]).

Il ruscellamento superficiale Q_s può essere stimato facendo riferimento a quanto riportato in proposito da Oweis e Khera [1990] (vedere anche Manassero e Pasqualini [1991]).

Il quantitativo di acqua trattenuta dal terreno di coltivo può essere stimato sulla base del grafico di fig. 39.

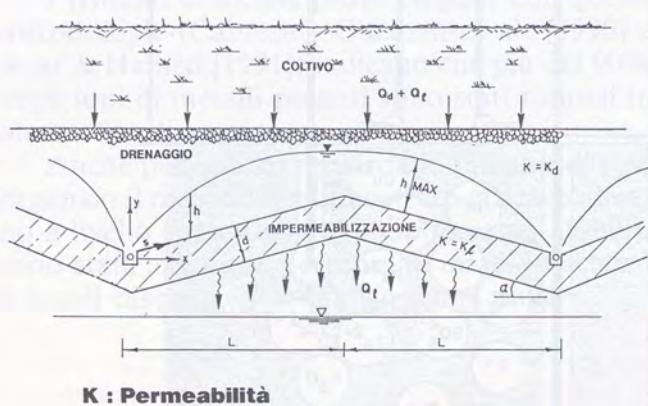
Noti questi dati di ingresso al calcolo e la qualità di percolazione, attraverso l'impermeabilizzazione, ammessa dai vari regolamenti nazionali (in generale $1 \div 10 \text{ l/m}^2/\text{anno}$), è possibile valutare l'altezza d'acqua media presente sull'impermeabilizzazione (vedere figg. 40 e 41).

Da quest'ultimo valore si può risalire ai valori di permeabilità e spessore dell'impermeabilizzazione, ai valori di trasmissività e pendenza dei drenaggi ed alla portata richiesta ai tubi ed alle canalette.

Per gli approfondimenti relativi al bilancio idraulico delle discariche ed al calcolo delle imper-

meabilizzazioni superficiali si rimanda a Manassero e Pasqualini [1991].

Per quanto riguarda le problematiche relative ad erosione, stabilità e sedimenti differenziali si rimanda a Koerner [1987], Staub & Abt [1987],



K : Permeabilità

$$h_{\max} = \frac{L/C}{2} \left[1 - \frac{\tan \alpha}{C} \sqrt{\tan^2 \alpha + \text{INF}/K_d} + \frac{\tan^2 \alpha}{C} \right] \quad [\text{L}]$$

$$Q_d + Q_t = \text{INF} (2L) \quad [\text{L}^2/\text{T}]$$

$$C = \text{INF}/K_d$$

Fig. 40 - Valutazione del sistema di drenaggio per le coperture.

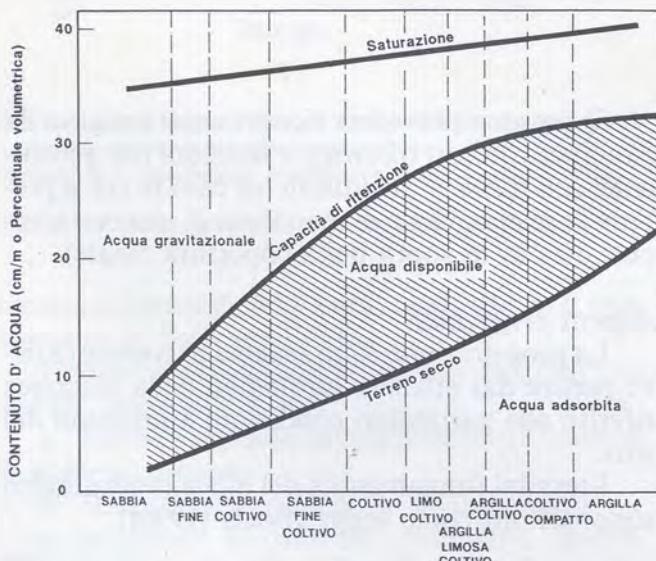
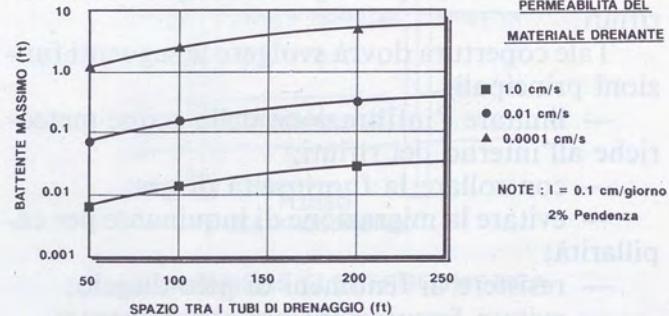
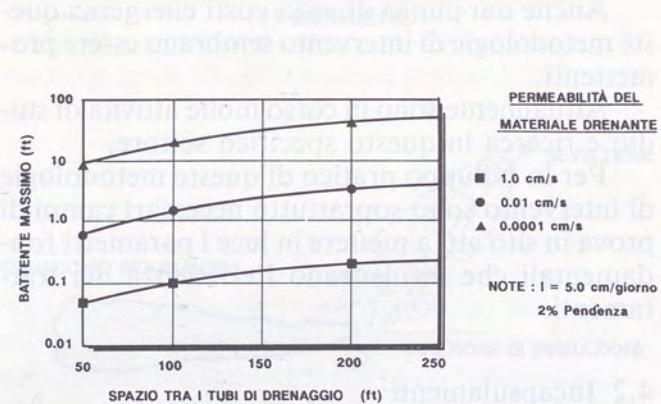


Fig. 39 - Caratteristiche di ritenzione dell'umidità di vari terreni secondo la classificazione USDA.

Fig. 41 - Grafici per la valutazione della spaziatura tra i dreni (da Daniel [1990]).

Mitchell & Mitchell [1991], Jessberger & Stone [1991].

Aspetti costruttivi

Le problematiche costruttive delle impermeabilizzazioni superficiali delle discariche sono in buona parte simili a quelle delle impermeabilizzazioni di fondo (Daniel [1991]).

Con riferimento ai principali componenti delle impermeabilizzazioni composite particolare attenzione dovrà essere posta in relazione a:

— procedura di compattazione delle argille e/o delle miscele minerali (Daniel [1987]);

— procedura di messa in opera della geomembrana se presente (Koerner [1986], Koerner [1987]).

Per il rivestimento di copertura normalmente non sussistono problemi di compatibilità chimica dovuti al diretto contatto con il percolato della discarica.

Sono invece importanti i problemi dovuti alla deformazione indotta dai sedimenti dei rifiuti (Jessberger & Stone [1991], Boels [1990]).

Con riferimento a quest'ultimo aspetto alcuni autori (Koerner [1991], Jessberger & Stone [1991]) consigliano di prevedere geocompositi a bassa permeabilità contenenti bentonite disidratata, oppure di rinforzare gli strati di argilla compattata con geogriglie o georeti.

Per favorire lo smaltimento delle acque meteoriche si consiglia infine di prevedere pendenze minime della copertura superiori al 5% tenendo conto dei possibili assestamenti dei rifiuti a lungo termine.

Per quanto riguarda i costi si possono stimare per questo tipo di manufatto $50 \div 150$ U.S. \$/ m^2 di superficie coperta.

4.2.2 Cinturazione perimetrale

In questo paragrafo verranno descritte brevemente dal punto di vista tipologico le tecniche di cinturazione perimetrale oggi disponibili per il controllo degli inquinanti nel sottosuolo.

Verranno poi illustrati alcuni aspetti specifici relativi al dimensionamento.

Per ulteriori approfondimenti si rimanda al contributo di De Paoli *et al.* [1991].

La fig. 42 illustra i principali schemi applicativi di sistemi di cinturazione perimetrali.

Con riferimento alle barriere impermeabili, nel seguito sono elencate le principali tipologie oggi in uso:

a) palancole metalliche infisse nel terreno;

b) diaframmi sottili realizzati mediante infissione di palancole, estrazione delle stesse e riempimento della cavità mediante fanghi a base di bentonite;

c) colonne accostate di terreno mescolato in situ con additivi;

d) colonne accostate o pannelli realizzati mediante la tecnica del jet-grouting;

e) diaframmi in calcestruzzo a pannelli prefabbricati o gettati in opera con speciali giunti (water-stop) tra i singoli elementi;

f) diaframmi plastici continui realizzati con miscele terreno-bentonite;

g) diaframmi plastici continui realizzati con miscele cemento-bentonite;

h) diaframmi plastici realizzati con miscele cemento-bentonite o terreno-bentonite e completati con l'inserimento di un telo di materiale plastico (generalmente polietilene ad alta densità HDPE) al fine di realizzare un sistema di impermeabilizzazione di tipo composito (US EPA [1984]).

Nel seguito per ogni tipologia di cinturazione verrà fornita una breve scheda descrittiva.

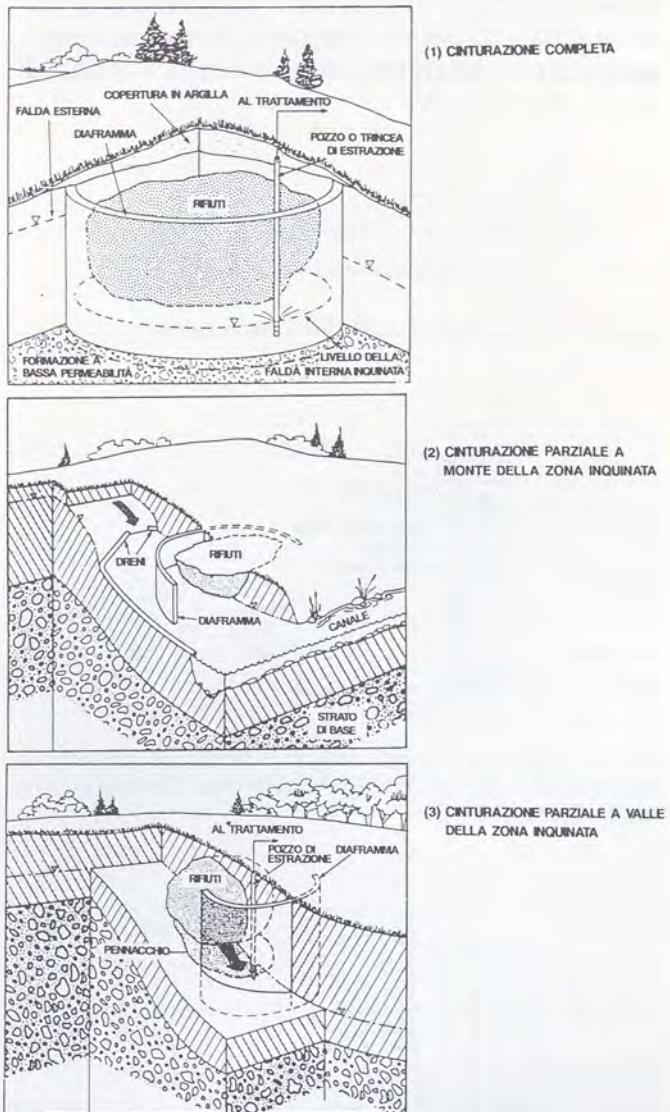


Fig. 42 - Schemi applicativi di cinturazioni perimetrali (da US EPA [1984]).

Palancole metalliche infisse (fig. 43)

Questo tipo di barriera viene utilizzato in terreni sciolti ed in generale solamente per interventi di massima urgenza grazie alla sua rapidità di esecuzione.

Non viene mai utilizzato per interventi definitivi in quanto i valori di permeabilità globale minimi raggiungibili non sono mai inferiori a $10^{-4} \div 10^{-5}$ cm/s salvo i casi in cui la palancola metallica venga integrata con un diaframma plastico accostato alla stessa (vedere punti successivi).

Diaframmi plastici sottili (fig. 44)

Le metodologie di esecuzione sono molteplici: preinfissione mediante battitura o jetting di palancole metalliche o di manufatti scatolari metallici o ancora prefabbricati in calcestruzzo e successivo riempimento della cavità così formata nel terreno con miscele a base di bentonite.

Di recente sono state introdotte tecniche di realizzazione di diaframmi sottili mediante frese meccaniche in grado di realizzare una trincea di larghezza $10 \div 20$ cm in continuo, immediatamente riempita con bentonite in polvere; la validità di

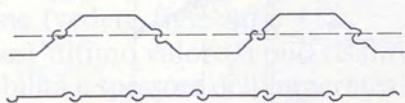


Fig. 43 - Palancole metalliche: profili tipo.

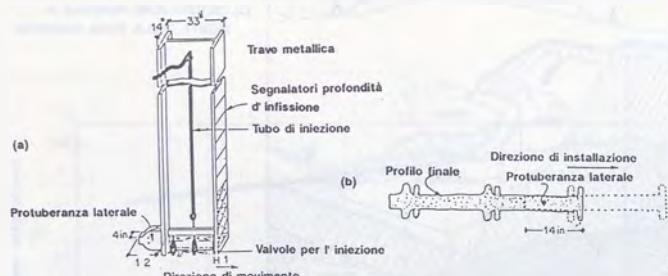


Fig. 44 - Barriera verticale realizzata mediante infissione di trave metallica (a) Configurazione della trave (b) vista in pianta (da Evans [1991]).

