



UNIONE EUROPEA



Ministero dell'Istruzione
dell'Università e della Ricerca



Università degli
Studi di Catania

**DOTTORATO DI RICERCA IN INGEGNERIA STRUTTURALE E GEOTECNICA
XXV CICLO**

TESI DI DOTTORATO

**COMPORTAMENTO NON LINEARE DI PROCESSI DI CONSOLIDAZIONE DI
TERRENI DRAGATI E RIFLUITI IN UNA VASCA DI COLMATA**

DOTTORANDO: ING. FRANCO D'ALPA

SUPERVISORE: PROF. ING. ERNESTO MOTTA

COORDINATORE: PROF. ING. GIUSEPPE OLIVETO

Vorrei dedicare questo mio studio ai miei figli Antonio e Nausicaa: durante il cammino della vostra vita ricordate sempre di portare il cuore oltre l'ostacolo e che "nihil difficile volenti"

papà

Ringraziamenti

Desidero anzitutto ringraziare la mia famiglia, i miei figli Antonio e Nausicaa, mia mamma, mio fratello Andrea, per il formidabile sostegno e l'immane supporto che mi forniscono nell'appoggiare le mie scelte professionali ed in particolar modo mia moglie Teresa che ha sempre mostrato per quello che faccio una fiducia cieca e priva di incertezze, spronandomi sempre ad andare avanti per la mia strada.

Un sentito pensiero va a mio Padre e a Pina, certamente anche loro presenti e partecipi della gioia di questo mio traguardo.

Grazie ai Sigg. Professori Michele Maugeri ed Ernesto Motta, alla loro estesa cultura e alla loro profonda, umana gentilezza mi hanno offerto l'opportunità di affrontare un argomento tanto interessante quanto utile a livello formativo

Vorrei inoltre ringraziare l'ing. Paola Capilleri per l'indispensabile collaborazione per le prove di laboratorio e per i preziosissimi consigli che hanno permesso lo sviluppo del presente lavoro.

Un grazie particolare va al Colonnello del genio Gaetano Cannata, la cui profonda conoscenza dell'animo umano è direttamente proporzionale alla sua comprensività, alla disponibilità e al senso di cura e di premura che mi ha sempre elargito. Al Dr. Antonino Cipriano al suo esserci con tutti i colori della sua personalità. Un sentito ringraziamento va a tutti gli amici della Direzione del Genio Militare per la Marina di Augusta.

Grazie al sacerdote don Santino Fortunato, eccellente geologo e straordinario uomo di Dio, le conversazioni di tipo geologico – geotecnico e di altra natura ben più elevata, hanno dato un contributo notevolissimo e primario allo sviluppo di questo studio.

Grazie anche e soprattutto ad Alberto e a Gaetano, i miei Amici siracusani; voi non lo sapete ma la vostra compagnia mi ha fornito la serenità e forza anche per affrontare e portare a termine questo lavoro e sempre "FORZA ORTIGIA".

INDICE

INTRODUZIONE

CAPITOLO	1	PROPRIETÀ E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DRAGATI	
	1.1	GENERALITÀ	1
	1.2	PROPRIETÀ E CARATTERISTICHE	5
		<i>1.2.1 premessa</i>	5
		<i>1.2.2 natura e genesi</i>	6
		<i>1.2.3 tipi di sedimenti marini di tipo organico</i>	8
		<i>1.2.4 determinazione della sostanza organica per i materiali da dragare</i>	11
		<i>1.2.5 analisi granulometrica dei sedimenti organici</i>	12
		<i>1.2.6 limiti di consistenza</i>	13
		<i>1.2.7 peso specifico; peso dell'unità di volume; porosità; contenuto di acqua; indice di consistenza</i>	14
		<i>1.2.8 compressibilità e rigonfiamento</i>	16
		<i>1.2.9 resistenza al taglio</i>	18
		<i>1.2.10 permeabilità</i>	20
		<i>1.2.11 parametri reologici dei materiali dragati</i>	22
	1.3	CONCLUSIONI	23
CAPITOLO	2	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI MATERIALI DRAGATI	
	2.1	GENERALITÀ	29
	2.2	CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI	31
		<i>2.2.1 premessa</i>	31
		<i>2.2.2 geolitologia ed inquadramento generale</i>	32
		<i>2.2.3 indagini eseguite</i>	36
		<i>2.2.4 assetto stratigrafico</i>	36
		<i>2.2.5 granulometria</i>	37
		<i>2.2.6 forma dei granuli e tessitura</i>	39
		<i>2.2.7 densità in situ</i>	40
		<i>2.2.8 compattezza in situ</i>	41
		<i>2.2.9 contenuto d'acqua</i>	47
		<i>2.2.10 limiti di Atterberg ed indice di plasticità</i>	47

		<i>2.2.11 prove di laboratorio</i>	50
		<i>2.2.12 caratterizzazione geotecnica e parametri geotecnici</i>	50
	2.3	CONCLUSIONI	52
CAPITOLO	3	INFLUENZA INQUINANTI	
	3.1	GENERALITÀ	76
	3.2	COMPONENTE INQUINANTE	79
		<i>3.2.1 premessa</i>	79
		<i>3.2.2 la contaminazione dei sedimenti</i>	81
		<i>3.2.3 principali fattori che possono influenzare il comportamento geotecnico dei sedimenti</i>	83
		<i>3.2.4 criteri di valutazione della qualità dei sedimenti</i>	87
		<i>3.2.5 influenza di tipo “geochimica”</i>	90
	3.3	CONCLUSIONI	95
CAPITOLO	4	LA CONSOLIDAZIONE	
	4.1	GENERALITÀ	101
	4.2	LA CONSOLIDAZIONE MONODIMENSIONALE DI TERZAGHI	105
		<i>4.2.1 generalità</i>	105
		<i>4.2.2 le ipotesi</i>	106
		<i>4.2.3 equazione descrittiva del fenomeno</i>	106
		<i>4.2.4 Soluzioni</i>	114
		<i>4.2.5 validità e limiti della teoria</i>	117
	4.3	LA CONSOLIDAZIONE CON DEFORMAZIONI FINITE (F.S.C.) E SOTTO PESO PROPRIO (S.W.C.)	119
		<i>4.3.1 generalità</i>	119
		<i>4.3.2 ipotesi</i>	120
		<i>4.3.3 sistemi di coordinate</i>	121
		<i>4.3.4 variabile dipendente</i>	121
		<i>4.3.5 equazione descrittiva del fenomeno di Robert Gibson</i>	122
		<i>4.3.6 soluzioni</i>	123
	4.4	CONCLUSIONI	127
CAPITOLO	5	SIMULAZIONE NUMERICA S.W.C. MODELLO DI GIBSON	
	5.1	GENERALITÀ	130

5.2	IL PROCEDIMENTO ITERATIVO ADOTTATO	131
	<i>5.2.1 generalità</i>	132
	<i>5.2.2 le leggi di variazione indice dei vuoti – tensioni efficaci</i>	132
	<i>5.2.3 l'equazione di Gibson adimensionalizzata</i>	134
	<i>5.2.4 simulazioni numeriche eseguite</i>	136
	<i>5.2.5 risultati</i>	137
5.3	CONCLUSIONI	140
CAPITOLO 6	SPERIMENTAZIONE IN SITO – VASCA DI COLMATA STRUMENTATA	
6.1	GENERALITÀ	279
6.2	SPERIMENTAZIONE CON VASCA DI PROVA	280
	<i>6.2.1 generalità</i>	280
	<i>6.2.2 le caratteristiche della vasca</i>	281
	<i>6.2.3 i dati rilevati</i>	282
	<i>6.2.4 confronto dei risultati</i>	282
6.3	CONCLUSIONI	285
	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	317
SIMBOLOGIA		
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI		

INTRODUZIONE

I lavori di costruzione e manutenzione dei porti contemplano molto spesso operazioni di dragaggio. La necessità di effettuare del dragaggio nei porti turistici deriva dall'esigenza primaria di salvaguardia delle attività commerciali e turistiche. I dragaggi possono essere classificati in base agli scopi che si prefiggono di raggiungere e possono essere essenzialmente suddivisi in:

- dragaggi di mantenimento, utili a conservare le profondità per la navigazione;
- dragaggi di ampliamento, praticati quando le strutture portuali necessitano di approfondire o accrescere le strutture di ormeggio.

I dragaggi di ampliamento e mantenimento sono legati a necessità di tipo economico - strutturali che possono sorgere anche diversi anni dopo la costruzione del porto. Gli obiettivi del dragaggio essenzialmente possono riassumersi in:

- realizzare fondali necessari al transito ed all'ormeggio delle unità navali;
- facilitare la posa di condotte o di elementi sottomarini;
- creare le cunette di fondazione per moli e banchine, dighe frangiflutti e strutture di protezione della costa;
- mantenere gli scavi anzidetti;
- migliorare od assicurare la capacità di portata dei corsi d'acqua;
- creare o mantenere la capacità di raccolta dei serbatoi d'acqua;
- reperire materiali per ripascimenti di spiagge, formazioni di terrapieni e simili

Le operazioni di dragaggio dei sedimenti, applicate in passato al solo fine di mantenere o garantire la corretta funzionalità operativa dei porti, hanno recentemente assunto, a causa della possibile contaminazione di natura organica ed inorganica dei materiali dragati, la connotazione aggiuntiva di interventi di risanamento ambientale. La movimentazione dei sedimenti è così diventata un intervento specifico, atto non solo al mantenimento di idonee condizioni per la funzionalità del porto, ma anche a garantire il mantenimento di adeguati standard di qualità dell'ambiente acquatico. Quindi, a fronte di una necessità economica e strutturale, un'attività di dragaggio non potrà ignorare i vincoli derivanti dalla tutela della fascia costiera e dell'ambiente marino e della salute pubblica. Le operazioni di dragaggio, per le quantità e le qualità dei materiali da scavare e da trattare (discarica, ripascimento o altro) hanno in genere una valenza economica ed ambientale tanto importante da richiedere un'approfondita analisi ed un'oculata scelta di mezzi e modalità di scavo e di trasporto dei materiali rimossi, della loro gestione intesa come deposito, trattamento e possibile diverso uso. Per tali motivi, il progetto dei lavori di dragaggio va sempre accompagnato da un'attenta analisi dei costi e dei benefici, una volta acquisita una buona conoscenza dell'ambiente in cui operare e dei programmi di sviluppo del territorio.

Il problema fondamentale è quello di trovare allo stesso tempo un adeguato ricollocamento al materiale dragato (fanghi/sedimenti) spesso caratterizzato da elevati livelli di inquinamento (idrocarburi, metalli pesanti, ecc..). Lo sversamento in mare aperto di materiale dragato nei bacini portuali è stato, inizialmente ed in molti casi, preferito sia per la rapidità ed economicità, sia perché la grande diluizione sembrava poter minimizzare qualsiasi potenziale impatto negativo nell'ecosistema marino. Solo successivamente, negli anni '60, si è sentita la necessità di un accordo internazionale che regolasse il "dumping" in mare, considerando che il materiale dragato contiene non solo materia organica altamente degradabile ma anche elementi chimici potenzialmente pericolosi (Vale, 1989; Wolfe, 1989; Tack&Verloo, 1991b). La Convenzione di Londra sul dumping (*London Dumping Convention, LDC*), entrata in vigore nel 1975, suddivide i contaminanti in due liste: quelli inclusi nella "lista nera" che non possono essere scaricati (mercurio, cadmio, materiali radioattivi, petrolio e derivati, ecc.), e quelli appartenenti alla "lista grigia" il cui rilascio è limitato (Volterra et al., 1994). In particolare, i punti basilari della Convenzione di Londra possono essere riassunti come segue: (1) il divieto completo di scarico dei contaminanti elencati nell'Allegato I della LDC (lista nera); (2) lo scarico di tutte le altre sostanze è soggetto a un permesso speciale (se appartenenti all'Allegato II, lista grigia) o a un permesso generale (per le sostanze non elencate negli allegati del LDC); e (3) il permesso per lo scarico di rifiuti in mare sarà assegnato da un'Autorità Nazionale appropriata in accordo con i criteri contenuti nell'Allegato III della Convenzione (Nauke, 1989). Anche la Convenzione di Oslo è nata come strumento per predire le conseguenze del dumping e per convalidare un approccio efficace per valutare l'impatto ecologico del materiale depositato nell'ambiente marino (Gurbutt& Campbell, 1989). La Commissione di Oslo (*Convenzione di Oslo firmata nel 1972, ratificata dal Belgio nel 1978*) si riunì per ottimizzare una procedura di valutazione ambientale, che deve individuare le diverse alternative di scarico (tra esse è sempre necessario considerare l'alternativa di non-azione, riconoscendo comunque che non è possibile ripristinare le condizioni iniziali intatte, quindi prima del disturbo, dopo un inquinamento), tenendo presente i criteri di qualità ambientale. Infatti, i depositi di materiale dragato e la selezione dei vari ambienti destinati al deposito possono essere valutati in base agli Standard qualitativi definiti dallo U.S.A.C.E. (*U.S. Army Corps of Engineers, 1989b*).