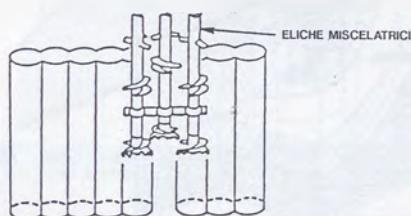


Fig. 45 - Barriere verticali realizzate mediante miscelazione del terreno in situ con additivi.

queste procedure di esecuzione è ancora da provare soprattutto per quanto riguarda la permeabilità globale della cinturazione; inoltre le profondità raggiungibili sono inferiori o al massimo uguali a 5 - 7 m.

Le minime permeabilità globali raggiungibili con questi ultimi tipi di barriera sono difficili da stimare non essendo ancora state eseguite prove in situ appropriate; in ogni caso visti sia gli spessori che le stesse tecniche realizzative ad oggi non è possibile confidare su valori di permeabilità inferiori a $10^{-4} \div 10^{-5}$ cm/s.

Barriere realizzate mediante mescolamento del terreno in situ con additivi (fig. 45)

La barriera viene realizzata inserendo nel terreno un'elica cava al centro rimescolando il terreno ed iniettando contemporaneamente un fango a base di acqua e bentonite (Ryan [1987]).

La continuità della barriera è assicurata da un certo grado di sovrapposizione tra le serie di colonne.

I vantaggi di questa tecnologia derivano dai costi limitati e dalle limitate quantità di bentonite da utilizzare rispetto ai diaframmi plastici convenzionali.

La permeabilità globale del sistema risulta fortemente influenzata dal tipo di terreno in situ.

Barriere realizzate mediante jet-grouting (figg. 46 e 47)

È una delle tecniche più versatili e più utilizzate oggi in Europa, non solo per interventi di impermeabilizzazione.

I principali vantaggi del jet-grouting in esame risultano: la possibilità di accesso delle attrezzature per l'esecuzione del trattamento anche in zone estremamente ristrette ed impervie, le profondità raggiungibili dell'ordine di 20-30 m, la possibilità di eseguire trattamenti con inclinazione fino a 90° - 100° rispetto alla verticale.

Il trattamento per formare pannelli dello spessore di 5-20 cm (vedere fig. 46b) consente in genere una certa convenienza economica a fronte di permeabilità globali più elevate rispetto alle colonne accostate.

Di recente sono state inserite sul mercato attrezzature particolarmente potenti ed in grado di eseguire pannelli con geometrie che consentono in una sola fase la formazione di barriere multiple (vedere fig. 47).

Le minime permeabilità raggiungibili con questo trattamento dipendono fortemente dalle caratteristiche del terreno iniettato, dall'interasse delle perforazioni (generalmente 30-100 cm) e dal tipo di iniezione (monofluido, bifluido, trifluido, vedere Botto [1985]); in ogni caso difficilmente vengono raggiunte permeabilità globali inferiori a $10^{-5} \div 10^{-6}$ cm/s.

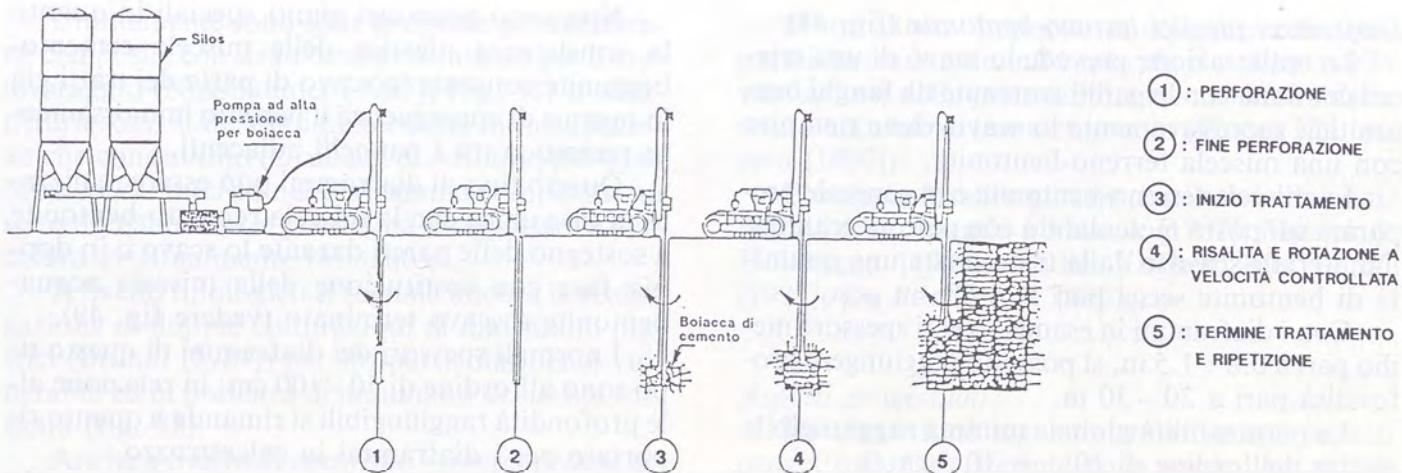


Fig. 46a - Trattamento Jet-grouting mediante colonne accostate.

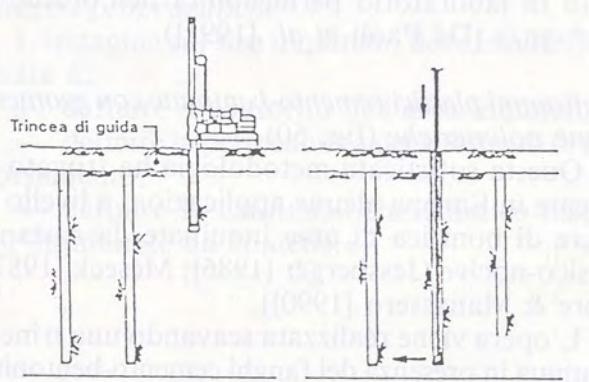


Fig. 46b - Trattamento Jet-grouting mediante pannelli.

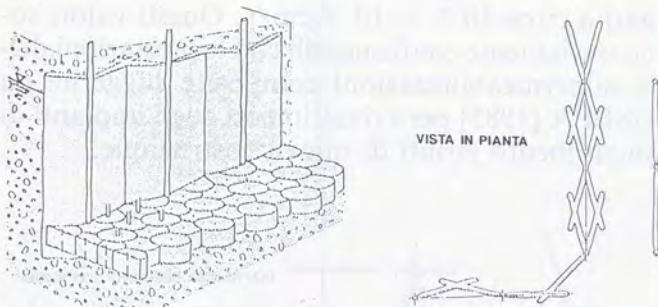


Fig. 47 - Barriere Jet-grouting eseguite senza rotazione della testa di iniezione.

La rigidezza piuttosto elevata delle colonne o dei pannelli jet-grouting rende questi manufatti piuttosto sensibili ai cedimenti ed alle deformazioni dei terreni entro i quali sono stati eseguiti.

Diaframmi in calcestruzzo

Sono realizzati mediante scavo con apposita benna in presenza di fanghi bentonitici per il so-

stegno delle pareti dello scavo stesso e successivo getto di calcestruzzo; vengono generalmente utilizzati come opere di sostegno o come fondazioni profonde; più raramente vengono utilizzati per il contenimento di liquidi inquinanti salvo il caso in cui si debbano svolgere contemporaneamente funzioni di contenimento e di sostegno.

Al fine di diminuire la permeabilità globale del diaframma si possono utilizzare speciali giunti in materiale plastico (water-stop).

I normali spessori di questo tipo di diaframma sono dell'ordine di 0.6 ÷ 1.5 m, le massime profondità raggiungibili pari a circa 30 ÷ 40 m con attrezzature normali; utilizzando speciali frese di recente costruzione si possono raggiungere profondità anche di 150 m.

In presenza di giunti tipo water-stop si possono raggiungere permeabilità dell'ordine di 10^{-7} cm/s.

In presenza di elevate deformazioni del terreno circostante la permeabilità globale può subire notevoli incrementi a causa della rigidezza di questo tipo di manufatto.

Diaframmi plastici terreno-bentonite (fig. 48)

La realizzazione prevede lo scavo di una trincea continua con le pareti sostenute da fanghi bentonitici; successivamente lo scavo viene riempito con una miscela terreno-bentonite.

La miscela terreno-bentonite è in generale preparata sul posto mescolando con pale meccaniche il materiale scavato dalla trincea con una quantità di bentonite secca pari al 4-6% in peso.

Con i diaframmi in esame, aventi spessore medio pari a $0.8 \div 1.5$ m, si possono raggiungere profondità pari a 20 - 30 m.

La permeabilità globale minima raggiungibile risulta dell'ordine di $10^{-6} \div 10^{-7}$ cm/s.

Diaframmi plastici cemento-bentonite (fig. 49)

È il tipo di barriera impermeabile più comunemente utilizzato in Europa per interventi di cinturazione di una certa importanza.

Come i diaframmi di calcestruzzo, essi vengono realizzati per pannelli o, in alternativa, scavando una trincea continua.

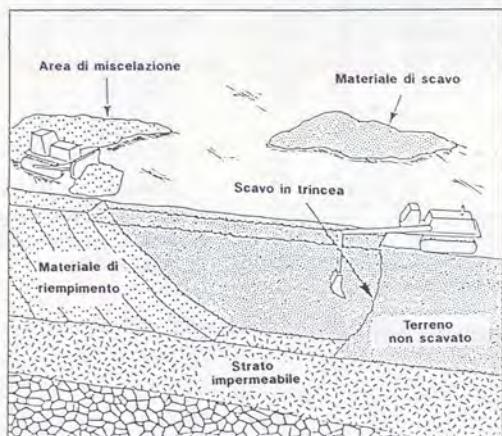


Fig. 48 - Fasi realizzative di un diaframma plastico con miscela terreno-bentonite.

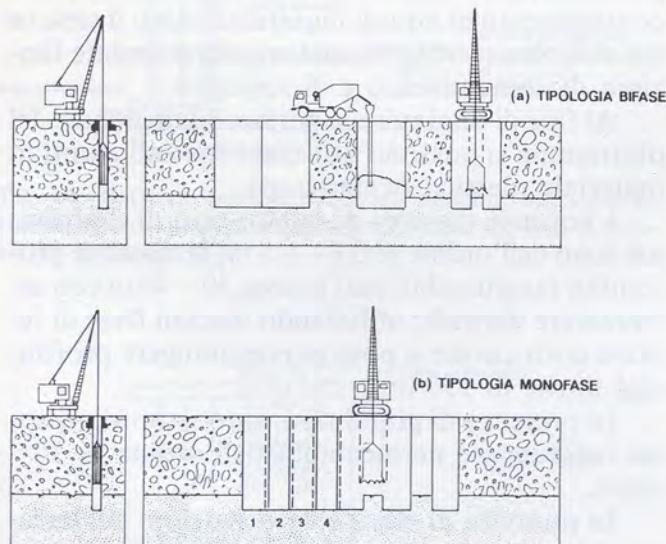


Fig. 49 - Diaframmi plastici cemento-bentonite: modalità esecutive.

Non sono necessari giunti speciali in quanto la consistenza plastica delle miscele cemento-bentonite consente lo scavo di parte dei tratti già in opera e di conseguenza il perfetto immorsamento reciproco tra i pannelli adiacenti.

Questo tipo di diaframmi può essere realizzato in fase unica con la miscela cemento-bentonite a sostegno delle pareti durante lo scavo o in doppia fase con sostituzione della miscela acqua-bentonite a scavo terminato (vedere fig. 49).

I normali spessori dei diaframmi di questo tipo sono all'ordine di 50 - 100 cm; in relazione alle profondità raggiungibili si rimanda a quanto riportato per i diaframmi in calcestruzzo.

La permeabilità globale raggiungibile con le normali miscele cemento-bentonite è dell'ordine di $10^{-6} \div 10^{-7}$ cm/s.

Utilizzando cementi speciali o additivi si ottengono in laboratorio permeabilità dell'ordine di 10^{-8} cm/s (De Paoli *et al.* [1991]).

Diaframmi plastici cemento-bentonite con geomembrane polimeriche (fig. 50)

Questa sofisticata metodologia ha trovato di recente in Europa alcune applicazioni a livello di opere di bonifica di aree inquinate da sostanze tossico-nocive (Jessberger [1986]; Meseck [1987]; Fiore & Manassero [1990]).

L'opera viene realizzata scavando una trincea continua in presenza dei fanghi cemento-bentonite: prima della loro solidificazione vengono inseriti i teli in materiale plastico opportunamente giuntati.

Le profondità massime fino ad oggi raggiunte con questo tipo di diaframma risultano pari a circa 40 m (Meseck [1987]).

L'ordine di grandezza della permeabilità risulta pari a circa $10^{-9} \div 10^{-10}$ cm/s. Questi valori sono ovviamente confrontabili con le prestazioni delle impermeabilizzazioni composite suggerite da USEPA [1985] per i rivestimenti degli impianti di smaltimento rifiuti di nuova costruzione.

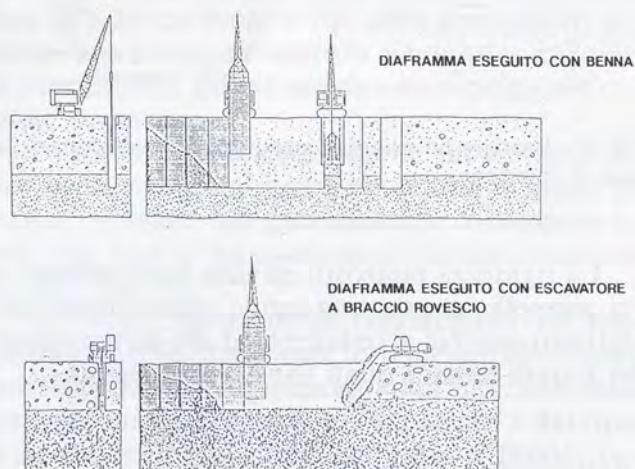


Fig. 50 - Schema delle modalità esecutive di diaframmi cemento-bentonite con geomembrane polimeriche.

Ultimamente sono state proposte geomembrane composite con strato drenante interno per il monitoraggio (Nussbaumer [1987]) (fig. 51) o addirittura sono state studiate tecniche di installazione che consentono (Druback & Arlotta [1984]) di ottenere all'interno del diaframma composito un setto drenante con la possibilità di agganciare il percolato eventualmente infiltratosi.

A livello tipologico si segnala ancora la realizzazione di doppie cinturazioni di diaframmi plasticci (Brandl [1989]) per siti particolarmente vulnerabili ed in presenza di inquinanti di elevata tossicità (fig. 52).

Anche a livello di controllo l'intercapedine all'interno della doppia cinturazione consente un monitoraggio estremamente efficace.

Indagini propedeutiche

L'indagine sul sito inquinato deve essere finalizzata a:

- definire il contorno dell'area inquinata;
- definire la permeabilità del substrato di immorsamento;
- definire le caratteristiche chimico-fisiche dell'inquinante da contenere.

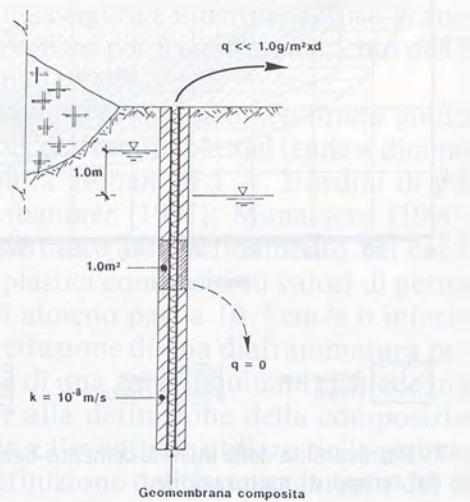


Fig. 51 - Geomembrana composita (da Nussbaumer [1987]).

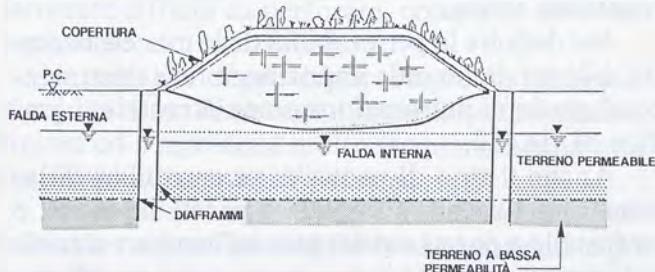


Fig. 52 - Doppia cinturazione per siti ad elevato rischio (da Brandl [1989]).

Si sottolinea l'importanza delle prove di compatibilità tra inquinanti e miscele plastiche e della valutazione della permeabilità e consistenza dello strato naturale di immorsamento (Fiore e Manassero [1990]).

Per approfondire gli aspetti relativi alla compatibilità si rimanda a Meseck [1987]; Meseck & Hollstegge [1989]; Muller-Kirchenbauer *et al.* [1987]; De Paoli *et al.* [1991].

Aspetti progettuali

La trattazione seguente, relativa agli aspetti progettuali, farà riferimento in particolare ai diaframmi plasticci cemento-bentonite anche se molti dei concetti esposti possono essere applicati a qualsiasi tipo di barriera verticale.

La definizione e l'ottimizzazione della miscela plastica cemento-bentonite è il primo aspetto da affrontare nell'ambito della procedura di progettazione di questo tipo di manufatto.

La miscela con la quale si realizza un diaframma cemento-bentonite deve presentare buone caratteristiche di lavorabilità e bassa permeabilità.

La fig. 53 mostra il campo di variazione consentito per i principali componenti di miscele cemento-bentonite sodica (Jefferis [1981]).

Si può osservare che nell'ambito del suddetto campo di accettabilità un aumento del contenuto d'acqua rispetto alla fase solida provoca un aumento della permeabilità finale della miscela, un aumento del contenuto di bentonite provoca invece una maggiore deformabilità, mentre la percentuale di cemento influenza proporzionalmente la resistenza meccanica della miscela maturata.

La fig. 54 riporta l'andamento della permeabilità da prove di laboratorio su provini a 28 gg. di maturazione in funzione del contenuto di cemento e bentonite sodica.

Altri dati, relativi alla permeabilità (K) delle miscele cemento-bentonite sodica in funzione del

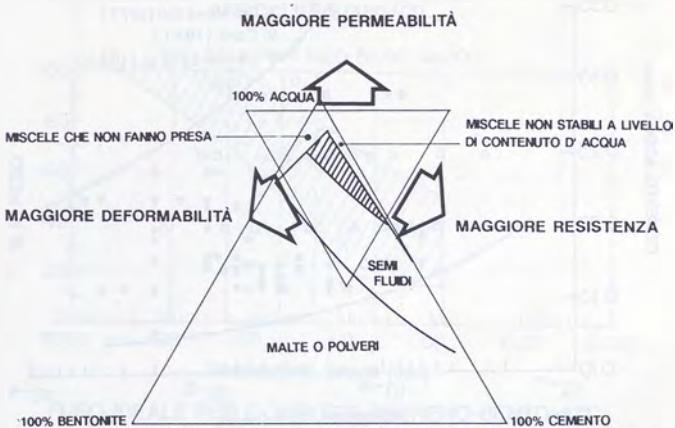


Fig. 53 - Composizione delle miscele cemento-bentonite (Adattato da Jefferis [1981]).

rapporto cemento/acqua, sono fornite da Ryan [1987] e sono riportate in fig. 55. I valori di K fanno riferimento a maturazioni di ~ 30 gg. ed anche se la dispersione dei risultati risulta notevole si può individuare una tendenza alla diminuzione di K all'aumentare del contenuto di cemento.

In fig. 56 è riportato un tentativo di correlazione tra la resistenza a compressione a 28 gg. di una miscela e la sua permeabilità. Si può notare una diminuzione di permeabilità all'aumentare della resistenza a conferma della positiva influenza

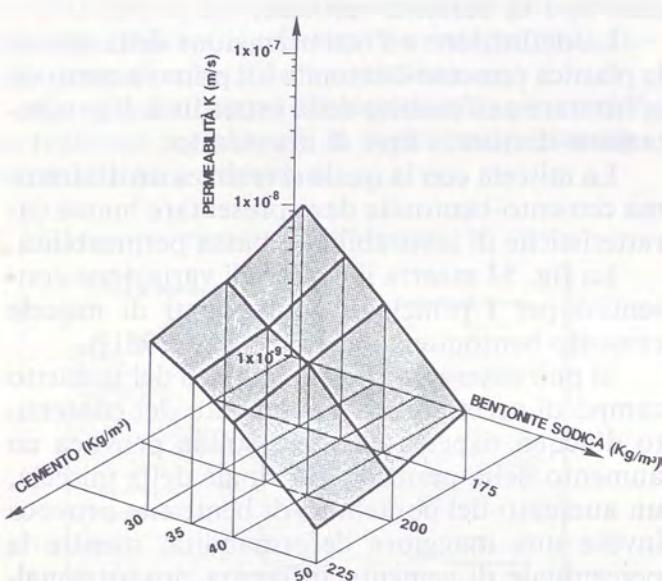


Fig. 54 - Valori di permeabilità a 28gg di maturazione al variare del contenuto di bentonite sodica e cemento (da Meseck e Hollstegge [1989]).

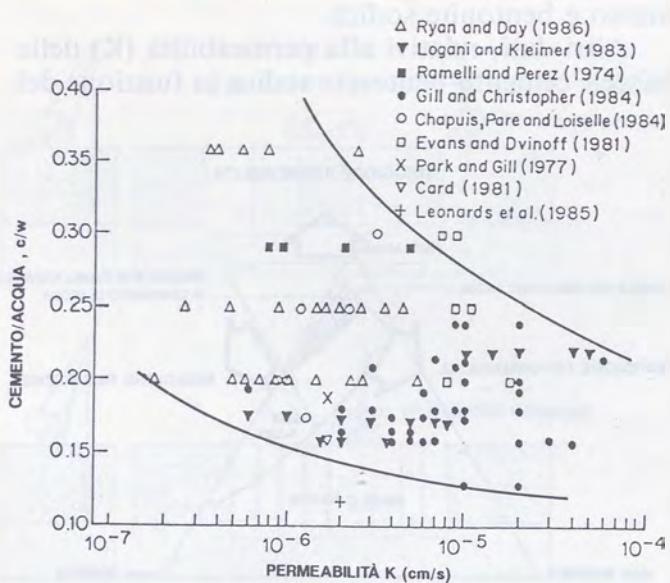


Fig. 55 - Permeabilità di miscele cemento-bentonite (da Ryan [1987]).

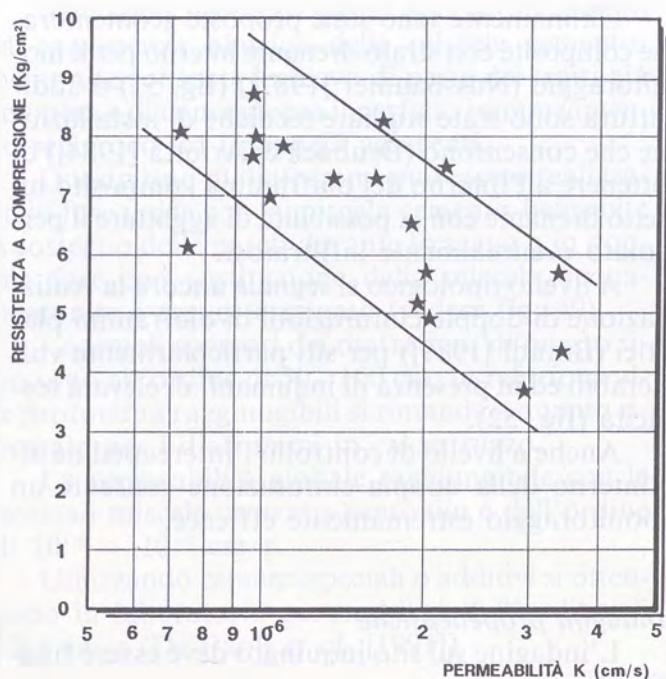


Fig. 56 - Permeabilità in funzione della resistenza a compressione non confinata di provini a 28gg di maturazione.

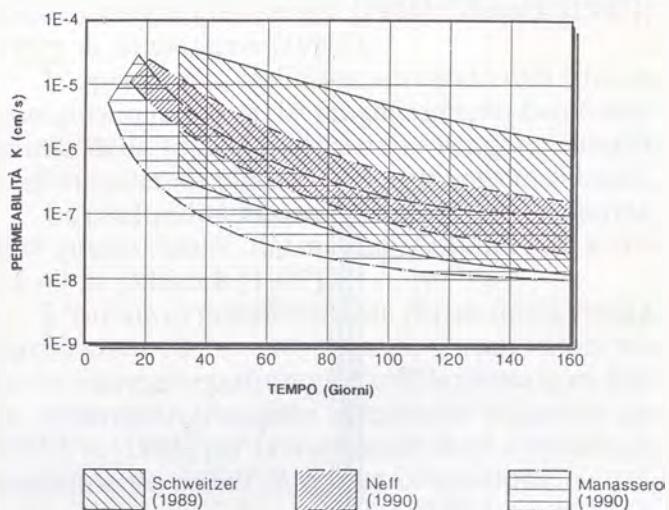


Fig. 57 - Permeabilità delle miscele cemento-bentonite in funzione del tempo di maturazione.

dell'aumento del contenuto di cemento sulla permeabilità stessa.

Nel definire la permeabilità delle miscele in esame è di fondamentale importanza fare riferimento al grado di maturazione come dimostra il grafico di fig. 57.

Anche il tipo di prova di permeabilità di laboratorio (in cella triassiale a pareti flessibili, o in fustelle a pareti rigide) può influenzare significativamente i risultati soprattutto con tempi di maturazione inferiori a 50 gg.

In definitiva dall'osservazione dei dati riportati

tati nelle figure citate in precedenza si può ritenerre che a ~ 30 gg. di maturazione le permeabilità in laboratorio di questo tipo di miscele variano nell'intorno di $1 \cdot 10^{-6}$ cm/s mentre per tempi di maturazione maggiori di 60 gg. i valori tendono a raggiungere l'ordine di grandezza 10^{-7} cm/s.