In generale, il materiale dragato può essere destinato a:

- A. Smaltimento in mare
- B. Riutilizzo a terra;
- C. Smaltimento a terra.

Nel caso A, il rilascio non può avvenire in aree protette (aree archeologiche marine, parchi naturali, zone marine di tutela biologica e di ripopolamento) o in aree sensibili (fascia delle tre miglia dalla

costa, praterie di fanerogame). Lo smaltimento libero di materiale fangoso, prevede che questo possa essere disperso dalle correnti. Infatti, la dispersione dovuta alla stratificazione termica, al rimescolamento delle acque ed ai venti invernali, favorisce la degradazione della sostanza. I luoghi soggetti a dumping sono caratterizzati da elevati contenuti di sostanza organica; i metalli in traccia sono associati al particolato fine (80% - 90% di essi è assorbito dalle particelle di diametro inferiore a 10 μm). L'ipotesi di scaricare a mare è la più valutata perché è la più economica e la più comoda; inoltre, poiché i sedimenti di dragaggio portano salinità a terra, la cosa più ovvia è lasciare in mare ciò che proviene dal mare. Per il caso B, il materiale dragato è utilizzato per la ricostruzione di arenili erosi, per il riempimento a tergo di banchine, terrapieni oppure per la ricostruzione morfologica di lagune, rilevati e sottofondi stradali, per arginature, ripascimenti e altri interventi di bonifica. Nel caso C, i materiali tossico-nocivi sono recapitati presso discariche specifiche, dopo aver subito particolari trattamenti. (*Ragone & Benassai, 1999-2000*)

La destinazione dei materiali di dragaggio e i trattamenti a cui possono essere sottoposti sono definiti dalla presenza o meno di contaminanti, dalla quantità e dalla natura degli stessi. Gli ingenti quantitativi di fanghi dragati possono presentare, infatti, livelli di contaminazione, che precludono l'immersione diretta in mare e necessitano di essere sottoposti a regolamentate procedure che riguardano la movimentazione, il trattamento, il recupero o lo smaltimento. I materiali prodotti dalle operazioni di scavo, una volta estratti, costituiscono infatti generalmente, in base alla normativa vigente, un rifiuto contraddistinto da un codice CER.

Quando le aree da dragare si trovano all'interno della perimetrazione di un Sito di Interesse Nazionale sottostanno, per quel che riguarda le attività di dragaggio e la gestione dei sedimenti coinvolti, a normative specifiche e differenti rispetto a quelle poste nei siti ordinari. L'entità e il grado di contaminazione dei sedimenti prelevati determina la scelta dei "*percorsi di recupero*" applicabili. Prima di procedere alle operazioni di dragaggio è quindi necessario analizzare e caratterizzare il sedimento al fine di individuarne la possibile destinazione e per prendere misure di contenimento per i possibili impatti che ne possono derivare. È ormai accertato infatti che l'escavazione dei fondali contaminati può essere un'attività ad elevato rischio ambientale a causa della possibile diffusione dei contaminanti nell'ambiente acquatico. L'identità di un sedimento è definita da:

- *La conoscenza del sito di provenienza.* L'attività di dragaggio dei materiali può avvenire in aree collocate all'interno di Siti di Interesse nazionale o in Siti ordinari. La gestione del materiale dragato sarà pertanto regolata da contesti normativi separati.
- *La qualità,* intesa come qualità, geomeccanica, fisico chimica, microbiologica ed ecotossicologica verificata attraverso la caratterizzazione del sedimento. Fornisce elementi

essenziali per verificare la presenza di specie contaminanti, entità della contaminazione, caratteristiche fisiche, natura granulometrica del materiale. La conoscenza della qualità del materiale, è indispensabile per prendere atto delle possibili soluzioni che possono essere adottate a livello gestionale e anche dei rischi di natura ambientale che possono derivare dalle attività di dragaggio, sia nel sito di rimozione sia in quello di deposizione. Il materiale, a seconda della sua qualità, sarà classificato come rifiuto o meno. A tali aspetti occorre aggiungere che la buona conoscenza delle caratteristiche geotecniche del terreno da scavare rappresenta un ulteriore elemento anch'esso fondamentale del progetto di dragaggio, sia per determinare l'attrezzatura idonea, sia per calcolarne i costi. Il costo di scavo di un metro cubo di materiale può, infatti, variare in un campo di ampiezza da uno a cento e più volte. È quindi indispensabile premettere un'indagine geotecnica, con il prelievo di campioni di terreno finalizzate all'esecuzione di una serie di indagini in sito ed in laboratorio, atte a definirne le granulometria, peso specifico, contenuto d'acqua, densità in situ, indici di plasticità, resistenza a taglio, tenore materie organiche ed altre caratteristiche indici.

- *La destinazione.* Le possibilità di gestione dei sedimenti che si presentano a fronte di attività di dragaggio sono molteplici. La classificazione di un sedimento sarà quindi determinata, oltre che dai risultati della caratterizzazione, dai molteplici percorsi di gestione che possono essere intrapresi e che risultano dettati da scelte economiche e logistiche di chi effettua l'operazione di dragaggio e dai vincoli territoriali nel rispetto delle normative in campo ambientale.

Il problema della collocazione dei sedimenti deve essere risolto, quindi, tenendo presente le loro caratteristiche. Se sono idonei, la soluzione migliore è quella di destinare i sedimenti dragati ad un impiego utile attuando così programmi di recupero e di risanamento ambientale (creazione di nuove aree, parchi di ricreazione; acquacoltura, agricoltura, forestazione, e orticoltura; riempimento aree estrattive e tumulazione aree di smaltimento di rifiuti solidi; costruzione ed utilizzo industriale; per il capping o come materiale da costruzione, rimpinguamento di spiagge). L'impiego utile, in inglese "beneficial use of dredged materials" è supportato dalle convenzioni internazionali (*London Convention; Oslo e Paris Convention [OSPAR]*) che raccomandano di limitare i dragaggi solo nelle situazioni strettamente necessarie e contrastano l'utilizzo del mare come luogo dove scaricare il prodotto (nocivo o non nocivo) dei dragaggi. In definitiva si può affermare che i materiali dragati non devono essere considerati solo un RIFIUTO ma anche una possibile RISORSA (*Gentilomo, 1998; Kelderman et al., 1991; Lee & Skogerboe, 1984; Leschine, 1989*). La gestione integrata dei rifiuti solidi urbani, dei residui pericolosi e dei reflui ad elevato carico inquinante (derivanti da specifiche attività industriali) e dei rischi ad essi connessi può contribuire, in modo indiretto,

all'attuazione degli impegni assunti dal Governo Italiano nell'ambito del Protocollo di Kyoto se si considerano le possibilità di trattamento e riuso. Le tecnologie disponibili per il trattamento e la decontaminazione dei suoli e dei sedimenti sono in genere molto costose e spesso, pure abbattendo i livelli di contaminazione, producono i residui del trattamento che poi dovranno essere smaltiti. Le tecnologie ambientalmente compatibili basate sull'uso di materiali, in alcuni casi essi stessi derivati da residui di processi industriali, sembrano essere una alternativa che merita una attenta valutazione.

La promozione di queste tecnologie deve però essere fondata sul preliminare accertamento dei requisiti di ecocompatibilità dei materiali utilizzati, sulla verifica della loro efficacia/efficienza e sulla rispondenza alla normativa vigente sui prodotti dell'intervento di trattamento. Molte delle tecnologie di trattamento dei sedimenti sono differenti da quelle utilizzate per il trattamento dei suoli contaminati, a cui sono state apportate opportune modifiche per tener conto delle caratteristiche peculiari dei sedimenti (contenuto d'acqua elevato, massiccia presenza di sostanza organica, ecc.). Al fine di ridurre il costo di bonifica si cerca di riutilizzare i fanghi dragati e bonificati. Le diverse tecnologie che vengono tradizionalmente adottate nel trattamento dei sedimenti contaminati, comprendono uno o più dei seguenti interventi:

- distruzione dei contaminanti o loro conversione in forme meno tossiche;
- separazione o estrazione dei contaminanti dai sedimenti solidi;
- riduzione del volume di materiale contaminato attraverso la separazione delle particelle con maggiore affinità per i contaminanti da quelle più pulite;
- stabilizzazione fisica e/o chimica dei contaminanti nel materiale dragato in modo che essi siano resistenti alle perdite per lisciviazione, erosione, volatilizzazione, ecc.

Nel trattamento di terreni provenienti da attività di dragaggio, se non pericolosi all'origine o a seguito di trattamenti finalizzati esclusivamente alla rimozione degli inquinanti, qualora non compatibili con il ripascimento dell'arenile o altri tipi di reimpiego per questi si ricorre spesso alla tecnica del confinamento in vasche di colmata. La vasca di colmata è una grande cassa situata in prossimità dei porti marittimi e lagunari, il cui compito è quello di contenere i predetti materiale confinandoli in una condizione di totale impermeabilità con le acque marine. Tale volume viene costituito confinando aree a mare con palancole metalliche o altri tipi di strutture. La finalità della colmata è duplice in quanto da un lato consente di recapitare in modo ambientalmente garantito i materiali provenienti dal dragaggio portuale e dall'altro di ampliare notevolmente le banchine portuali prevedendo successivamente la stabilizzazione e pavimentazione, nonché i moli di attracco.

Alla luce delle considerazioni preliminari sopra riportate, necessarie ad inquadrare la problematica relativa alle opere di dragaggio, di gestione dei sedimenti di scavo e della rassegna sulle normative

di riferimento e sulle tecnologiche di trattamento applicabili ai sedimenti affrontate nei capitoli successivi, è stato elaborato il nucleo centrale della presente tesi di dottorato.

L'obiettivo finale del presente studio è stato quello di analizzare fundamentalmente l'aspetto connesso alla caratterizzazione geotecnica ed all'analisi geomeccanica del comportamento dei materiali dragati e sversati all'interno della cassa di colmata analizzandone i processi di consolidazione, il decorso cedimenti e l'eventuale previsione di elementi drenanti.

Attesi i limitati riferimenti presenti in letteratura, le elaborazioni numeriche sono state confrontate con i risultati rilevati su un modello di prova di vasca di colmata, adeguatamente strumentata e realizzata appositamente per i fini del presente studio di dottorato di ricerca.

Il presente progetto di ricerca è condotto in parallelo allo sviluppo di una realizzazione di due vasche di colmata da realizzare nella rada di Augusta, sulle radici di due moli della Marina Militare Italiana. La progettazione ha per oggetto i lavori di dragaggio del fondale adiacente la nuova banchina Corvette dell'Arsenale Militare Marittimo di Augusta, ed il successivo recupero dei materiali asportati.