Di recente sono state introdotte miscele a base di cemento e bentonite calcica (Meseck e Hollstegge [1989]) per migliorare la resistenza nei confronti di alcuni composti chimici e per aumentare il peso di volume (tab. 8).

Quest'ultimo incremento risulta particolarmente utile per la procedura di realizzazione dei diaframmi tipo bifase, per la quale esiste la necessità di spiazzare i fanghi acqua-bentonite posti a sostegno provvisoriale delle pareti degli scavi.

L'aggiunta di additivi chimici (De Paoli *et al.* [1991]) e l'utilizzo di cementi ultrafini per il confezionamento delle miscele (Paviani [1991]) risultano essere le tendenze più recenti per migliorare questo tipo di prodotto.

Per quanto riguarda le miscele terreno-bentonite, poco utilizzate in Europa ma molto utilizzate negli Stati Uniti, si riportano in fig. 58 alcuni valori delle permeabilità ottenibili in funzione del contenuto di bentonite.

Anche se i risultati sono molto dispersi si può mediamente accettare un valore di $K \approx 1 \cdot 10^{-7}$ cm/s.

Nella stessa figura è illustrato il fuso granulometrico consigliato per il confezionamento dell'impatto (Evans [1990]).

L'inserimento di una geomembrana giuntata all'interno dei diaframmi plastici tende a diminuire la permeabilità globale di 1 \div 2 ordini di grandezza (Nussbaumer [1987]; Manassero [1990]).

Si può pertanto fare affidamento nel caso di diaframmi plastici composti su valori di permeabilità globali almeno pari a 10^{-8} cm/s o inferiori.

La progettazione di una diaframmatura per la cinturazione di una zona inquinata richiede in generale, oltre alla definizione della composizione della miscela e l'eventuale utilizzo delle geomembrane, la definizione dell'immorsamento del diaframma stesso nello strato impermeabile di base.

Questa definizione è estremamente importante in quanto l'approfondimento anche solo di alcuni decimetri, in formazioni naturali particolarmente difficili da perforare, comporta oneri elevatissimi.

Si consiglia di prevedere sempre un immorsamento minimo di almeno 1 m per superare discontinuità ed irregolarità molto frequenti al contatto tra formazioni naturali diverse.

Inoltre se si vuole definire l'immorsamento, imponendo rapporti prestabili (vedasi normative per nuove discariche) tra i tempi di migrazione per convezione dell'inquinante che attraversa direttamente il diaframma, o lo elude migrando al di sotto di

Tab. 8 - Evoluzione della composizione delle miscele cemento-bentonite (da Meseck e Hollstegge [1989])

MISCELA	ANNO	1977	1980	1982	1986	1987
BENTONITE SODICA (Kg)	40	-	36	40	8	
BENTONITE CALCICA (Kg)	-	187	-	-	306	
CEMENTO (Kg)	150	200	200	160	184	
FILLER (Kg)	-	-	-	170	-	
ADDITIVI CHIMICI (Kg)	-	-	-	-	3	
ACQUA (Kg)	934	861	919	867	814	
Contenuto ACQUA-CEMENTO (-)	6.2	4.3	4.6	5.4	4.4	
Contenuto ACQUA-SOLIDO (-)	4.9	2.2	3.9	2.3	1.6	
DENSITÀ (Kg/m ³)	1124	1248	1155	1237	1315	

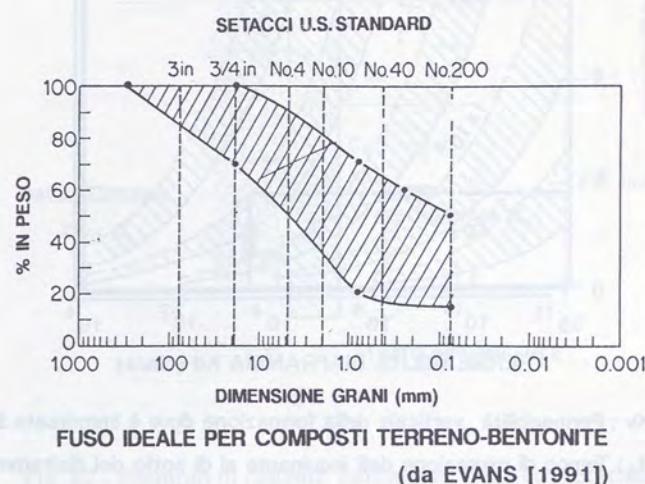
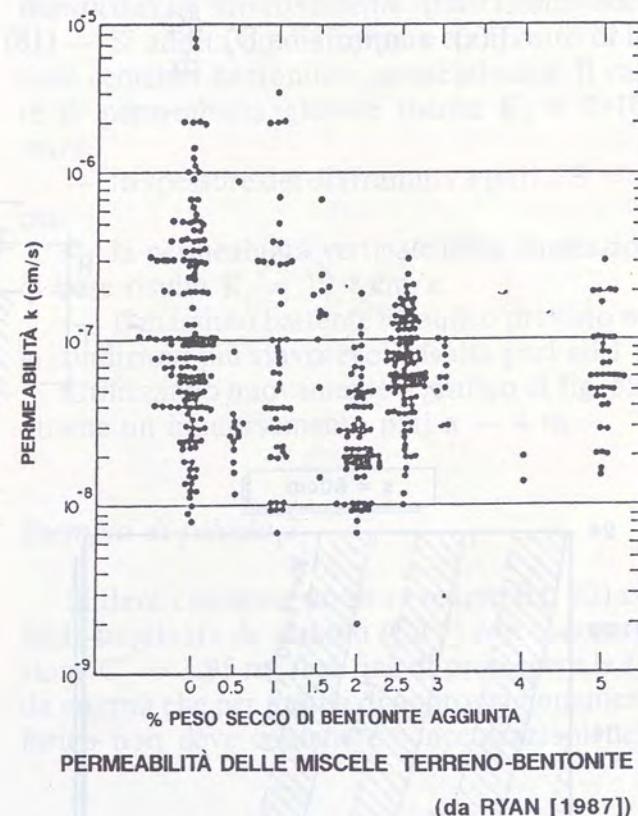


Fig. 58 - Miscele terreno-bentonite.

esso, si può fare riferimento ai grafici di fig. 59 validi per barriere di spessore 60 ed 80 cm (Mannassero [1990]).

In molti casi la cinturazione completa di un sito prevede anche l'abbassamento della falda inquinata interna rispetto alla quota piezometrica esterna.

Questo consente, data la concentrazione interna di inquinante (C_o), di mantenere nella falda esterna un valore di concentrazione ammissibile prefissato (C_i), tarando la velocità del flusso idraulico verso l'interno in modo tale da «immobilizzare» le molecole di contaminante, che per effetto del gradiente di concentrazione tenderebbero a migrare verso l'esterno della cinturazione.

Con riferimento al caso monodimensionale della legge di flusso dell'inquinante in condizioni stazionarie:

$$F(x) = n_e v_x c - n_e D_x^* \frac{dC}{dx} \quad (18)$$

i simboli sono riportati nel paragrafo 3.2).

Imponendo $F(x) = 0$ ed integrando si ottiene:

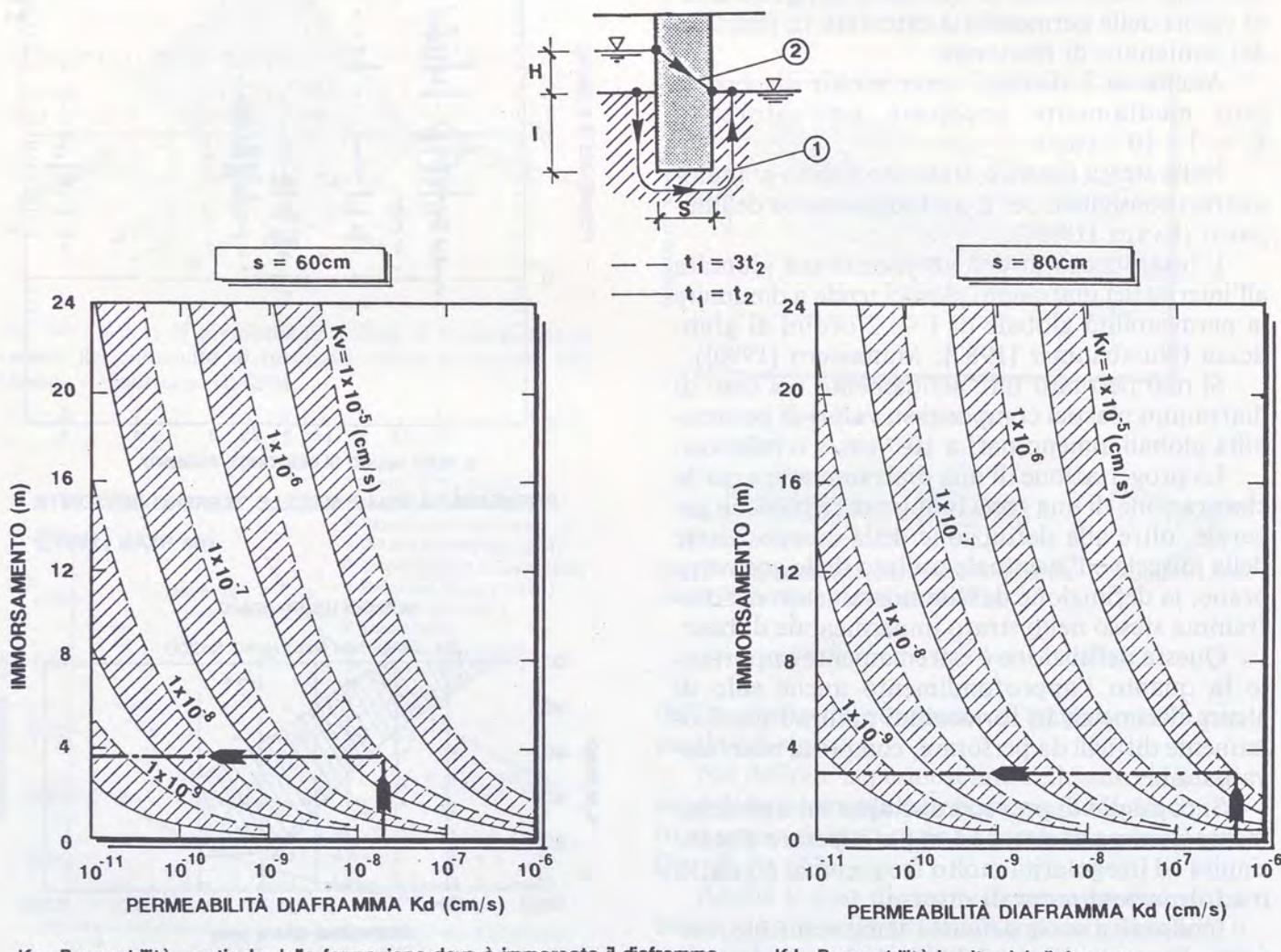
$$C = C_o e^{(v_x x / D_x^*)} \quad (19)$$

Tale soluzione consente di definire l'andamento della concentrazione C di un composto chimico in un mezzo attraverso il quale il gradiente idraulico ed il gradiente di concentrazione chimica hanno segno opposto e valori assoluti tali da rendere il flusso dell'inquinante pari a zero (inquinante «immobile»).

Sostituendo nella (19)

$$x = S \quad e \quad v_x = - \frac{K_i}{n_e} = - \frac{K_x \Delta H}{n_e S}$$

dove:



K_v : Permeabilità verticale della formazione dove è immersato il diaframma

t_1 : Tempo di migrazione dell'inquinante al di sotto del diaframma

K_d : Permeabilità in situ del diaframma

t_2 : Tempo di migrazione dell'inquinante attraverso il diaframma

Fig. 59 - Valutazione della profondità di immersamento con riferimento ai tempi di migrazione per convezione.

ΔH : differenza di carico piezometrico, monte valle diaframma
 S : larghezza del diaframma

Si ottiene:

$$\frac{C}{C_0} = e^{-\left(\frac{K_x \Delta H}{D_x n_e}\right)} \quad (20)$$

L'equazione (20) è riportata graficamente in fig. 60.

Le portate di filtrazione, per effetto della depressione interna della falda riferite al metro corrente di cinturazione, in funzione della larghezza B del diaframma sono valutabili dal grafico di fig. 61.

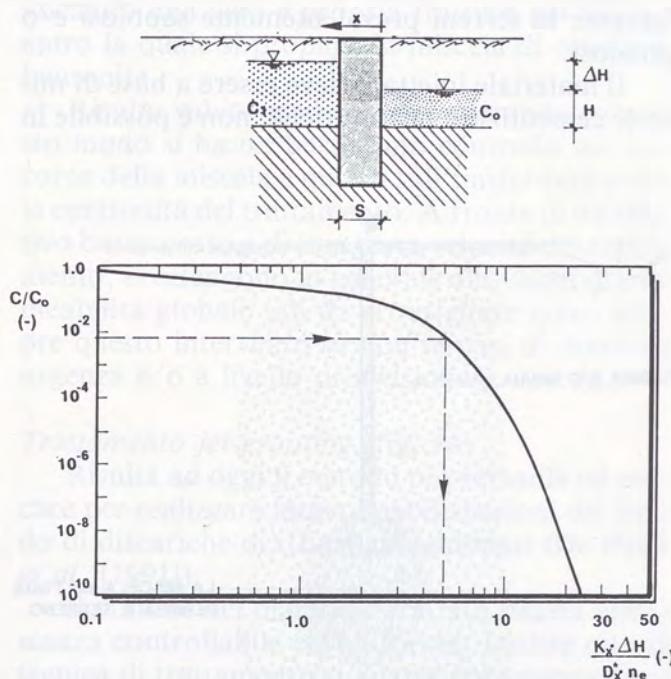


Fig. 60 - Grafico per la valutazione della concentrazione di inquinante nel diaframma (Gradienti di concentrazione ed idraulico di segno opposto).

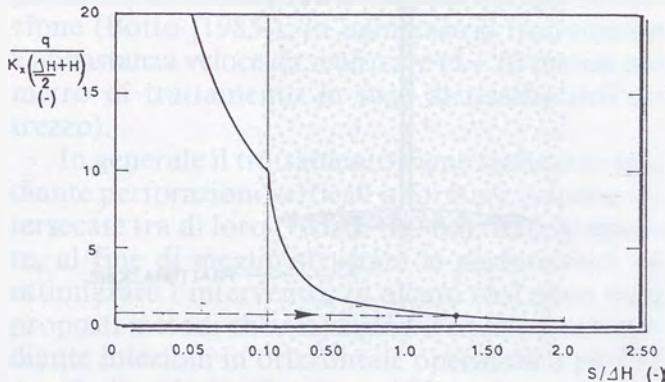


Fig. 61 - Grafico per la valutazione della portata idraulica attraverso il diaframma in funzione dello spessore.

Esempio di calcolo 1

Bonifica di un sito contenente rifiuti urbani

— Si adotta un diaframma di miscela cemento-bentonite con permeabilità $K_d = 5 \cdot 10^{-7}$ cm/s.

— Lo spessore del diaframma è pari a $S = 80$ cm.

— La permeabilità verticale delle formazioni di base risulta $K_v = 10^{-5}$ cm/s.

— Il battente idraulico previsto nelle condizioni più sfavorevoli risulta pari ad 1 m.

Entrando nel grafico di fig. 59 con il valore K_d si ottiene un immorsamento di ~ 3 m.

Esempio di calcolo 2

Bonifica di un sito contenente rifiuti tossico-nocivi

— Si adotta un diaframma composito di miscela cemento-bentonite e geomembrana. Il valore di permeabilità globale risulta $K_d \approx 2 \cdot 10^{-8}$ cm/s.

— lo spessore del diaframma è pari a $S = 60$ cm.

— la permeabilità verticale della formazione di base risulta $K_v = 10^{-6}$ cm/s.

— Il massimo battente idraulico previsto nelle condizioni più sfavorevoli risulta pari ad 1 m.

Utilizzando nuovamente il grafico di fig. 59 si ottiene un immorsamento pari a ~ 4 m.

Esempio di calcolo 3

Si deve cinturare un sito (vedere fig. 62) con falda inquinata da cadmio (Cd^{2+}) con concentrazione $C_0 = 1.95$ mg/l al fine di proteggere la falda esterna che per motivi di approvvigionamento idrico non deve contenere concentrazioni dello

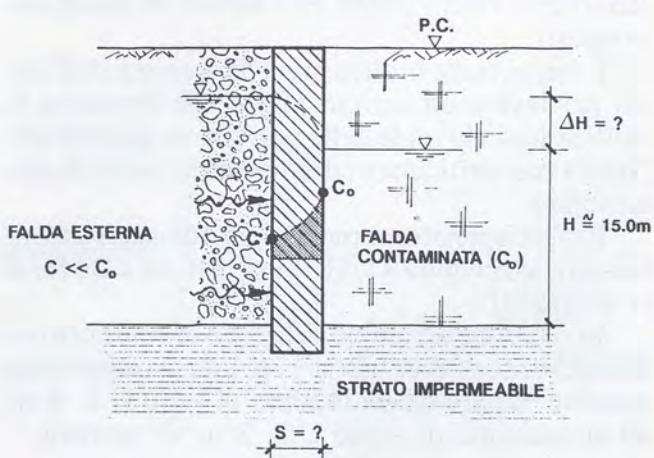


Fig. 62 - Esempio di calcolo: limitazione della concentrazione C esterna mediante cinturazione verticale ed aggrottamento interno.

stesso composto superiori a $C = 0.1$ mg/l pertanto

$$\frac{C}{C_0} \approx 5 \cdot 10^{-3}.$$

Utilizzando il grafico di fig. 60 si ottiene:

$$\frac{K_x \Delta H}{D_x^* n_e} \approx 5$$

Se si adotta un diaframma con permeabilità $K_d \approx 10^{-9}$ m/s porosità $n_e = 0.4$ e coefficiente di diffusione nei confronti del cadmio pari a $D^* = 3 \cdot 10^{-10}$ m/s si ottiene:

$$\Delta H = \frac{5 \cdot 0.4 \cdot 3 \cdot 10^{-9}}{1 \cdot 10^{-10}} = 0.6 \text{ m}$$

Si dovrà pertanto prevedere un impianto di aggrottamento interno alla cinturazione in grado di deprimere di 0.6 m la falda.

Considerando la formazione naturale di immorsamento del diaframma di permeabilità molto bassa, in modo da poter trascurare le portate provenienti da tale strato, lo spessore S del diaframma può essere ricavato sapendo di dover limitare le portate su di 1 km di cinturazione a ~ 1 m³/giorno = $1.2 \cdot 10^{-5}$ m³/s pertanto $1.2 \cdot 10^{-8}$ m³/s per metro corrente di cinturazione.

Calcolato il valore del seguente rapporto:

$$\frac{q}{K \cdot \left(\frac{\Delta H}{2} + H \right)} = \frac{1.2 \cdot 10^{-8}}{1 \cdot 10^{-9} \left(\frac{0.6}{2} + 15 \right)} \approx 0.78$$

dal grafico di fig. 61 si ricava $\frac{S}{\Delta H} \approx 1.30$ e pertanto $S \approx 0.80 \text{ m}$

Aspetti esecutivi

Si sottolinea l'importanza dell'esecuzione dei lavori in garanzia di qualità.

Piccoli difetti costruttivi possono inficiare completamente tutti i criteri ed i calcoli di dimensionamento.

È importante inoltre prevedere prima dell'inizio dei lavori un campo prove che permetta la verifica in scala reale delle prestazioni globali dell'opera con particolare riferimento ai valori di permeabilità.

Per gli approfondimenti specifici sugli aspetti esecutivi si rimanda a USEPA [1984], ed a De Paoli *et al.* [1991].

In relazione all'ampio ventaglio di soluzioni tecnologiche i costi delle barriere verticali di cinturazione possono variare da un minimo di ~ 50 U.S. \$/m² ad un massimo di ~ 500 U.S. \$/m² di barriera.

4.2.3 Tecniche di impermeabilizzazione del fondo

Gli interventi di cinturazione le cui tipologie

sono state descritte in precedenza vengono in genere convenientemente utilizzati in situazioni stratigrafiche nelle quali sia presente uno strato di terreno naturale continuo, di adeguato spessore e di bassa permeabilità entro il quale si possa immorsare la barriera verticale.

In assenza di una situazione stratigrafica naturale favorevole molto spesso si opta per il controllo idraulico della falda (paragrafo 4.3).

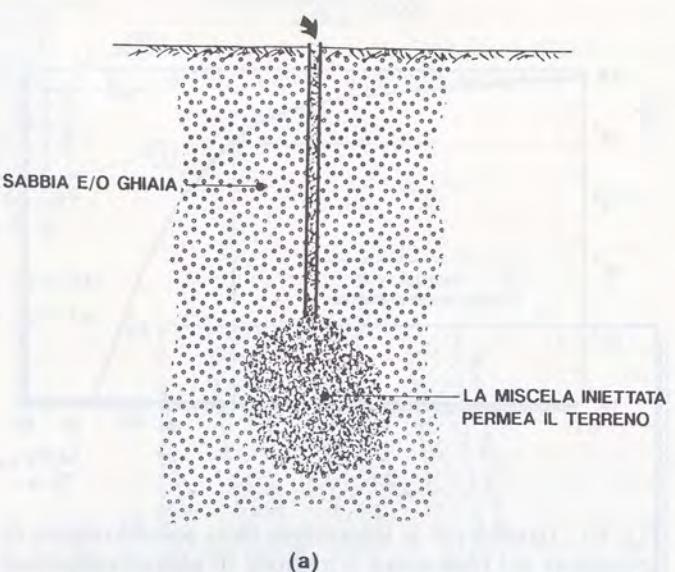
In presenza di rifiuti particolarmente pericolosi è necessario comunque adottare sistemi artificiali per ridurre la permeabilità del terreno naturale al di sotto dei rifiuti stessi.

A questa categoria di opere fanno capo le metodologie descritte nel seguito:

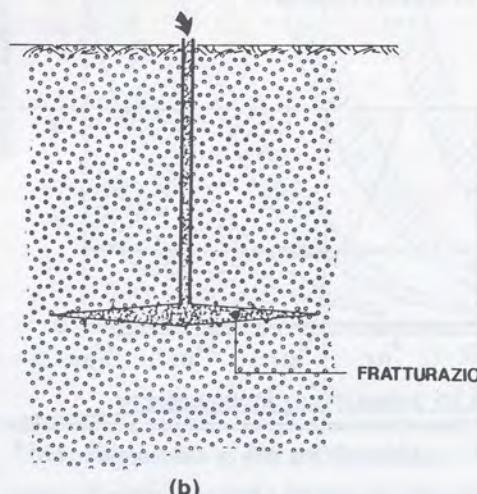
Iniezioni per permeazione (fig. 63a)

Questa metodologia può essere utilizzata solamente in terreni prevalentemente sabbiosi e/o ghiaiosi.

Il materiale iniettato deve essere a base di miscele cementizie e bentonitiche; non è possibile in



(a)



(b)

Fig. 63 - (a) Iniezioni per permeazione (b) Iniezioni per fratturazione idraulica.

generale utilizzare le miscele silicatiche perché esse stesse risultano inquinanti.

La continuità ed il grado di permeabilità di questo tipo di iniezione che tende ad intasare i vuoti intergranulari del terreno naturale sono piuttosto aleatori: in generale si può contare su di una riduzione di permeabilità ma senza raggiungere valori globali inferiori a $10^{-4} \div 10^{-5}$ cm/s.

Se si vogliono rispettare le normative relative all'impermeabilizzazione di fondo attualmente in vigore nei maggiori paesi industrializzati per le nuove discariche, è necessario raggiungere spessori di trattamento di questo tipo quasi sempre improponibili.

Iniezioni per fratturazione idraulica (claquage) (fig. 63b)

Questo tipo di iniezione viene effettuato provocando una vera e propria frattura nel terreno entro la quale si propaga la miscela di cemento-bentonite.

Risulta subito evidente che operando in questo modo si ha un bassissimo controllo sul percorso della miscela e quindi sull'uniformità e sulla continuità del trattamento. A fronte di un relativo basso costo e di una certa velocità del trattamento, si ottengono in generale alti valori di permeabilità globale tali da sconsigliare quasi sempre questo intervento se non in casi di massima urgenza e/o a livello provvisoriale.

Trattamento jet-grouting (fig. 64)

Risulta ad oggi il metodo più versatile ed efficace per realizzare impermeabilizzazioni del fondo di discariche di rifiuti abbandonati (De Paoli *et al.* [1991]).

Il volume del materiale trattato risulta abbastanza controllabile ed uniforme. Inoltre questa tecnica di trattamento si adatta abbastanza bene a tutti i tipi di granulometria, dalle ghiaie sabbiose ai limi.

I quantitativi di malta iniettata a pressioni dell'ordine di 500 atmosfere risultano in generale piuttosto elevati (da 0.1 a 2.0 tonnellate di cemento per metro di trattamento a seconda del tipo di iniezione (Botto [1985])); in ogni caso il trattamento è abbastanza veloce da realizzare (5 \div 10 minuti per metro di trattamento in fase di risalita dell'attrezzo).

In generale il trattamento viene realizzato mediante perforazioni verticali a formare colonne intersecate tra di loro (vedere fig. 64). Recentemente, al fine di meglio sfruttare le perforazioni ed ottimizzare l'intervento, in alcuni casi sono stati proposti metodi che realizzano il trattamento mediante iniezioni in orizzontale operando a partire da pozzi o trincee di attacco realizzati preventivamente (vedere fig. 65).

Il livello di impermeabilizzazione raggiungibile

con questo tipo di trattamento è comparabile con le barriere verticali realizzate sempre mediante colonne jet-grouting intersecate.

A livello conoscitivo generale è necessario infine citare gli esperimenti più recenti (Acaia e Andreottola [1991]) per realizzare vere e proprie gallerie (raggio interno 2 \div 4 m) sotto la base di rifiuti abbandonati, dalle quali è possibile costruire per conci impermeabilizzazioni di tipo composito (geomembrane e strato minerale; es. HDPE e cemento-bentonite).