I lavori sono finalizzati alla realizzazione di:

- interventi di dragaggio e riprofilatura del fondale al fine di ottenere un tirante idrico adeguato al pescaggio delle varie UU.NN. all'ormeggio presso la banchina;
- l'esecuzione di tutte le opere provvisorie necessarie al fine di operare con i necessari standards di sicurezza ambientali ed in osservanza degli attuali dettami normativi in materia di ambiente e sicurezza;
- la preparazione mediante impermeabilizzazione e strumentazione di monitoraggio ambientale delle aree atte ad accogliere i materiali dragati ed il successivo confinamento in vasche di colmata.
- Il recupero degli spazi ottenuti dalle colmate per la realizzazione di parcheggi a tergo della banchina Tullio Marcon nonché banchinamenti di piccola entità sul versante Nord del comprensorio dell'Arsenale di Augusta.

Il complesso di interventi pertanto andrebbe a riutilizzare circa 70.000,00 mc di materiale. Le vasche saranno strumentate al fine di correlare i dati derivanti dallo studio di ricerca con il comportamento in sito dei materiali dragati e rifluiti nelle vasche.

Dalla disamina dei limitati riferimenti tecnici riguardanti il comportamento geomeccanico dei materiali dragati, il presente lavoro vuole proporre un modello numerico atto a definire i processi di consolidazione dei materiali dragati e rifluiti in vasche di colmata. Sulla scorta dei dati di letteratura rinvenuti, si è dapprima proceduto alla simulazione numerica dei processi di consolidazione del

materiale. Successivamente sono stati analizzati i risultati della sperimentazione in sito mediante l'esame dei dati registrati sul modello di vasca di prova. Il tutto è stato poi confrontato al fine di calibrare il modello numerico elaborato. Nel dettaglio lo studio sarà articolato come segue:

Nel capitolo uno verrà eseguita una disamina circa le caratteristiche dei materiali dragati relativamente ad alcuni aspetti peculiari quali l'elevatissimo indice dei vuoti e la grande compressibilità unitamente alla presenza di sostane organiche che ne caratterizzano marcatamente il comportamento meccanico.

Nel capitolo due verrà esposta la caratterizzazione geotecnica dei materiali dragati. Tale studio riveste particolare importanza nello specifico ambito applicativo ed oggetto del presente studio. In particolare saranno descritte inizialmente le modalità di prelievo dei campioni utilizzati nella sperimentazione, le singole prove e le procedure con le quali sono state condotte le prove in sito ed di laboratorio; verranno poi illustrate le apparecchiature di prova impiegate nella sperimentazione. In seguito verranno presentati i risultati delle prove sperimentali e confrontati con analoghi risultati di letteratura.

Nel capitolo tre sarà illustrata una panoramica sulla presenza di componenti inquinati presenti nei sedimenti oggetto di movimentazione e rifluimento nonché l'influenza degli contaminanti ai fini del comportamento geotecnico dei materiali.

Nel capitolo quattro, dopo un inquadramento generale sui processi di consolidazione ed il richiamo alla tradizionale teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi, verranno illustrati i meccanismi alla base della consolidazione con deformazioni finite o *Finite Strain Consolidation* (di seguito *F.S.C.*). Saranno descritti i processi di consolidazione che comportano deformazioni del materiale che esulano dall'ipotesi di piccoli spostamenti. Tale processo verrà poi dettagliato per i materiali dragati i quali presentano l'ulteriore particolarità di attivare i processi di consolidazione sotto peso proprio; si illustrerà pertanto il processo di *Self Weigth Consolidation* (di seguito *S.W.C.*).

Nel capitolo cinque si esporranno i procedimenti sviluppati e finalizzati alla elaborazione numerica dei processi di S.W.C.. In un primo momento verranno descritte le equazioni di governo del fenomeno; Mikasa (1963) e Gibson (1984). Verranno poi evidenziate le complessità nella ricerca di una soluzione analitica dell'equazione ed i criteri di scelta di una soluzione per via numerica. Lo studio della soluzione numerica procederà a partire dalla scelta dell'adimensionalizzazione dell'equazione per poi procedere all'implementazione di un modello impostato mediante foglio di calcolo sviluppato con software Microsoft Excel congiuntamente a Mathcad. In seguito verranno presentati i risultati delle simulazioni numeriche in termini di curve di cedimenti – tempo e confrontati con analoghe curve di letteratura.

Nel capitolo sei si mostreranno i dati derivanti dalla sperimentazione in sito mediante la vasca di prova realizzata ad hoc per il presente studio. Verranno dettagliati i particolari costruttivi, specificati i motivi di scelta delle dimensioni, la strumentazione installata e le apparecchiature impiegate per l'acquisizione dei dati. Successivamente verranno esposti i risultati in termini di curve cedimento – tempo. Successivamente sarà riportato il confronto tra i risultati della simulazione numerica e gli esiti di quanto rilevato in sito dal modello sperimentale.

1.1 GENERALITÀ

All'interno delle masse marine e oceaniche è in atto una continua sedimentazione di materiali, prevalentemente costituiti da resti di organismi (generalmente con guscio o scheletro calcareo o siliceo, quando non vengono totalmente disciolti dall'acqua marina tra i 3500 e i 5500 m di profondità), che si accumulano sul fondo mescolandosi a detriti provenienti dalle scarpate continentali (dove arrivano apportati dai corsi d'acqua). In prossimità della scarpata continentale prevalgono sedimenti più grossolani (sabbie), mentre quelle più fini (argille) si depositano nelle zone più profonde (assieme a materiali di provenienza cosmica e vulcanica), dove si rinvencono anche con una certa frequenza concentrazioni di cosiddetti noduli di manganese, ciottoli di forma appiattita e di diametro medio di circa 5 cm, che si trovano in abbondanza su vaste estensioni dei fondali oceanici: sono particolarmente ricchi di manganese oltre che di ferro, ma possono anche contenere rame, nichel e altri metalli. Gli accumuli e i resti organici (derivati in gran parte da zone ricche di plancton, insieme degli organismi che si lasciano trasportare passivamente dalle correnti e dalle onde) danno luogo a estese formazioni di fanghi calcarei a globigerine (protozoi unicellulari) e fanghi silicei a radiolari (protozoi unicellulari) e diatomee (alghe unicellulari). La continua attività di sedimentazione negli oceani è alla base della formazione di rocce sedimentarie. Lo spessore medio è di circa 500 m, ma varia in modo considerevole da luogo a luogo. I sedimenti marini sono più recenti di quelli terrestri comparabili. I più vecchi sedimenti marini sono quelli giurassici (circa 150.000.000 di anni), mentre le rocce terrestri più antiche hanno un'età di 3,8 miliardi di anni. I geologi portano come prova dell'espansione del fondo marino il fatto che i bacini oceanici si siano formati in tempi geologici recenti, cosa che ha trovato conferma nella datazione dei sedimenti marini. I sedimenti marini vengono classificati secondo la loro origine:

- litogenici;
- idrogenici;
- biogenici;
- cosmogenici.

I sedimenti litogenici derivano dall'alterazione superficiale della crosta. A questa classe appartengono i frammenti di roccia, le particelle di quarzo, i detriti vulcanici e i minerali argillosi. La quantità di questi materiali dipende, in primo luogo, dalla distanza dal luogo di provenienza a quello di deposizione e dalla facilità che ha il materiale a degradarsi. Il quarzo e i minerali argillosi, poiché non sono degradabili, si trovano in tutti i bacini oceanici.

I minerali argillosi che si trovano nei sedimenti marini sono principalmente costituiti da clorite, illite, kaolinite e montmorillonite. La distribuzione varia per tutti i bacini oceanici, per le differenti condizioni di alterazione cui sono sottoposti questi minerali. I sedimenti litogenici sono trasportati dalle correnti di torbida, dal vento, dall'acqua e dal ghiaccio.

I sedimenti idrogenici sono costituiti da particelle che sono precipitate nell'acqua di mare da soluzioni (v. riserve minerarie oceaniche). In questo tipo di sedimenti sono compresi anche i noduli fosfatici e i noduli di manganese. I noduli fosfatici si trovano nelle zone costiere dove vi è un rapido accumulo dei sedimenti. I noduli di manganese, d'altra parte, si trovano nelle zone dove vi è un lento accumulo di sedimenti; questo tipo di noduli ricopre più del 50% della superficie di certe zone dei fondi del Pacifico e dell'Indiano.

I sedimenti biogenici sono principalmente costituiti da resti di fitoplancton e di zooplancton, che sono organismi marini unicellulari. Gli scheletri dei foraminiferi, dei coccoliporidi e degli pteropodi costituiscono la maggior parte delle varietà carbonatate. La quantità dei depositi di questo tipo è funzione sia del numero di organismi nell'acqua, sia di altri fattori. Per esempio, sebbene le acque costiere abbiano molti di questi organismi, la quantità di sedimenti che proviene dalla terraferma è così grande che diluisce la porzione carbonatica. Anche la profondità e la chimica dell'acqua influiscono sul tasso di carbonato, in quanto non si ha nessun accumulo al di sotto del livello chiamato compensazione carbonatica profonda (Carbonate Compensation Depth). Un'altra classe di sedimenti biogenici è formata dalle diatomee e dai radiolari, altri organismi planctonici con il guscio di silice. Alle alte latitudini e nelle zone di risalita dell'acqua oceanica (v. risalita oceanica) si trovano i fanghi organogeni ricchi di diatomee. I fanghi radiolari si trovano principalmente nel Pacifico equatoriale. Gli organismi marini con scheletro di apatite, un fosfato, sono altri componenti biogenici. Fra le parti scheletriche fosfatiche le più comuni sono i denti di squalo e i fanoni di balena. Questo tipo di sedimenti si trova nelle regioni dove vi è un tasso di sedimentazione molto lento.

I sedimenti cosmogenici sono costituiti da piccole sfere e noduli di origine extraterrestre. Essi si trovano in zone dove vi è una lenta sedimentazione, con una minima immissione di sedimenti terrigeni e biogenici. Questo materiale nero splendente è noto con il nome di tectiti. L'età dei sedimenti marini può essere determinata con parecchi metodi: stratigrafia magnetica (correlazione delle inversioni magnetiche con quelle sulla terraferma); biostratigrafia (riconoscimento delle zone con plancton abbondante e che sono state datate con altri metodi); datazione radiometrica (misura dell'attività dei radionuclidi, attività che decade con il tempo).

Dal punto di vista ingegneristico, i terreni immersi in acqua, esibiscono proprietà simili a quelle dei terreni naturali indisturbati o materiali rocciosi in ambiente subacqueo. Le attività di dragaggio tuttavia comportano di fatto lo scavo, la rimozione, il rimodellamento ed il riposizionamento. Ciò determina necessariamente, atteso l'ambiente marino di provenienza, drastici cambiamenti della struttura e delle proprietà del terreno essenzialmente individuabili in elevatissimi contenuti d'acqua, bassa resistenza a taglio e drastiche riduzioni della densità. Per questi motivi, i sedimenti marini, una volta dragati, esibiscono caratteristiche e proprietà essenzialmente diverse da quelle dei medesimi materiali ubicati in altri ambienti in quanto la loro modificazione rispetto alle condizioni originarie scaturisce da differenti situazioni ambientali. In questo capitolo vengono riassunti gran parte dei dati disponibili sulle proprietà tecniche che regolano il comportamento dei sedimenti marini dal punto di vista geotecnico. Le proprietà di questi materiali, presentano intervalli di variazione che vanno ben oltre quelli normalmente riscontrati nella pratica della tradizionale ingegneria geotecnica. Praticamente tutte le teorie che descrivono il consolidamento di questi materiali sono fortemente dipendenti dalla determinazione di una relazione tensione efficace – indice dei vuoti nonché tra tensione efficace, indice dei vuoti, e permeabilità. Molti studi (Carrier, Bromwell e Somogyi, Cargill, Gibson etc) hanno presentato una serie completa di dati ed equazioni che descrivono bene queste relazioni.