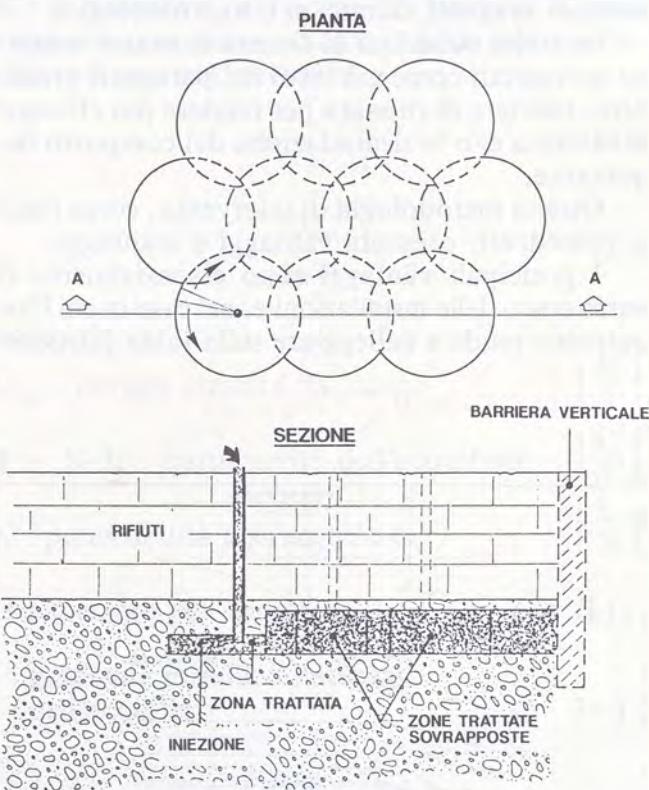


Fig. 64 - Impermeabilizzazione del fondo mediante tecnica del Jet-grouting.

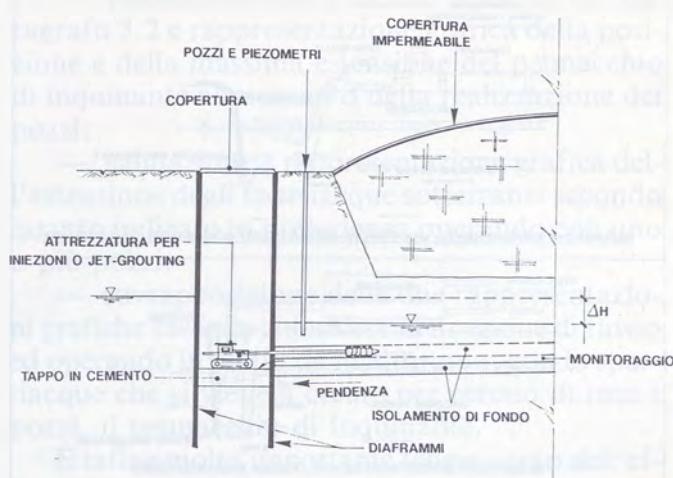


Fig. 65 - Esecuzione dell'impermeabilizzazione di fondo mediante attrezzatura posta in pozzi o trincee.

4.3 Recupero e controllo idraulico

4.3.1 Pozzi e trincee di captazione e di controllo della falda

Il controllo della propagazione di inquinanti mediante trincee drenanti o pozzi di captazione è in generale il primo tipo di intervento che viene praticato negli acquiferi in seguito alla segnalazione di un inquinamento.

Successivamente nel momento in cui il moto del contaminante risulta sotto controllo i pozzi stessi o le trincee drenanti possono essere utilizzati per l'asportazione dell'inquinante o l'immersione di reagenti chimici e/o microbiologici.

In molte occasioni ai sistemi drenanti vengono accoppiati come già visto nei paragrafi precedenti barriere di ritenuta per rendere più efficace la raccolta e/o la degradazione del composto inquinante.

Questa metodologia di intervento, come tutte le precedenti, presenta vantaggi e svantaggi.

I principali vantaggi sono essenzialmente il basso costo delle installazioni e, nel caso in cui l'inquinante tende a galleggiare sulla falda (idrocar-

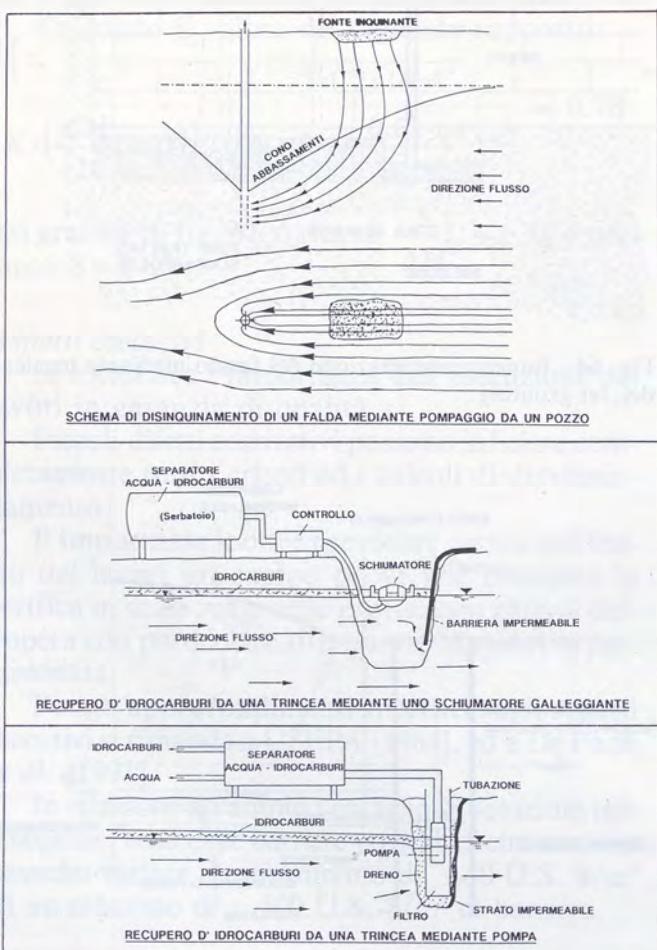


Fig. 66 - Recupero di inquinanti mediante pozzi e trincee (adattata da Chiesa [1988]).

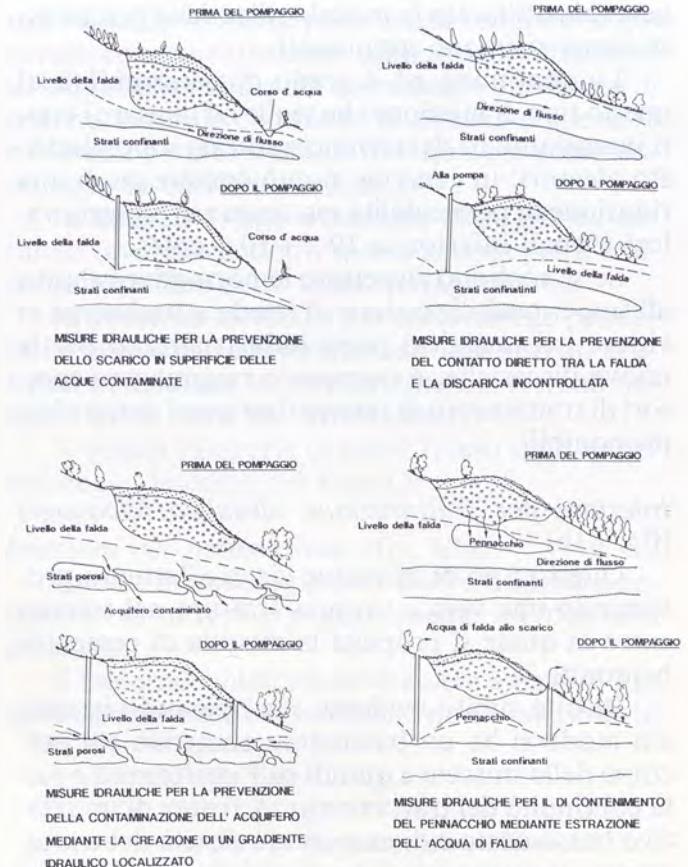


Fig. 67 - Esempi di controllo di inquinanti mediante pozzi (da Acaia e Andreottola [1989]).

buri), si ottiene la captazione di buona parte dello stesso in tempi di pompaggio relativamente brevi.

In ogni caso l'aggottamento della falda deve essere mantenuto per un certo periodo di tempo anche quando l'inquinante risulta molto diluito.

I principali svantaggi di questo tipo di intervento possono essere ricercati nel costo di depurazione dell'acqua estratta, e nei tempi di pompaggio relativamente lunghi per alcuni contaminanti.

Questi metodi inoltre non sono utilizzabili in terreni con permeabilità inferiori a $10^{-4} \div 10^{-5}$ cm/s.

Alcuni esempi tipici di applicazione dei sistemi di drenaggio mediante pozzi e trincee sono illustrati nelle figg. 66 e 67.

Indagini propedeutiche

L'applicazione delle tecniche di captazione della falda per il controllo ed il recupero degli inquinanti necessita di un buon livello di conoscenza dell'acquifero con particolare riferimento alla stratigrafia ed alle caratteristiche di permeabilità.

Sono ovviamente essenziali anche l'estensione, la velocità di propagazione e le caratteristiche

chimico-fisiche dell'inquinante quali peso specifico e solubilità in acqua, concentrazione, ecc.

La stratificazione del sito può essere indagata mediante sondaggi geofisici su grande scala e mediante perforazioni per affinare le valutazioni.

Le caratteristiche dell'acquifero e della falda quali permeabilità, trasmissività e coefficiente di immagazzinamento vanno definite mediante prove di pompaggio in regime stazionario e transitorio.

Non ci si sofferma in questa sede per ragioni di spazio sulla descrizione di questi tipi di prove per le quali si rimanda a testi specifici quali Walton [1970], Chiesa [1986], Chiesa [1988], Francani e Civita [1988].

Aspetti progettuali

Se la superficie di una falda è perfettamente orizzontale le linee di flusso di un pozzo risultano disposte in senso radiale e la zona di cattura di un inquinante coincide perfettamente con il cono di depressione che compete al pozzo stesso.

Nel caso molto più frequente di un pozzo inserito all'interno di una falda che presenta un gradiente naturale (i) le linee di flusso del pozzo si dispongono come illustrato in fig. 68.

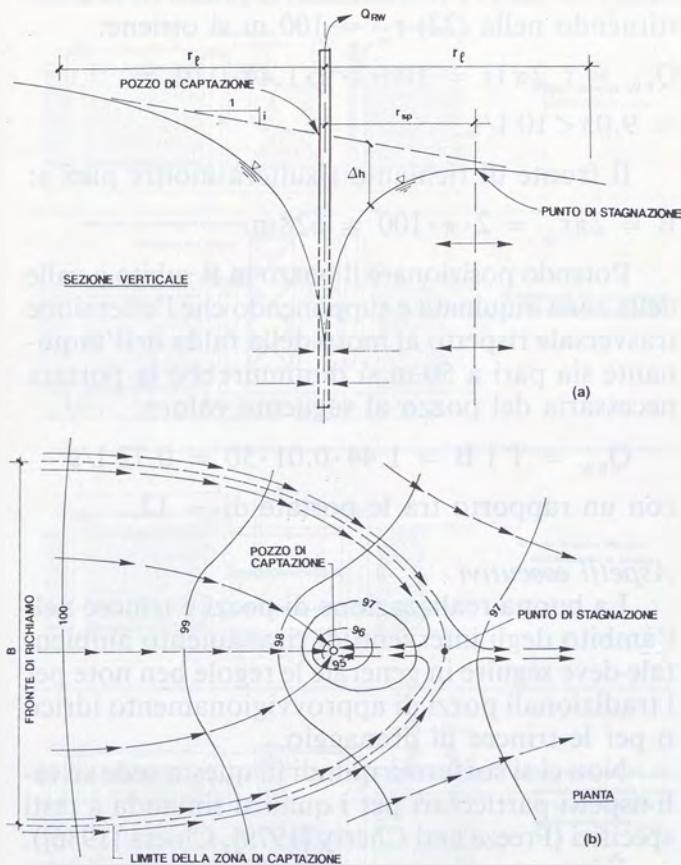


Fig. 68 - Zona di captazione di un pozzo di spurgo (da Mutch [1990]).

La vista in pianta mostra un'area di cattura limitata a valle e lateralmente rispetto al pozzo.

Il punto di valle della zona di cattura più distante dal pozzo viene detto punto di stagnazione.

Il punto di stagnazione si può ricavare geometricamente (vedere fig. 68a) sovrapponendo sulla sezione verticale dell'acquifero in corrispondenza del pozzo gli effetti dell'inclinazione naturale della falda e della depressione indotta dal pozzo stesso.