Le proprietà fisiche più comuni necessarie per la caratterizzazione del materiale dragato, sono la distribuzione granulometrica, determinata o in base al peso o in base alla misurazione del volume, il contenuto d'acqua, il peso specifico, il contenuto di sostanze organiche, la densità apparente e l'indice dei vuoti. Dal punto di vista prettamente ingegneristico per l'uso di tali materiali interessano anche la resistenza a taglio, la permeabilità e la viscosità. Il contenuto di acqua riveste poi un'importanza fondamentale in quanto, già elevato all'origine, aumenta durante le operazioni di scavo del dragaggio, e le particelle solide aumentano la loro distanza reciproca, il materiale si comporta come un impasto o una sospensione con una conseguente diminuzione delle forze di "incollaggio" intergranulare; quando le forze coesive diminuiscono, la resistenza al taglio si riduce. Se le particelle a grana fine (limo e argilla) costituiscono più di circa il 35 per cento dei solidi totali

della matrice, l'impasto si comporta come un materiale viscoso (Spigolon 1993). A questo bisogna aggiungere che la presenza di materiali fibrosi, alto contenuto organico, e bolle di gas possono ulteriormente influenzare il comportamento e la resistenza al taglio. Lo studio del comportamento reologico dei sedimenti dragati non è un argomento usuale nella geotecnica tradizione e pertanto devono ancora essere sviluppati test di laboratorio standardizzati per determinare le proprietà meccaniche dei fanghi dragati.

1.2 PROPRIETÀ E CARATTERISTICHE

1.2.1 Premessa

I sedimenti marini presentano la peculiarità di una matrice organica notevolmente elevata. E' noto che la fase solida di una roccia sciolta può essere costituita oltre che da materiali inorganici anche da materie organiche. Queste ultime sono rappresentate da frammenti ancora riconoscibili di piante, foglie, ed organismi animali, ovvero da resti vegetali ed animali che hanno perduto ogni traccia della loro originaria struttura trasformandosi in un materiale amorfo, di colore scuro, genericamente chiamato humus. La percentuale di sostanza organica nei terreni marini può variare considerevolmente, sicché in maniera continua si passa dalle rocce sciolte costituite da sola materia inorganica a quelle in cui la materia organica rappresenta praticamente il totale della fase solida (ad esempio le i fanghi di dragaggio). I terreni ricchi di sostanza organica sono stati sempre considerati come terreni provenienti dalle operazioni di dragaggio e comunque di caratteristiche molto scadenti, per cui nella pratica costruttiva, ed almeno per il passato, anziché cercare di studiarne le proprietà meccaniche ed i provvedimenti atti a migliorarle, si è preferito seguire la norma di asportarli ovvero, nel caso di ingegneria costiera e marittima, di sorpassarli mediante appropriate opere di fondazione quali cassoni, ecc. Questo indirizzo, unitamente alle difficoltà che si presentano, come vedremo in dettaglio nelle pagine seguenti, quando si voglia adottare la comune tecnica di laboratorio per lo studio dei terreni ricchi di sostanza organica, ha portato alla conseguenza che le proprietà meccaniche di tali terreni risultano meno studiate di quelle di terreni di più favorevoli caratteristiche. Orbene non in tutti i casi è possibile adottare un provvedimento così drastico come quello di asportare per intero il terreno organico ovvero un provvedimento, meno drastico ma sempre molto costoso, quale quello di sorpassare il terreno stesso. Valga l'esempio dei comprensori di bonifica o delle opere portuali di interesse commerciale dove, accanto ai grossi manufatti, per i quali un elevato costo delle fondazioni risulta quasi sempre accettabile se posto a confronto con la spesa complessiva dell'opera e con i miglioramenti economici e sociali che dall'opera stessa potranno derivare, occorre costruire una serie di piccoli e medi manufatti, come ad esempio piccoli impianti idrovori, opere di rinascimento costiero imposte dalle locali soprintendenze, possibilità di recupero del materiale dragato per i quali il costo complessivo dell'opera deve essere contenuto entro limiti molto più ridotti. Di qui l'interesse che, specialmente di recente, è stato portato sulle proprietà tecniche dei terreni ricchi di sostanza organica come i sedimenti portuali interessati da operazioni di dragaggio.

1.2.2 Natura e genesi

La natura dei terreni organici è strettamente legata al loro processo di genesi. L'ambiente ideale per la loro formazione si verifica in presenza di acque poco profonde e relativamente calme come appunto quelle costituenti uno specchio d'acque protetto di un bacino portuale o di un porto fluviale. Essi si rinvengono perciò nelle zone attualmente o per il passato occupate da piccoli laghi, nelle zone lagunari, ovvero in prossimità della foce dei fiumi quando, per fenomeni di protrazione del litorale o comunque per la formazione di barriere dunali più o meno estese, le acque sono ostacolate nel loro sbocco al mare e ristagnano per un certo periodo sui terreni retrostanti.

In queste zone si sviluppa una intensa vegetazione ed una rigogliosa microfauna, l'una e l'altra caratterizzate da un ciclo riproduttivo molto rapido. Gli organismi, sia quelli vegetali che quelli di origine animale, hanno infatti da un lato una vita molto breve, ma dall'altro posseggono la capacità di determinare con i prodotti della loro decomposizione la nascita e lo sviluppo di altri organismi che li sostituiscono immediatamente nel ciclo vitale. Poiché per l'alimentazione dei nuovi organismi è sufficiente solo una parte dei resti di quelli precedentemente vissuti, si verifica, nelle zone interessate dal fenomeno, un accumulo progressivo di materie organiche, più o meno decomposte a seconda delle condizioni di clima e di flora batterica ed in dipendenza della loro composizione chimica. In generale i resti animali, anche perché percentualmente in numero minore, si decompongono più rapidamente, ed i prodotti della decomposizione vanno a nutrire nuove piante; quelli vegetali invece persistono più a lungo, sia per il loro maggior volume sia per la loro differente costituzione chimica. Se non intervengono fenomeni di disturbo esterni questi accumuli di resti organici possono raggiungere spessori notevoli e, con il proseguire del processo di decomposizione fino alla completa mineralizzazione, possono dar luogo a veri e propri giacimenti minerali.

Accade però spesso che fattori naturali ovvero l'opera stessa dell'uomo, intervengano sui depositi organici con apporto di materiale inorganico, dando luogo alla formazione di terreni, in cui la materia organica, in percentuali più o meno elevate, risulta mescolata a quella inorganica.

Più frequentemente i depositi organici subiscono il dilavamento delle acque meteoriche e di quelle superficiali le quali, a seconda della loro intensità, trascinano via frammenti organici più o meno grossi ed a vari gradi di decomposizione. I resti organici vengono allora in contatto con il materiale di trasporto solido inorganico delle acque, proveniente dall'erosione e dalla disgregazione delle rocce precedentemente lambite dalle acque medesime. Si realizza così un'intima mescolanza fra i due tipi di materiali e dalla successiva sedimentazione hanno origine quei terreni in cui la materia organica risulta distribuita con sufficiente uniformità nell'interno della massa inorganica.

Altre volte invece il deposito organico rimane in sede, ma viene ricoperto da apporti più o meno cospicui di materiale inorganico. Si realizzano allora quelle alternanze di banchi di materiali organici intercalati a banchi di materiali inorganici, caratteristiche delle zone adiacenti ai corsi

d'acqua soggetti a periodiche esondazioni ovvero delle zone bonificate con successive opere di colmata.

Il processo di decomposizione delle materie organiche continua nei nuovi depositi, sia pure con velocità generalmente più ridotta. Il problema della conservazione delle sostanze organiche nel terreno risulta complicato dal gran numero di differenti molecole organiche poste in gioco così come dalle interazioni strutturali fra le molecole organiche stesse nonché fra la sostanza organica e la parte inorganica dei terreni. Così ad esempio statisticamente risulta che i sedimenti marini presenti all'interno di un bacino portuale contengono in genere circa il doppio di sostanza organica rispetto ai terreni argillo-sabbiosi e questi a loro volta circa il doppio della sostanza organica che si rinviene nei depositi sabbiosi. Mentre infatti per questi ultimi la sostanza organica rimane semplicemente mescolata allo scheletro inorganico, e di conseguenza può facilmente essere asportata dalle acque o da altri agenti atmosferici, nel caso dei materiali argillosi le molecole organiche vengono adsorbite all'esterno ed entro il reticolo dei minerali siallitici entrando stabilmente a far parte dei relativi complessi di adsorbimento; una situazione intermedia si realizza, come è evidente, per i materiali argillo-sabbiosi.

In conseguenza di quanto sopra, la percentuale di sostanza organica può variare considerevolmente fra differenti depositi. Mentre in alcuni terreni essa può discendere al disotto dell'1 %, in altri, come ad esempio i fanghi da rimuovere mediante operazioni di dragaggio, può giungere a costituire il totale della fase solida.

In fondo quasi tutte le rocce sciolte contengono sostanza organica. Secondo Pettijohn i sedimenti marini tipici, non presenti all'interno di un proto, conterrebbero in genere sostanza organica in percentuale compresa fra il 10 ed il 0,5%, i depositi di litorale ne conterrebbero in media il 2,5% e quelli di aperto oceano l'1 %. Tuttavia per quanto interessa il geotecnica, sono da trattare come organici solo quei terreni in cui la materia organica è presente in percentuali piuttosto elevate ed in condizioni tali da influenzare le proprietà dei terreni stessi. Quanto alla dislocazione di tali terreni, derivando essi da organismi che vivono sulla superficie terrestre, o poco al di sotto di essa, ed essendo di origine recente, è più frequente rinvenirli nella coltre superficiale dei terreni costituenti il fondale di un bacino portuale. Non mancano però i casi in cui, per particolari vicissitudini geotettoniche, ovvero per l'opera dell'uomo, essi si rinvencono anche a discrete profondità dal piano di campagna. Fra le cause di carattere geologico ricordiamo i fenomeni di bradisismo negativo; fra quelle da attribuire all'opera dell'uomo l'esecuzione di successive opere di colmata e di riporto in genere.

1.2.3 Tipi di sedimenti marini di tipo organico

Si è già detto che le materie organiche nel terreno possono derivare da piante ed organismi di specie molto differenti che d'altro canto possono presentarsi in infiniti stati di decomposizione. Si comprende perciò come sia praticamente impossibile pervenire ad una classificazione dei sedimenti con presenza di matrice organica ben definita. Tuttavia, nelle grandi linee, si possono suddividere i terreni contenenti materie organiche in quattro tipi.

a) sedimenti torbosi

Composto prevalentemente di materiale organico, con resti di piante facilmente riconoscibili, si presenta di aspetto spugnoso o fibroso, straordinariamente poroso ed in generale con un elevato contenuto di acqua il cui peso può in alcuni casi raggiungere un valore di $14 \div 15$ volte il peso della sostanza solida. Il colore dei terreni torbosi può variare dal marrone, per terreni in cui le materie organiche risultano solo parzialmente decomposte, al grigio scuro o grigio nerastro nei casi in cui la decomposizione è pervenuta ad uno stadio molto più avanzato. L'ambiente di formazione della torba è quasi sempre quello delle paludi di acqua dolce in climi piuttosto freddi dove da un lato si verifica una rapida crescita e riproduzione delle piante e dall'altro è molto ridotta l'attività dei microorganismi. Le piante che più di tutte, concorrono alla formazione della torba sono i muschi. Essi infatti si riproducono con grande rapidità e sono costituiti quasi completamente da cellulosa e da sostanze ceriche con scarse proteine, sicché gli acidi organici formantisi dalla putrefazione non possono trovare le basi per la loro neutralizzazione; di conseguenza ne risulta un ambiente acido che inibisce la vita ai microorganismi. La composizione chimica della torba va da quella del legno a quella della lignite e nelle grandi linee può essere così indicata carbonio: $45 \div 60\%$; idrogeno: $5 \div 6\%$; ossigeno $30 \div 45\%$; azoto: $1 \div 3\%$.

Le torbe, come le ligniti, sono inoltre caratterizzate dalla presenza di acidi umici, sostanze brune a carattere acido ed aromatico, insolubili in acqua ed in solventi organici ma solubili in soluzioni alcaline. La composizione chimica di tali acidi varia fra limiti estesi.

Un metro cubo di torba umida pesa $900 \div 1.000$ kg, secca $200 \div 300$, fortemente compressa $600 \div 800$ kg.

Dal punto di vista geotecnica non presentano evidentemente un grande interesse i giacimenti di sola torba, ma piuttosto quegli strati di torba alternati e frammisti a terreno di varia granulometria, ai quali appunto si dà il nome di « terreni torbosi ». Occorre però avvertire che spesso viene indicato come terreno torboso qualsiasi terreno che presenti anche piccole percentuali di sostanza organica, mentre tale denominazione dovrebbe essere riservata solo a quei terreni in cui la materia organica si presenta in quantitativi percentualmente notevoli (almeno il $70 \div 80\%$) e con le caratteristiche della torba (aspetto spugnoso o fibroso, ridotto peso dell'unità di volume ed elevata compressibilità).

Sottoposto a lavaggio un terreno torboso dovrebbe dare sempre luogo ad un abbondante residuo vegetale, di colore in genere grigio marrone, in cui è possibile riconoscere la struttura delle piante o delle foglie che hanno dato luogo al deposito.

b) sedimenti ricchi di humus

Questi terreni sono riconoscibili dal loro colore, che varia in genere da un grigio chiaro al nero, e da un intenso odore di sostanze in putrefazione. Al tatto appaiono soffici ed adesivi. E' assente qualsiasi traccia della originaria struttura dei residui vegetali ed animali, i quali risultano completamente trasformati in una massa amorfa, colloidale a cui si dà il nome di humus.

I processi che conducono alla formazione dell'humus sono l'infradiciamento e la putrefazione, ambedue di natura biochimica e perciò possibili dove più intensa è l'attività batterica. L'infradiciamento ha luogo in presenza di aria libera e può condurre all'ossidazione completa delle materie vegetali ed animali ed alla loro trasformazione in prodotti volatili e residui inorganici. La putrefazione si verifica invece dove l'aria difetta ed in particolare nei terreni sommersi; in questo caso prevalgono i processi di riduzione, l'accumulo di materie organiche risulta notevole e si ha un limitato sviluppo di prodotti gassosi. Dal punto di vista chimico l'humus presenta una percentuale di carbonio che oscilla intorno al 58%, contiene costantemente azoto, che può salire fino al 5%, ma la sua composizione non è costante e non si può ancora considerarlo né come individuo chimico, né come miscuglio di prodotti ben definiti. Esso appare bensì un intricato miscuglio che ha permesso l'isolamento di un certo numero di individui chimici, dei quali però non si sa ancora se debbono considerarsi componenti fondamentali o piuttosto accessori. Sono stati ad esempio ricavati l'acido ulmico e l'ulmina, che si formano nelle prime fasi dell'infradiciamento e della putrefazione, l'acido umico e rumina, caratteristici del punto culminante del processo di umificazione, gli acidi crenico e apocrenico, provenienti da una ulteriore ossidazione dei precedenti composti.

Come si è detto prima l'humus ha spiccate proprietà colloidali ma, a differenza dei colloidi minerali che entrano a far parte dei terreni, è amorfo e non cristallino, con particelle estremamente sottili, non visibili al microscopio; è insensibile agli elettroliti monovalenti, ma precipita con i plurivalenti. Con alcuni minerali argillosi, ed in particolare con la montmorillonite, l'humus può formare dei geli, alla presenza dei quali sono probabilmente da ascrivere in buona parte le caratteristiche eccezionalmente sfavorevoli dei terreni ricchi di sostanza organica. Talvolta l'humus non investe tutta la massa di terreno, ma risulta concentrato solo in determinate zone più o meno estese. In tal caso il terreno si presenta pigmentato da una serie di macchioline di colore nerastro.

c) sedimenti con legno fluitato.

In questo tipo di sedimenti le materie organiche si presentano sotto forma di trovanti costituiti da frammenti più o meno grossi di alberi sradicati e trasportati durante le piene. Esso è perciò caratteristico delle zone fluviali e può rinvenirsi o sotto il letto dei fiumi ovvero nelle pianie

circostanti, in conseguenza di più o meno vistose esondazioni. In generale la materia organica non ha avuto il tempo né ha trovato le condizioni ambientali per decomorsi, sicché, se si eccettua lo strato più esterno, il legno si presenta ancora sufficientemente integro e fresco.

d) sedimenti con filamenti e radici

Questo tipo è caratterizzato dalla presenza di resti vegetali e radici ancora fresche, provenienti da piante, in generale selvatiche e piuttosto recenti, che non hanno trovato le condizioni di ambiente favorevoli ad un loro rigoglioso sviluppo né quelle adatte per una rapida decomposizione. Esso si rinviene di norma nella parte superficiale del suolo e contiene modeste percentuali di humus, quasi sempre sotto forma di pigmento. Come il terreno con legno fluitato è perciò un tipo di terreno in cui la sostanza organica è scarsamente attiva. Il suo colore tende in generale al marrone, ma può assumere qualsiasi colorazione a seconda della natura della roccia madre. Per effetto delle coltivazioni il terreno in questione si arricchisce di humus e diviene terreno agrario in senso pedologico ovvero, con terminologia più frequentemente adoperata in geotecnica, terreno vegetale. Quest'ultimo partecipa pertanto delle caratteristiche del terreno ricco di humus e di quello con filamenti e radici.

Dei quattro tipi di terreni organici innanzi descritti quelli che presentano le maggiori difficoltà per il geotecnico sono i terreni torbosi e quelli ricchi di humus. Il terreno con filamenti e radici, anche sotto forma di terreno vegetale, è infatti sempre limitato alla coltre superficiale, estendendosi al massimo per qualche metro dal piano di campagna. Le difficoltà che si incontrano quando si rinvengono i terreni torbosi o quelli ricchi di humus sono di duplice natura. In primo luogo la tecnica adottata per le prove di laboratorio sui comuni terreni quasi sempre non risulta applicabile per le prove sui terreni organici; in secondo luogo le proprietà di questi ultimi assumono spesso valori ed andamenti fuori del normale, per cui anche la tecnica progettistica ed i procedimenti costruttivi debbono orientarsi verso soluzioni del tutto particolari.

Tecnica e risultati delle prove di laboratorio

1.2.4 Determinazione della sostanza organica per i materiali da dragare

Per la determinazione delle sostanze organiche nei terreni da sottoporre a dragaggio non pochi sono i metodi adottati dai chimici e dai pedologi, ma esiste anche un metodo più particolarmente geotecnico che è quello dei limiti di consistenza. Questo metodo si basa sulla constatazione che l'essiccamento provoca un cambiamento irreversibile delle proprietà colloidali della sostanza organica contenuta nei terreni e pertanto una diminuzione della plasticità degli stessi, diminuzione tanto più marcata quanto maggiore è la percentuale di sostanza organica.

In realtà anche i terreni da dragare e classificati come inorganici accusano variazioni nei limiti di consistenza passando dal terreno allo stato naturale al materiale essiccato, ad esempio in stufa. L'entità di tali variazioni è però in tal caso piuttosto ridotta ed inoltre l'essiccamento può indifferentemente far crescere o diminuire i valori dei limiti di consistenza, a seconda della natura del terreno.

Nel caso invece di terreni organici l'essiccamento provoca sempre una pronunciata diminuzione nei valori dei limiti. Secondo Terzaghi e Peck la presenza di sostanza organica, in quantitativi apprezzabili, risulterebbe individuata da una diminuzione di almeno il 30% nel valore del limite di fluidità passando dal terreno allo stato naturale al materiale essiccato in stufa. Appare così chiaro che la determinazione dei limiti di consistenza su materiale portato a vari gradi di essiccamento, ed in particolare dopo essiccamento all'aria ed in stufa a $105 \div 110^{\circ}\text{C}$, può permettere di segnalare la presenza o meno di sostanza organica in un terreno, fornendone contemporaneamente un'indicazione del quantitativo, in base all'entità delle variazioni riscontrate.

Nelle tabelle I e II sono riportate le variazioni dei limiti di consistenza riscontrate rispettivamente per alcuni terreni organici e per alcune argille inorganiche. Dal confronto fra le due tabelle risulta confermato quanto si è detto innanzi. Per i terreni della tabella I, infatti, le variazioni nei valori dei limiti sono notevoli e sempre nel senso di una diminuzione passando da terreno allo stato naturale a terreno essiccato in stufa; nel caso della tabella II invece le variazioni sono di modesta entità e talvolta in più, tal altra in meno.

1.2.5 Analisi granulometrica dei sedimenti organici

Osservando un terreno ricco di sostanza organica sorge spontanea la domanda se in questo caso si possa parlare di composizione granulometrica. Già per i terreni inorganici la definizione del diametro dei granelli è solo convenzionale essendo stabilita con riferimento alla tecnica sperimentale adottata nelle misure. Queste, come è noto, si eseguono per stacciatura per determinare le dimensioni dei granelli più grossi (di solito $> 0,07$ mm circa) e per levigazione o sedimentazione per i granelli più piccoli. Nell'analisi per stacciatura si assume come diametro di un granello la luce netta della minima maglia attraverso la quale il granello riesce a passare. Orbene, poiché, come è evidente, tale passaggio viene regolato da una delle tre dimensioni del granello, e precisamente da quella media, la definizione di diametro sopra riportata è tanto più convenzionale quanto più differiscono fra loro le tre dimensioni del granello in esame. Questo caso si verifica in maniera accentuata per i materiali organici, i quali o si presentano di forma filiforme, se provengono da residui di tronchi o di radici, ovvero, nel caso di residui di foglie, hanno una dimensione praticamente trascurabile rispetto alle altre due. Passando all'analisi per sedimentazione, la definizione di granello, che già per alcuni terreni inorganici, ad esempio le argille, non si presenta così netta come a prima vista potrebbe apparire, risulta ancora meno precisa quando si tratti di terreni organici in conseguenza della proprietà che la sostanza organica, se finemente suddivisa, ha di essere adsorbita dai costituenti inorganici del terreno.

I due tipi di materiale, organico ed inorganico, si legano cioè strettamente fra di loro influenzandosi a vicenda nel corso del processo di sedimentazione. A quanto sopra fa riscontro, come è naturale, il fatto che l'analisi per sedimentazione di un fango di dragaggio ben difficilmente può essere condotta a termine senza che si verifichino vistosi fenomeni di flocculazione, per cui si debba rinunciare alla prosecuzione dell'analisi stessa. Pertanto, prima di sottoporre un sedimento portuale alla sedimentazione, si provvede ad allontanare la sostanza organica in esso contenuta mediante opportuni reagenti e si esegue quindi l'analisi granulometrica della sola frazione inorganica. Come è evidente, un'analisi eseguita in tal modo può fornire un'idea della composizione granulometrica di un terreno solo se la percentuale di sostanza organica presente in esso è piuttosto modesta, di tal che la composizione della sola parte inorganica, che è quella che ci viene fornita dall'analisi, possa con buona approssimazione essere assunta a rappresentare il terreno nel suo insieme.

Se invece la frazione organica, così come accade per i terreni presenti sul fondo di un bacino portuale, è preponderante, si comprende come l'analisi granulometrica perda completamente di significato.

1.2.6 Limiti di consistenza

La presenza di sostanza organica sotto forma di humus aumenta notevolmente la plasticità dei terreni; in particolare il limite di fluidità raggiunge valori molto elevati, superando spesso il valore 100%.