Sulla base di considerazioni di bilancio di volumi d'acqua captata dal pozzo ed estratta dallo stesso si può dimostrare che il fronte di richiamo B e la distanza r_{sp} dal pozzo del punto di stagnazione possono essere valutate in falda freatica mediante le seguenti formule:

$$B = \frac{Q_{RW}}{Ti} \quad (21)$$

$$r_{sp} = \frac{Q_{RW}}{2\pi Ti} = \frac{B}{2\pi} \quad (22)$$

dove:

$$Q_{RW} : \text{portata emunta dal pozzo} \quad \left[\frac{L^3}{T} \right]$$

$$T = K \cdot H : \text{trasmissività dell'acquifero} \quad \left[\frac{L^2}{T} \right]$$

$$K : \text{permeabilità dell'acquifero} \quad \left[\frac{L}{T} \right]$$

$$H : \text{spessore dell'acquifero} \quad [L]$$

$$i : \text{gradiente idraulico naturale dell'acquifero} \quad [-]$$

In presenza di un pennacchio di inquinante in movimento il posizionamento ed il dimensionamento di uno o più pozzi di controllo dovrà fare riferimento alla seguente procedura:

— valutazione con i metodi riportati nel paragrafo 3.2 e rappresentazione grafica della posizione e della massima estensione del pennacchio di inquinante al momento della realizzazione dei pozzi;

— valutazione e rappresentazione grafica dell'estensione degli spartiacque sotterranei secondo quanto indicato in precedenza operando con uno o più pozzi;

— sovrapposizione delle due rappresentazioni grafiche facendo coincidere la direzione di flusso ed operando in modo da «catturare», con lo spartiacque che si viene a creare per effetto di tutti i pozzi, il pennacchio di inquinante.

È infine molto importante tenere conto dell'efficienza del sistema di aggottamento che viene espressa dal rapporto tra la portata d'acqua inquinata estratta e la portata del pozzo.

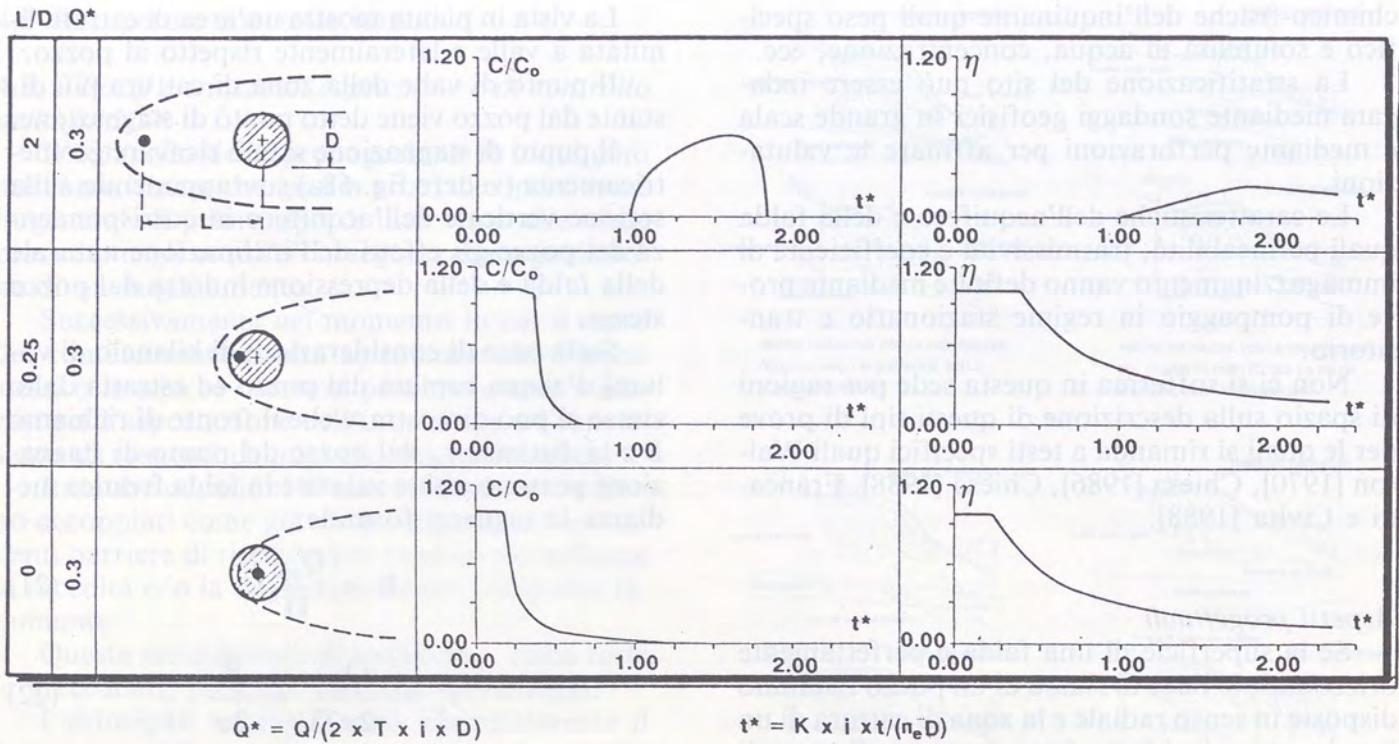


Fig. 69 - Relazione tra C/C_0 e rendimento di recupero in base alla distanza del pozzo di spурgo (da Chiesa [1988]).

Il valore di η varia moltissimo al variare di L/D (vedere fig. 69) dove L è la distanza del pozzo dal baricentro della zona inquinata e D è la larghezza della stessa zona.

Nel caso di $L/D < 0.5$ il recupero dell'acqua inquinante non è completo e pertanto tale disposizione è da evitare nei limiti del possibile.

Esempio di calcolo (Mutch [1990])

Si vuole recuperare un pennacchio di inquinante fuoriuscito dal confine di proprietà per circa 100 m (vedere fig. 70) avendo la possibilità di smaltire da un pozzo di spурgo opportunamente posizionato una portata pari a 10 l/s.

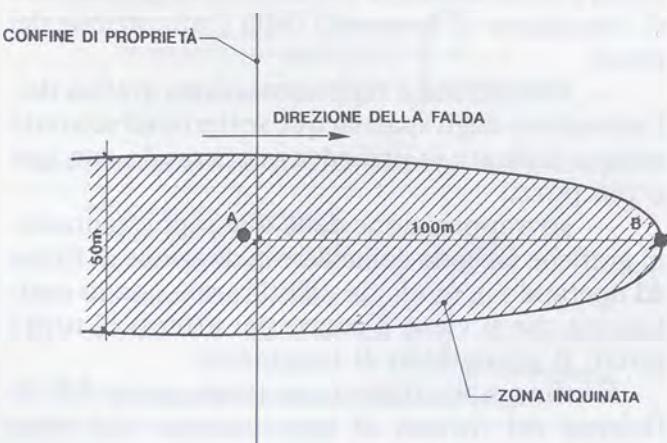


Fig. 70 - Esempio di calcolo.

La trasmissività dell'acquifero è pari a $T = 1.44 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s} = 1.44 \text{ l/m.s.}$

Il gradiente idraulico naturale della falda risulta $i = 0.01$. Posizionando il pozzo in A e sostituendo nella (22) $r_{sp} = 100 \text{ m}$ si ottiene:

$$Q_{RW} = r_{sp} 2\pi T i = 100 \cdot 2 \cdot \pi \cdot 1.44 \cdot 0.01 = \\ = 9.05 < 10 \text{ l/s.}$$

Il fronte di richiamo risulterà inoltre pari a:

$$B = 2\pi r_{sp} = 2 \cdot \pi \cdot 100 = 628 \text{ m}$$

Potendo posizionare il pozzo in B subito a valle della zona inquinata e supponendo che l'estensione trasversale rispetto al moto della falda dell'inquinante sia pari a 50 m si diminuirebbe la portata necessaria del pozzo al seguente valore:

$$Q_{RW} = T i B = 1.44 \cdot 0.01 \cdot 50 = 0.72 \text{ l/s}$$

con un rapporto tra le portate di ~ 12 .

Aspetti esecutivi

La buona realizzazione di pozzi e trincee nell'ambito degli interventi di risanamento ambientale deve seguire in generale le regole ben note per i tradizionali pozzi di approvvigionamento idrico o per le trincee di drenaggio.

Non ci si sofferma quindi in questa sede su tali aspetti particolari per i quali si rimanda a testi specifici (Freeze and Cherry [1979], Chiesa [1986]).

È importante comunque richiamare l'attenzione del lettore sulla possibilità di intasamento del pozzo e delle trincee che captano la falda inqui-

nata a causa di particelle sospese e/o micro-organismi eventualmente presenti nell'inquinante. Si dovrà pertanto prestare molta attenzione al dimensionamento delle zone di filtraggio soprattutto quando si prevedono lunghi periodi di attività dei sistemi di captazione.

In presenza di alcuni tipi di inquinante riveste particolare importanza la corretta progettazione impiantistica dell'intervento in relazione a pompe, automatismi, tubazioni e canalizzazioni.

4.3.2 Diaframmi drenanti

Vengono realizzati in sostituzione delle più convenzionali trincee drenanti nel caso in cui si debba operare in aree ristrette senza lo spazio sufficiente per inclinare e quindi rendere stabili le pareti dello scavo.

Una tecnica costruttiva dei diaframmi drenanti è schematicamente illustrata in fig. 71, in particolare vengono in questo caso evidenziate le fasi realizzative in un manufatto che prevede:

- l'utilizzo di fanghi biodegradabili per il sostegno delle pareti dello scavo;
- la messa in opera di un rivestimento delle pareti di scavo, con funzione di filtro, costituito da teli di geotessile tra loro sovrapposti;

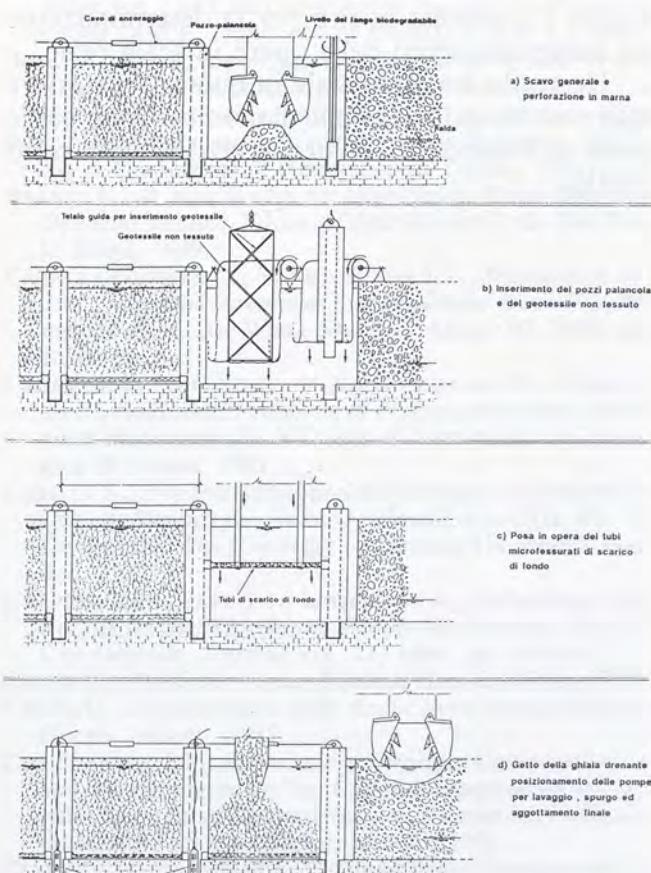


Fig. 71 - Diaframmi drenanti: fasi esecutive.

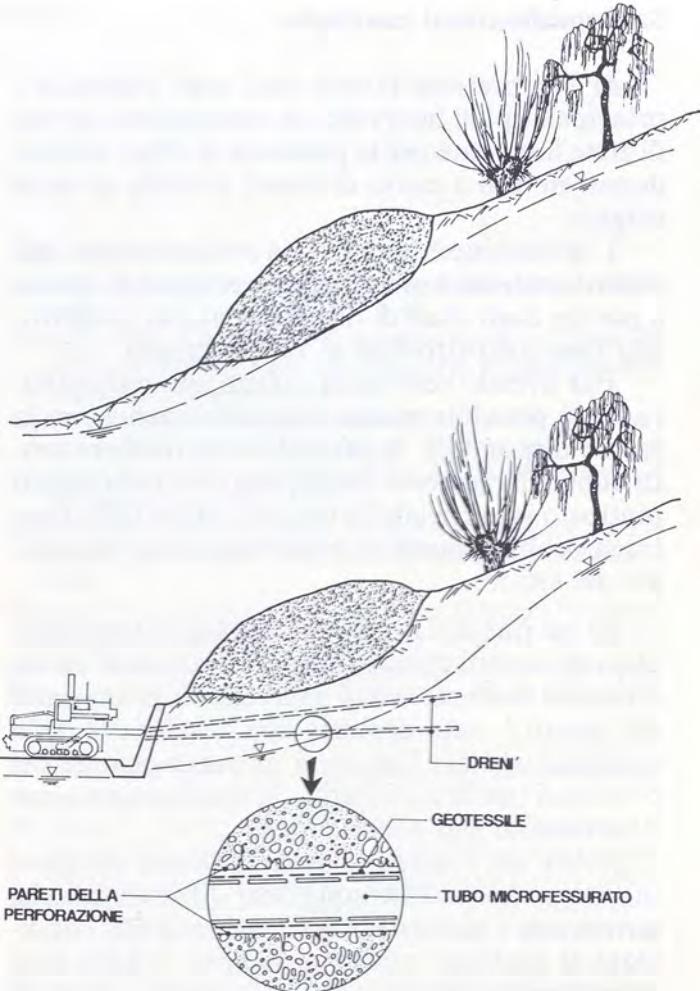


Fig. 72 - Dreni suborizzontali per il controllo della falda.