La determinazione dei limiti di consistenza non risulta in generale complicata dalla presenza di sostanza organica. Come è noto infatti, tali determinazioni vengono eseguite allontanando dal terreno le frazioni più grosse mediante stacciatura su un vaglio con maglie da 0,42 mm dilato. I resti vegetali non decomposti, che potrebbero disturbare l'esecuzione della prova, vengono allora trattenuti sullo staccio, e solo raramente qualche piccolo filamento riesce a passare fra le maglie dello staccio medesimo. Si è visto però che i valori dei limiti di consistenza per terreni contenenti sostanza organica variano notevolmente in conseguenza del maggiore o minore essiccamento a cui è stato precedentemente sottoposto il materiale. Questa particolarità, mentre da un lato risulta molto utile come mezzo per riconoscere la presenza di sostanza organica nel terreno, dall'altro è un elemento sfavorevole quando si vogliono paragonare i risultati di determinazioni eseguite da differenti laboratori. Sorge inoltre la questione se a caratterizzare il dato terreno si debbano assumere i valori dei limiti di consistenza effettuati su materiale con il contenuto di acqua naturale, ovvero quelli rilevati per materiale essiccato all'aria od infine i limiti del terreno essiccato in stufa. Dovendo stabilire una norma, sembrerebbe più logico riferirsi al materiale con l'umidità naturale, ma ciò non sempre è possibile poiché talvolta i terreni si presentano con un contenuto di acqua così elevato per cui è indispensabile un loro essiccamento preventivo per poter eseguire la determinazione dei limiti.

1.2.7 Peso specifico; peso dell'unità di volume; porosità; contenuto di acqua; indice di consistenza.

Il valore del peso specifico dei terreni presenti sul fondale di un bacino portuale, pur non presentando un grande interesse ai fini della loro classificazione, interviene in molti calcoli relativi alle altre prove geotecniche. In particolare la sua conoscenza è indispensabile per risalire dal peso dell'unità di volume alla porosità di un terreno da dragare, nonché, nelle analisi granulometriche per sedimentazione, per passare, tramite la legge di Stokes, dalla velocità di caduta dei granelli al loro diametro. Nei terreni inorganici la maggioranza dei granelli è costituita di norma da materiali il cui peso specifico risulta molto prossimo a quello del quarzo ($2,65 \text{ gr/cm}^3$). In pratica perciò non si determina il peso specifico di ogni singola particella di terreno ma un peso specifico medio della roccia sciolta nel suo complesso, considerandolo come caratteristico dei singoli granelli. Quando però ai granelli di natura inorganica, con peso specifico intorno a $2,65 \text{ gr/cm}^3$, risultano mescolate

particelle organiche, con peso specifico intorno ad 1 gr/cm^3 , il criterio sopra illustrato non sempre è accettabile. Infatti, mentre nel calcolo della porosità, come è ovvio, l'introduzione di un peso specifico medio, determinato su un campione della roccia sciolta nel suo complesso, non altera i risultati, non così avviene nelle analisi granulometriche per sedimentazione in cui, a parità di diametro, i granelli sedimentano con velocità differenti a seconda del proprio peso specifico. Il peso specifico medio dei terreni organici può variare entro limiti amplissimi in conseguenza della maggiore o minore percentuale di sostanza organica e del suo grado di decomposizione. Si possono pertanto rinvenire terreni, il cui peso specifico si approssima a quello del legno (inferiore ad 1 ton/m^3), e terreni, il cui peso specifico sale ad oltre $2,60 \div 2,70 \text{ ton/m}^3$.

La determinazione del peso specifico dei terreni con materie organiche risulta in generale piuttosto difficoltosa. La prova viene infatti di norma eseguita misurando il volume di un dato peso di terreno per spostamento in acqua. Orbene se il terreno contiene sostanza organica sotto forma di elementi vegetali non decomposti questi galleggiano ed impediscono una misura accurata, se invece la sostanza organica si presenta sotto forma di humus si possono facilmente verificare dei fenomeni di gelificazione o di flocculazione che ugualmente falsano la misura del peso specifico. E' necessario allora ricorrere a speciali volumetri, come ad esempio il volumetro ad aria.

Notevoli variazioni si riscontrano anche per il peso dell'unità di volume dei terreni organici. Ad esempio un metro cubo di torba secca pesa in media $200 \div 300 \text{ kg}$, ma se fortemente compressa può raggiungere i $600 \div 800 \text{ kg}$. Le variazioni risultano ancora più marcate considerando il peso dell'unità di volume del materiale non essiccato poiché, come vedremo poco più innanzi, l'acqua contenuta nei terreni organici è in generale molto abbondante. La determinazione del peso dell'unità di volume può presentare delle difficoltà nel caso che nel terreno siano presenti residui vegetali non decomposti ovvero quando si tratti di terreni molto porosi come appunto possono essere i sedimenti portuali. Nel primo caso infatti è ben difficile ottenere dei provini con facce perfettamente regolari.

Occorre allora ricorrere a dimensioni dei provini stessi molto maggiori di quelle normalmente adottate per i terreni inorganici, di modo che le irregolarità delle superfici risultino percentualmente trascurabili rispetto al volume totale del provino. L'elevata porosità dei terreni presenti in ambiente marino portuale può invece condurre, nel prelievo del provino, ad una compressione del materiale con conseguente variazione del suo peso dell'unità di volume. Da quanto detto innanzi circa i valori del peso specifico e del peso dell'unità di volume discende immediatamente che anche la porosità n e l'indice di porosità e debbono variare entro ampi limiti ed assumere in genere valori molto elevati. Nella letteratura sono citati casi in cui sono stati riscontrati indici di porosità di 25 ed oltre, o, ciò che è lo stesso, porosità superiori al 95%.

I materiali presenti sul fondale di un bacino portuale risultano inoltre fortemente igroscopici. Questa caratteristica ed il fatto che l'ambiente più favorevole per la loro formazione è quello acquatico, fanno sì che il loro contenuto naturale di acqua sia sempre molto elevato. Come si è accennato prima, non è difficile rinvenire terreni organici con contenuti di acqua superiori al 1000%.

L'indice di consistenza I_c che pone in relazione il contenuto di acqua che un terreno presenta in sito con i valori dei limiti di consistenza, è sempre negativo. In figura 1 vengono riportate le variazioni della plasticità per i materiali dragati.

1.2.8 Compressibilità e rigonfiamento.

I terreni oggetto di studio sono noti come materiali estremamente compressibili. Il modulo di compressione edometrica in corrispondenza della pressione in sito può infatti scendere a valori eccezionalmente bassi (dell'ordine di grandezza di qualche kg/cm^2) e conseguentemente i cedimenti assumere valori straordinariamente elevati. Alcuni dati di letteratura mostrano come incrementando progressivamente il carico sui provini fino a circa 12 kg/cm^2 , il loro spessore iniziale di cm^2 si riduceva al termine della prova a meno della quarta parte. Molto lenta è in genere la velocità di consolidazione anche in quei casi in cui la permeabilità è piuttosto elevata.

Secondo quanto risulta dalla letteratura le curve cedimento - tempo relative all'effetto primario mostrerebbero una scarsa affinità con la curva teorica della consolidazione tradizionale, sicché non sempre sarebbe possibile elaborare i dati delle prove sulla base di tale teoria. Le differenze fra la curva teorica e quelle sperimentali di laboratorio vengono ascritte a svariati fattori fra i quali le forti variazioni del coefficiente di permeabilità e del modulo di compressione edometrica conseguenti all'applicazione dei carichi, nonché il manifestarsi di fenomeni tixotropici.

Enormemente accentuato è l'effetto secondario, in conseguenza della notevole attività superficiale e delle spiccate proprietà di adsorbimento dei terreni provenienti dai dragaggi portuali.

Ne risulta così che per eseguire una prova di compressione edometrica sono necessari a volte parecchi mesi, per cui nella pratica di laboratorio si è spesso costretti ad arrestare la prova prima che la consolidazione abbia avuto termine. Ciò che abbiamo detto innanzi vale per quanto riguarda la compressibilità dovuta al fenomeno della consolidazione, e cioè ad un avvicinamento progressivo delle particelle costituenti il terreno sotto l'azione dei carichi esterni e, per volumi di notevole entità, anche del peso proprio. Occorre però ricordare che spesso nei terreni organici si verificano anche notevoli variazioni di volume in conseguenza della più o meno rapida decomposizione della sostanza organica in essi contenuta; questa parte del fenomeno sfugge evidentemente a qualsiasi calcolo. Per quanto riguarda il rigonfiamento, i sedimenti portuali praticamente non rigonfiano quando viene ridotta la pressione ad essi applicata, mentre aumentano di volume solo moderatamente quando vengono posti a contatto con acqua. Essi appaiono invece fortemente organofili, nel senso che rigonfiano notevolmente in presenza di liquidi organici.

I sedimenti marini coprono pertanto una vasta gamma di compressibilità con valori dell'indice dei vuoti da oltre 20 a meno di 1, con grandi variazioni del comportamento del materiale già a bassi valori delle tensioni efficaci e indice dei vuoti molto più elevati di quelli comunemente riscontrati in ingegneria geotecnica. Questo grande spettro di variabilità produce di fatto comportamenti molto differenti tra materiali con elevato contenuto d'acqua iniziale che presentano, a parità di tensioni efficaci, una elevatissima compressibilità rispetto a sedimenti con minori contenuti d'acqua ed indice dei vuoti cui corrisponde una traslazione verso l'alto delle curve di compressibilità

edometrica. Allo stato attuale esistono alcuni modelli matematici in grado di elaborare i dati inerenti la compressibilità dei materiali dragati. Questi modelli impiegano diversi schemi di interpolazione per valutare in maniera appropriata la compressibilità. Monte e Krizek (1976) hanno utilizzato una relazione del tipo $NM\varepsilon\sigma =$, dove σ è la tensione verticale efficace, ε è la deformazione verticale e N ed M sono coefficienti empirici. Secondo Carrier, Bromwell, e Somogyi (1983), la compressibilità di molti sedimenti marini dragati può essere approssimata dalla relazione $e=A\sigma^B =$, dove e è l'indice dei vuoti ed A e B (che sono negativi) sono coefficienti empirici che dipendono dal particolare materiale e variano in un ampio intervallo. Occorre evidenziare tuttavia come per alti livelli tensionali, questa equazione predice valori anormalmente bassi per l'indice dei vuoti ed è quindi poco appropriata nel caso di elevate tensioni. In tal caso, il parametro più adeguato a descrivere le variazioni di compressibilità è l'indice di compressione dato dalla seguente espressione

$$a_v = -\frac{de}{d\bar{\sigma}} = -AB\bar{\sigma}^{B-1} \quad (1.1)$$

dove a_v è sempre positivo (poiché B è sempre negativo) e varia notevolmente (circa tre ordini di grandezza o più) in funzione della tensione efficace e del tipo di materiale. Il dispositivo di laboratorio più utile per misurare la compressibilità dei sedimenti marini dragati con un elevato indice dei vuoti è il consolidometro per liquami (Sheeran e Krizek, 1971). Sebbene possedere informazioni circa la compressibilità di un materiale è sufficiente per prevederne il volume finale, la variazione nel tempo del volume dei materiali dragati richiede informazioni dettagliate sul rapporto tra la permeabilità e indice dei vuoti. In figura 2 è riportato il confronto delle caratteristiche di compressibilità di alcuni materiali dragati.

1.2.9 Resistenza al taglio.

Molto ardua risulta la misura della resistenza al taglio nei sedimenti portuali specialmente quando questi non hanno subito nessuna preconsolidazione. Nelle prove di rottura per compressione a dilatazione trasversale libera ben difficilmente si raggiunge una condizione di rottura individuabile da un netto decrescere della curva sforzi-deformazioni. Ciò accade perché sotto ogni incremento di carico si verificano riduzione di lunghezza e, contemporaneamente, riduzione di volume del provino; la diminuzione di porosità, che ne consegue, è in genere rilevante e porta ad un miglioramento delle caratteristiche del materiale e cioè ad un aumento della sua resistenza sotto il carico successivo. Il provino pertanto non perviene mai ad una condizione di rottura quale di solito si verifica e cioè ad una condizione per cui le deformazioni crescono indefinitamente pur rimanendo costante, o addirittura diminuendo, il valore del carico applicato. Convenzionalmente si considera allora rotto il provino quando la sua deformazione assiale ha raggiunto il 20% dell'altezza iniziale e si assume come carico di rottura il carico corrispondente a tale deformazione.

Un'ulteriore difficoltà che si incontra nelle prove di rottura per compressione a dilatazione trasversale libera deriva dalla notevole espulsione di acqua che si verifica durante la prova. Ciò fa sì che al termine della prova stessa le caratteristiche del campione risultino talvolta ben differenti da quelle del materiale di partenza. Circa i valori del carico assiale che provoca la rottura del provino in condizioni di dilatazione trasversale libera si può dire che i terreni torbosi non superano in genere i $0,7 \text{ kg/cm}^2$; in media essi si rompono sotto $0,10 \div 0,20 \text{ kg/cm}^2$ ma non mancano casi in cui sono stati riscontrati carichi di rottura inferiori a $0,50 \text{ kg/cm}^2$.

Le difficoltà illustrate per le prove di rottura per compressione a dilatazione trasversale libera si ripresentano per le prove triassali. In questo caso anzi vi si aggiungono le conseguenze della notevole variazione di volume che si verifica nella fase di consolidazione. Infatti il provino non si deforma mai in maniera uniforme sicché, alla fine della consolidazione, provini inizialmente cilindrici si ritrovano più o meno distorti, con sezione trasversale variabile e con facce non più parallele. Per ovviare a questo inconveniente è stato fatto qualche tentativo di consolidare in apparecchi a parte provini di dimensioni molto maggiori di quelle richieste per la prova triassale. Da questi blocchi già consolidati si ricavano poi i provini da portare a rottura. Il procedimento, a parte le difficoltà esecutive, può però portare a risultati della prova triassiale errati a causa delle variazioni di pressione neutra che si verificano nel tempo, sia pure molto breve, che si impiega fra l'estrazione dei blocchi dalla camera di consolidazione, il taglio dei provini ed il loro montaggio nella camera di rottura.

Tali variazioni di pressione neutra sembrerebbero infatti influire sul comportamento del materiale in fase di rottura. Le prove di compressione triassiale nei materiali torbosi spesso presenti in ambito portuale vengono in realtà eseguite solo di rado poiché, presentando questi terreni angoli di attrito

molto bassi, la loro resistenza al taglio è affidata alla coesione, per la cui misura si può ricorrere, con buona approssimazione, alle prove di rottura per compressione a dilatazione trasversale libera, senz'altro più semplici delle prove triassiali.

Sebbene la resistenza al taglio di questi materiali è generalmente bassa subito dopo la deposizione, aumenta in maniera piuttosto costante nel tempo. Come illustrato in figura 3, il logaritmo della resistenza a taglio varia esponenzialmente con il contenuto di acqua naturale e linearmente con la densità secca, invece diminuisce linearmente con l'indice di liquidità. L'influenza dell'invecchiamento sulle proprietà ingegneristiche dei materiali dragati, in particolare la resistenza al taglio, riveste notevole interesse per gli ingegneri geotecnici ed è certamente uno dei fattori principali che governano l'utilità a lungo termine di una zona di smaltimento deputata all'accoglimento di materiale dragato.

1.2.10 Permeabilità.

Il coefficiente di permeabilità dei terreni posti sul fondale di un bacino portuale può assumere valori che vanno da quello caratteristico di una ghiaia grossa (alcuni cm/sec) al valore della permeabilità delle argille ($10^{-8} \div 10^{-10}$ cm/sec) abbracciando cioè tutto il campo delle permeabilità delle rocce sciolte. Se infatti la materia organica presente nei terreni oggetto di studio si presenta poco decomposta, e cioè sotto forma di foglie, radici, e così via; si hanno terreni di elevatissima permeabilità; se invece è preponderante la sostanza organica sotto forma di humus, la permeabilità del terreno può scendere a valori molto bassi.

Per un dato terreno il coefficiente di permeabilità risulta poi fortemente variabile al variare dell'indice di porosità del terreno stesso. Nella figura 4 è riportata la variazione del coefficiente di permeabilità k riscontrata su due campioni di terreno portuale torboso accoppiando la prova di permeabilità alla prova di compressione edometrica alcuni provini di terreno torboso rilevando il coefficiente di permeabilità sia nella fase di carico sia in quella di scarico, ed ha riscontrato che la permeabilità continua a decrescere anche nella fase di scarico quando cioè la porosità del provino va, sia pure di poco, aumentando.

La permeabilità pertanto, per i sedimenti marini dragati, riveste una notevole importanza in quanto direttamente legata all'indice dei vuoti ed alla compressibilità. Terzaghi negli anni 1915-1925 ha dimostrato l'applicabilità della legge di Darcy a tutti i terreni. Come ben noto il coefficiente di permeabilità k dipende dal mezzo poroso e dal fluido si differenzia dalla permeabilità intrinseca o coefficiente di permeabilità k_p che è una caratteristica solo del mezzo poroso ed è invece indipendente dalle proprietà del fluido. La permeabilità intrinseca è legata al coefficiente di permeabilità k con la seguente relazione:

$$k = k_p \rho \frac{g}{\mu} \quad (1.2)$$

nella quale ρ e μ sono la densità e la viscosità del fluido.

Per i materiali non immersi in acqua, la densità e la viscosità dell'acqua nel terreno dipendono principalmente dalla temperatura e poiché le variazioni di temperatura nel terreno sono abbastanza piccole si può trascurare il loro effetto. Per i sedimenti marini, in fase di scavo, i cambiamenti di temperatura possono ritenersi sempre trascurabili, tuttavia si può assistere a discrete variazioni di densità del materiale. In tal modo, sul coefficiente di permeabilità influiscono numerosi fattori. La permeabilità varia con la dimensione dei grani ed è molto sensibile alla quantità, al tipo e alle distribuzioni delle frazioni fini; varia poi per uno stesso materiale in funzione della densità cioè al diminuire della densità aumenta la permeabilità. La permeabilità è influenzata dalla disposizione dei grani nel senso che le particelle possono essere più o meno stratificate e avere un'orientazione

prevalente; le frazioni fini possono essere disperse nel terreno o essere concentrate in modo non uniforme. I depositi di sedimenti marini sono sempre più o meno stratificati e disuniformi nella struttura; le terre che si sono depositate in presenza di acqua abbastanza spesso sono formate da una serie di strati orizzontali che variano per granulometria e permeabilità, cosicché generalmente questi depositi sono più permeabili in orizzontale che in verticale. Attese le modalità di deposizione dei sedimenti marini, possono essere presenti depositi ghiaiosi-sabbiosi che delimitano banchi con intrusioni di ghiaia che modificano radicalmente la permeabilità rappresentativa del deposito. Si possono pertanto avere variazioni di permeabilità in dipendenza delle modalità di formazione dei depositi. Tali condizioni vengono poi ulteriormente modificate durante le operazioni di scavo del dragaggio generando una serie di discontinuità distribuite all'interno del volume di terreno oggetto di scavo. Tali discontinuità influenzano grandemente la permeabilità.

Dei pochi modelli matematici presenti per la descrizione del processo idraulico dei sedimenti marini, fatta eccezione per alcuni che utilizzano o dati sperimentali o il coefficiente di consolidamento, tutte gli altri richiedono la definizione di una ben definita legge di correlazione tra permeabilità e indice dei vuoti. Di tutti gli aspetti da esaminare per lo studio del comportamento geotecnico dei materiali dragati, la relazione tra permeabilità ed indice dei vuoti è senza dubbio la più importante e la più difficile da quantificare. In figura 5 sono riportati alcuni valori della permeabilità per una vasta gamma di sedimenti marini dragati. È da notare come la grande variabilità della grandezza esaminata che presenta una range con un'estensione di ben otto ordini di grandezza.

Esistono alcune relazioni empiriche ci consentono di individuare la permeabilità per lo specifico caso dei materiali dragati, di particolare interesse sono quelle si seguito proposte:

$$k = (1 + e)(S + Te) \quad (1.3) \quad \text{Monte and Krizek}$$

$$k = Ce^D \quad (1.4) \quad \text{Somogyi}$$

$$K = \frac{Ee^F}{(1 + e)} \quad (1.5) \quad \text{Carrier, et al.}$$

dove “e” è l'indice dei vuoti e S, T, C, D, ed F sono costanti empiriche. Metodi alternativi per la determinazione della permeabilità dei sedimenti marini dragati sono stati proposti da Znidarcic (1982) e da Huerta, Kriegsmann, e Krizek (1988) basando le formulazioni proposte su considerazioni di analisi a ritroso eseguite su prove di consolidamento di materiali dragati.

1.2.11 Parametri reologici dei materiali dragati

I materiali dragati, assimilati a delle vere e proprie sospensioni sono spesso modellati come fluidi newtoniano o di Bingham, i comportamenti meccanici sono raffigurati nelle curve A e B della figura 6. La viscosità è definita come la pendenza (coefficiente di proporzionalità) della tangente o secante alla curva di sollecitazione di taglio rispetto velocità di deformazione. Nel caso di un fluido newtoniano, il comportamento è idealizzato da una retta passante per l'origine, e la cosiddetta viscosità dinamica, η_d , è costante per tutti i livelli di deformazione. Il comportamento di un fluido di Bingham è rappresentato da una linea retta inclinata rispetto al valore dello snervamento, τ_y ; questo implica che nessun flusso può avvenire finché il valore del taglio non attinge un certo valore di snervamento, dopo di che il flusso avviene ad una viscosità costante, denominata viscosità plastica, η_p . Il comportamento dei materiali dragati assimilati a delle sospensioni può essere meglio approssimato da un comportamento tipo pseudo-Bingham per cui la risposta costitutiva di solito segue un percorso curvo rappresentato dalla curva C nella figura 6.

La viscosità (pendenza della tangente alla curva) varia con velocità di deformazione, e la tensione di snervamento non è ben definita. Tuttavia, per fornire una base di confronto, la viscosità apparente η_a , ad un definito livello de formativo, è data come la pendenza della secante tra l'origine e il punto sulla curva corrispondente al predetto livello di deformazione, mentre la viscosità plastica è presa come la pendenza della parte più o meno lineare della curva per alte velocità di deformazione e la sollecitazione di snervamento viene presa come punto in cui la proiezione di tale porzione lineare della curva interseca l'asse dello shear stress. Per tali motivi, le principali ipotesi della teoria convenzionale di consolidamento (vale a dire, piccole deformazioni, proprietà dei materiali costanti e trascurabilità del peso proprio) possono ritenersi troppo restrittive per analizzare le grandi variazioni di volume dei materiali dragati. Una formulazione definita come “*finite strain models*” è stata posta come base del lavoro pionieristico di Robert Gibson, in Inghilterra; il risultato è una schematizzazione del fenomeno descritta da un'equazione differenziale alle derivate parziali del secondo ordine non lineare. Il lavoro di Gibson ha consentito di tener conto del peso proprio del materiale coinvolto e della non linearità direttamente nei termini presenti nell'equazione gestibile mediante l'adozione di un adeguato sistema di riferimento. Questa formulazione presenta notevoli vantaggi matematici perché trasforma un problema al contorno con un confine mobile la cui posizione è sconosciuta in uno con un confine fisso con posizione nota.

1.3 CONCLUSIONI

Nel presente capitolo sono stati esaminati gli aspetti peculiari dei materiali che possono essere oggetto di operazioni di dragaggio, nella fattispecie i sedimenti presenti sui fondali di bacini portuali marittimi e fluviali.