- la realizzazione di pozzi immersati nel substrato impermeabile per un adeguato pescaggio delle pompe di aggottamento.

Un tipo di manufatto come quello sopra illustrato consente prestazioni anche a lungo termine completamente paragonabili con quelle di una trincea scavata a secco con pareti inclinate.

4.3.3 Dreni suborizzontali

Vengono realizzati con trivellazioni di piccolo diametro eseguite mediante sonde di ridotte dimensioni che possono facilmente operare anche in spazi ristretti (vedere fig. 72).

All'interno del foro viene inserito un tubo microfessurato di piccolo diametro in generale rivestito con una calza di geotessile per evitare l'intasamento.

Il drenaggio avviene per gravità pertanto questo tipo di manufatto può essere convenientemente utilizzato solamente per bonificare aree su pendio dove l'attacco della perforazione possa avvenire da quote inferiori rispetto a quelle della falda da drenare.

5. Considerazioni conclusive

a) Nel presente lavoro sono stati esaminati i principali tipi di intervento di risanamento in situ di zone inquinate per la presenza di rifiuti abbandonati ovvero a causa di rilasci in falda di varia origine.

L'attenzione è stata rivolta evidentemente agli aspetti geotecnici principali che entrano in gioco, a partire dagli studi di fattibilità fino al progetto, alla fase costruttiva ed al monitoraggio.

Pur avendo cercato di offrire una panoramica il più possibile estesa, compatibilmente con lo spazio disponibile, la presente nota risulterà senza dubbio largamente incompleta e su molti aspetti piuttosto superficiale in ragione anche della continua proliferazione ed evoluzione delle tecnologie del settore.

b) Al fine di dare la possibilità al lettore di cogliere gli aspetti chimico-fisici fondamentali su cui si basano molti metodi di intervento la prima parte del lavoro è stata dedicata alla descrizione della modellazione dei fenomeni di propagazione dei principali tipi di inquinanti che interagiscono con il sottosuolo e/o con la falda.

Inoltre nel testo sono state riportate soluzioni in forma chiusa delle equazioni differenziali che governano i vari processi di interesse per condizioni al contorno piuttosto semplici e sono stati inseriti esempi di calcolo per offrire una chiave di lettura immediata e diretta e per permettere di acquisire familiarità con gli ordini di grandezza in gioco.

I fenomeni di flusso (idraulico, chimico, termico, elettrico) nei terreni fini sono stati presentati alla luce di approcci teorici piuttosto «insoliti» e fino ad oggi trascurati (flussi accoppiati e termodinamica irreversibile); tali approcci in futuro dovranno essere approfonditi con attenzione per la loro potenzialità applicativa nell'ambito delle problematiche in esame.

c) Un primo esame in relazione all'applicabilità delle principali metodologie di intervento, ha subito evidenziato che le opere di incapsulamento sono oggi le più utilizzate per la bonifica dei siti inquinati.

Salvo casi di inquinamento specifico caratterizzati da:

- dimensioni contenute;
- uniformità del sottosuolo e dell'inquinamento;
- tempi, controlli e costi tarati in modo tale da permettere una sperimentazione in corso d'opera;

i primi interventi presi in considerazione e di norma applicati (se si esclude la totale rimozione dei rifiuti o del terreno inquinato), sono risultati nell'ordine:

- l'isolamento superficiale;
- la diaframmatura perimetrale;
- l'isolamento del fondo.

Per questa ragione, le tecniche di incapsulamento hanno occupato ampio spazio nel presente lavoro con particolare riferimento a specifici approcci progettuali.

È importante sottolineare che, pur essendo stati descritti di norma separatamente, i vari tipi di intervento nella maggioranza dei casi reali vengono utilizzati in combinazione tra loro.

Le tecniche di lavaggio e/o di controllo della falda integrate da cinturazioni parziali o totali sono un esempio classico di perfetta complementarietà.

d) Dal lavoro emerge certamente la complessità dei problemi e la necessità di coinvolgere molte discipline per la scelta ed il dimensionamento di sistemi veramente efficaci ed economicamente praticabili per la difesa e la salvaguardia del territorio.

Risulta inoltre evidente la necessità di progredire ulteriormente con studi e sperimentazioni per la validazione ed il perfezionamento delle tecniche esistenti ed eventualmente per la messa a punto di nuove.

Nell'ambito della validazione degli interventi e della sperimentazione sono certamente da privilegiare il controllo in situ per la determinazione del comportamento delle opere in scala reale.

Un ruolo fondamentale in questo senso deve essere svolto dalle tecniche di monitoraggio per le quali si rimanda al lavoro di Baldi & Pezzetti [1991].

- ACAIA C., ANDREOTTOLA G., *Risanamento di Discariche non Controllate - I Sistemi di Isolamento*, in «Ingegneria Ambientale», vol. 18, n° 7/8, 1989, pp. 419-438.
- ACAIA C., ANDREOTTOLA G., *Premessa - Risanamento dei Terreni Contaminati*. Atti del seminario su: «Risanamento dei Terreni Contaminati - Aspetti Tecnici, Economici, Normativi». Istituto per l'Ambiente - Milano, 1991.
- ACAR J.B., GALE R.J., PUTNAM G., HAMED J., *Electrochemical Processing of Soils: Its Potential Use in Environmental Geotechnology and Significance of pH Gradients*. 2nd International Symposium on Environmental Geotechnology, Envo Publishing, Bethlehem, PA, Vol. 1, pp. 25-38, 1989.
- ACAR Y.B., HAMED J., *Electrokinetic Soil Processing in Waste Remediation/Treatment (synthesis of available data)*. 70th annual meeting of the Transportation Research Board - Washington, DC, 1991.
- BALDI G., PEZZETTI G., *Potenzialità e Limiti dei Monitoraggi e dei Controlli per la Salvaguardia ed il Recupero del Territorio*. XV Ciclo di Conferenze di Geotecnica di Torino, 1991.
- BEAR J., *Dynamics of Fluids in Porous Media*. American Elsevier, New York, N.Y., 1972, 764 pp.
- BEAR J., *Hydraulics of Groundwater*, McGraw Hill Series in Water Resources and Environmental Engineering - New York, 1979.
- BLACKLOCK J.R., *Landfill Stabilization for Structural Purposes*. Int. Conf. on Geotechnical Practice for Waste Disposal, ASCE, University of Michigan, S.P. 13, 1987.
- BOELS D., *Protection of Soil and Groundwater Near Waste Tips*. Course on Clean-Up of Waste Disposal Sites. The Center for Professional Advancement - Amsterdam, 1990.
- BOTTO G., *Progressi nelle Tecniche di Jet-Grouting*. XII Ciclo di Conferenze di Geotecnica di Torino, 1985.
- BRANDL H., *A New System for High-Safety Waste Deposits*. De Mello Volume, Editoria Edgar Blucher Ltda, São Paulo Brasil, 1989.
- CABRERA-GUZMAN D., SWARTZBAUGH J.T., WEISMAN A.V., *The Use of Electrokinetics for Hazardous Waste Site Remediation*, J. Air Waste Manage. Assoc. 40, 1990, pp. 1670-1676.
- CARAMUSCIO P., GHIONNA V.N., GIUSEPPETTI G., MOLINARO P., *Analisi dei Fenomeni di Propagazione degli Inquinanti nel Sottosuolo*, XV Ciclo di Conferenze di Geotecnica di Torino, 1991.
- CARD G.B., *The Properties and Performance of Bentonite-Cement Slurries for Use as Hydraulic Cut-Offs*, Ph. D. Dissertation, The University of London, The Strand, London, 1981.
- CHAPUIS, R.P., PARE J.J., LOISELLE A.A., *Laboratory Test Results on Self-Hardening Grouts for Flexible Cutoffs*, Can Geotech. Journal Vol. 21, 1984, pp. 185-191.
- CHIESA G., *Pozzi per Acqua*, Edizioni Hoepli, Milano, 1986.
- CHIESA G., *Inquinamento delle Acque Sotterranee*, Edizioni Hoepli, Milano, 1988.
- CHRISTIANSEN T.M. *Behaviour of Principal Contaminants in Soil and Groundwater*, Int. Con. sul Risanamento dei Terreni Contaminati. Aspetti Tecnici, Economici, Normativi. Istituto per l'Ambiente, Milano, 1991.
- CLARKE J.H. *Fundamental of Contaminant Transport in the Subsurface and Major Factors Impacting on Clean-up Time Prediction*, Course on Clean-up of Waste Disposal Si- tes. The Center for Professional Advancement, Amsterdam, 1990.
- CLARKE J.H., *In Situ Vapor Stripping*, Course on Clean-Up of Waste Disposal Sites. The Center for Professional Advancement, Amsterdam, 1990.
- COE S., STEUDE, *Emerging Technologies for the Remediation of Radioactive Soils*, Roy F. Weston, Inc., Walnut Creek, CA, Technical Report for the USEPA Office of Radiation Programs, 1989, 64 p.
- DANIEL D.E., *Compacted Clay and Geosynthetic Clay Linings*. XV Ciclo di Conferenze di Geotecnica di Torino, 1991.
- DANIEL D.E., *Earthen Liners for Land Disposal Facilities*, Geotechnical Practice for Waste Disposal '87. R.D. Woods (ed.), ASCE, New York 1987, pp. 21-39.
- DARCY H., *Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon*, Victor Dalmont, Paris, 1856.
- DE FRAJA FRANGIPANE E., ANDREOTTOLA G., *Tecniche di Risanamento dei Terreni Contaminati*, Ingegneria Ambientale, vol. 16 n° 11-12, 1987, pp. 679-700.
- DE PAOLI V., MARCELLINO P., MASCARDI C., PAVIANI A., *Le Applicazioni dei Diaframmi nella Difesa Ambientale*, XV Ciclo di Conferenze di Geotecnica di Torino, 1991.
- DI MOLFETTA A., *La Protezione delle Risorse Idriche Sotterranee*, XV Ciclo di Conferenze di Geotecnica di Torino, 1991.
- DRUBACK G.W., ARLOTTA S.V., *Subsurface Pollution Containment Using a Composite System Vertical Cutoff Barrier*, ASTM Symposium, Denver - USA, 1984.
- ETC. 8 - ISSMFE, *Geotechnics of Landfills and Contaminated Land-Technical Recommendations*. Ernst & Sohn, Berlino, 1991.
- EVANS J.C., DVINOFF A.H., *Geotechnical Investigation - Proposed Cement - Bentonite Slurry Trench Wall, Perry Nuclear Power Plant*, Woodward-Clyde Consultants, June 1981.
- EVANS J.C., *Geotechnics of Hazardous Waste Control Systems*, Foundation Engineering Handbook, Ed. H.Y. Fang - van Nostrand Reinhold - N.Y., 1990.
- FOIRE G., MANASSERO M., *Barriere Verticali Impermeabili e Sistemi di Drenaggio per il Risanamento di un'Area Industriale Inquinata*, Quarry and Construction, Ed. PEI - Parma, 1990.
- FITZPATRICK V.F., TIMMERMAN C.L., BUEL T.J., *In Situ Vitrification - a New Process for Waste Remediation*, Course on Clean-Up of Waste Disposal Sites - The Center for Professional Advancement, Amsterdam, 1990.
- FRANCANI V., CIVITA M., *Proposta di Normativa per l'Istituzione delle Fasce di Rispetto delle Opere di Captazione di Acque Sotterranee*. C.N.R. Pub. n° 75, Geo-Graf, Segrate - Milano, 1988.
- FREEZE R.A., CHERRY J.A., *Groundwater*, Prentice Hall Inc. - N.Y., 1979.
- GILL S.A., CHRISTOPHER B.R., *Laboratory Testing of Cement-Bentonite Mix for Proposed Plastic Diaphragm Wall for Complexe La Grande Reservoir Caniapiscau, James Bay, Canada*, Hydraulic Barriers in Soil and Rock, ASTM 874, A. I. Johnson, R. K. Frobel, N. J. Cavalli, C. B. Pettersson, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1985, pp. 75-92.
- GREEN R.E., COREY J.C., *Calculation of Hydraulic Conductivity: A Further Evaluation of Some Predictive Methods*, Soil Sci. Soc. Amer. J. 35(1), 1971, pp. 3-8.

La Società degli Ingegneri e degli Architetti in Torino accoglie nella «Rassegna Tecnica», in relazione ai suoi fini culturali istituzionali, articoli di Soci ed anche non Soci, invitati. La pubblicazione, implica e sollecita l'apertura di una discussione, per iscritto o in apposite riunioni di Società. Le opinioni ed i giudizi impegnano esclusivamente gli Autori e non la Società.

Direttore responsabile **MARCO FILIPPI**

Spedizione in abbonamento postale GR. III/70 - Mensile

Autorizzazione Tribunale di Torino, n. 41 del 19 Giugno 1948

STAMPERIA ARTISTICA NAZIONALE - CORSO SIRACUSA, 37 - TORINO