Per la particolare genesi e le contingenti condizioni d'uso degli specchi acquei in oggetto i materiali oggetto di studio sono caratterizzati da una elevata componente organica. Tale caratteristica rende i terreni portuali estremamente diversi in termini di comportamento dai medesimi materiali ubicati in altri ambienti. Dopo una disamina sulla natura, genesi e metodologie di individuazione della quantità di sostanze organiche presenti si è illustrato come elevate compressibilità connesse ad grandi indici dei vuoti, ridottissime resistenze a taglio e grandissime variazioni di permeabilità siano le caratteristiche salienti dei terreni presenti in uno specchio d'acqua di un porto. Ulteriori difficoltà rappresentate sono quelle inerenti le modalità di prelievo di campioni e di esecuzione di prove geotecniche standardizzate.

Nel capitolo due verranno fornite tutte le informazioni necessarie per una caratterizzazione geotecnica dei materiali da dragare.

Tab. I variazioni dei limiti di consistenza per i terreni organici

Tipo di materiale	Allo stato naturale		Dopo un essiccamento in stufa		Dopo due essiccamenti in stufa	
	Limite di fluidità	Limite di plasticità	Limite di fluidità	Limite di plasticità	Limite di fluidità	Limite di plasticità
Argilla organica (New London, Conn.) . . .	0,84	0,50	0,51	0,42	—	—
Argilla sabbiosa organica (M.I.T. Cambridge, Mass.)	0,55	0,33	0,39	0,29	0,35	0,28
Argilla organica (Turchia)	0,71	0,29	0,52	0,27	—	—

Tab. II variazioni dei limiti di fluidità per i terreni inorganici

Tipo di materiale	Limiti di fluidità			
	Allo stato naturale	Dopo essiccamento all'aria	Dopo un essiccamento in stufa	Dopo due essiccamenti in stufa
Boston Blue Clay	41,1	43,6	42,1	—
Chicago Clay	53,0	49,6	46,0	—
Laurentian Clay	49,7	45,7	41,5	38,7

Figura 1 - Variazione della plasticità per i materiali dragati

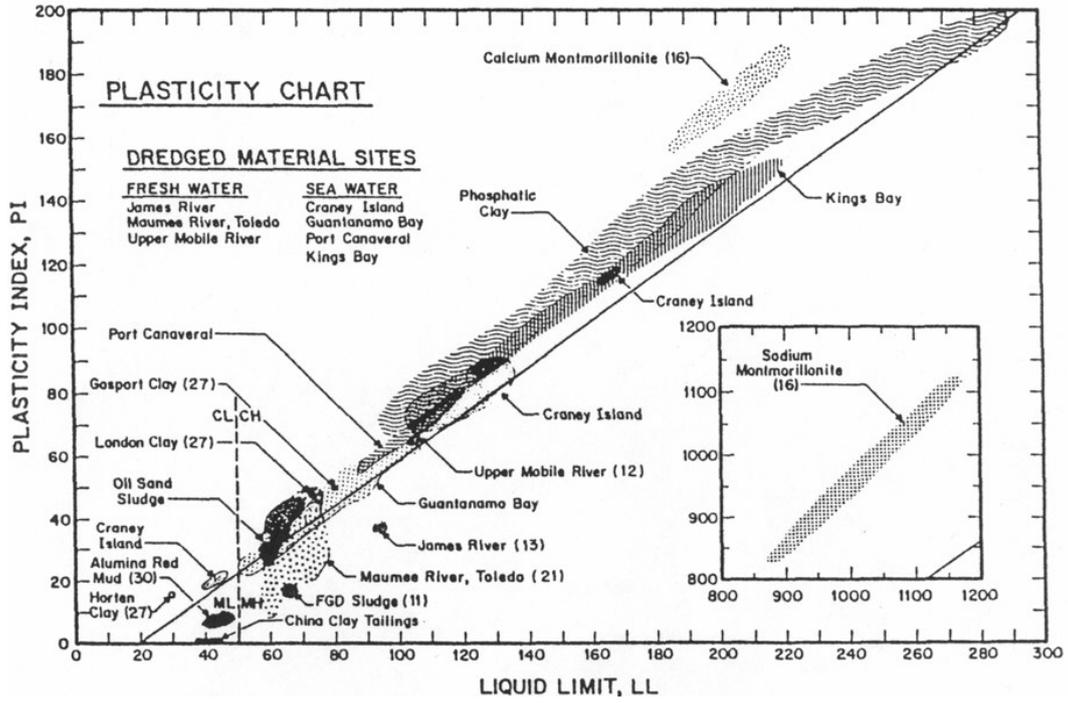


Figura 2 - Compressibilità per i materiali dragati

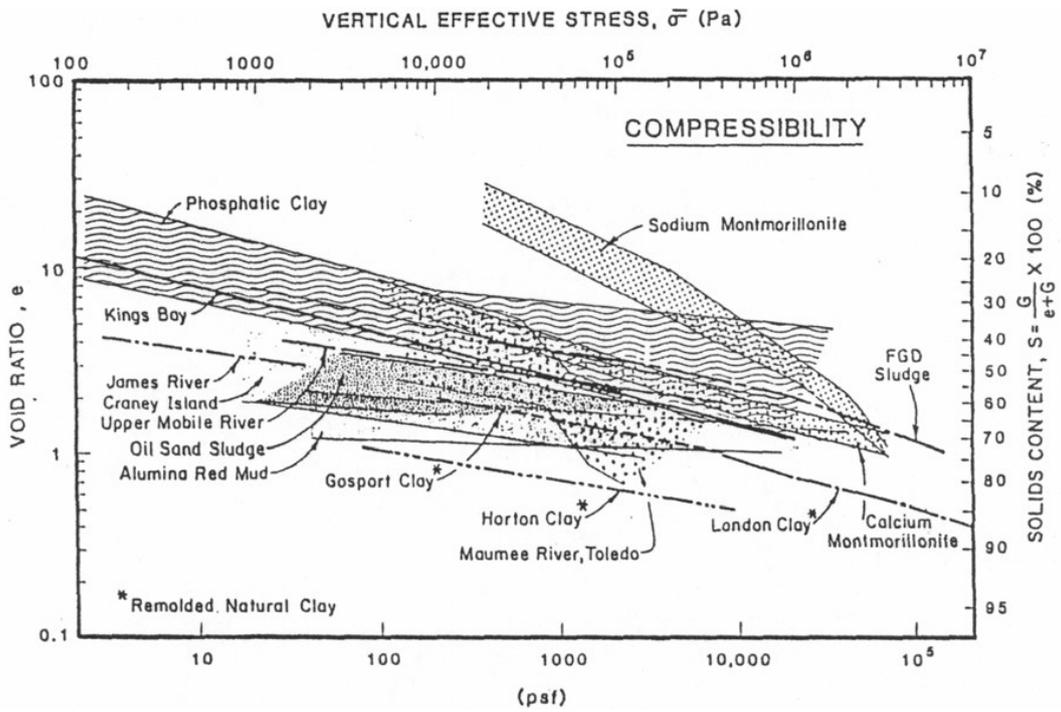


Figura 3 - Variazione della resistenza a taglio in funzione del contenuto d'acqua

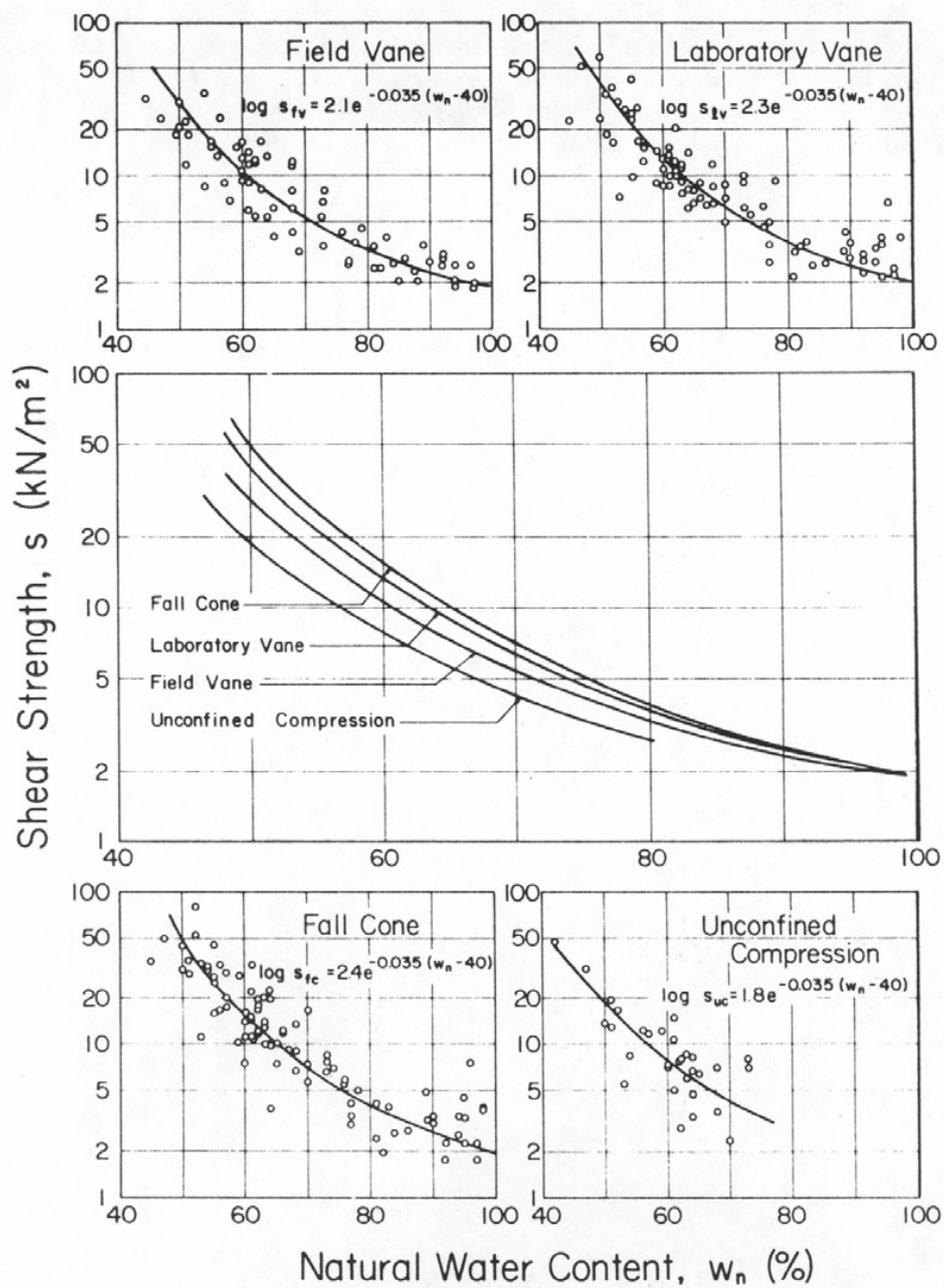


Figura 4 - Variazione della permeabilità per un terreno portuale torboso

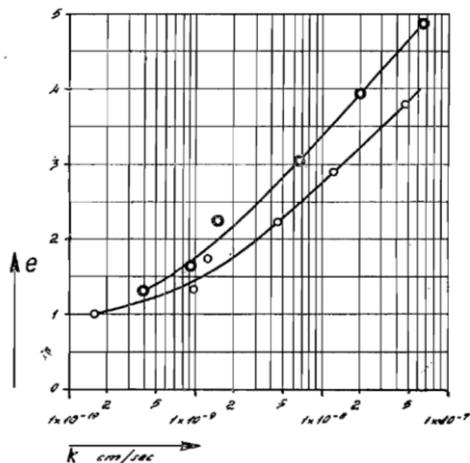


Figura 5 - Variazione di permeabilità per i materiali dragati

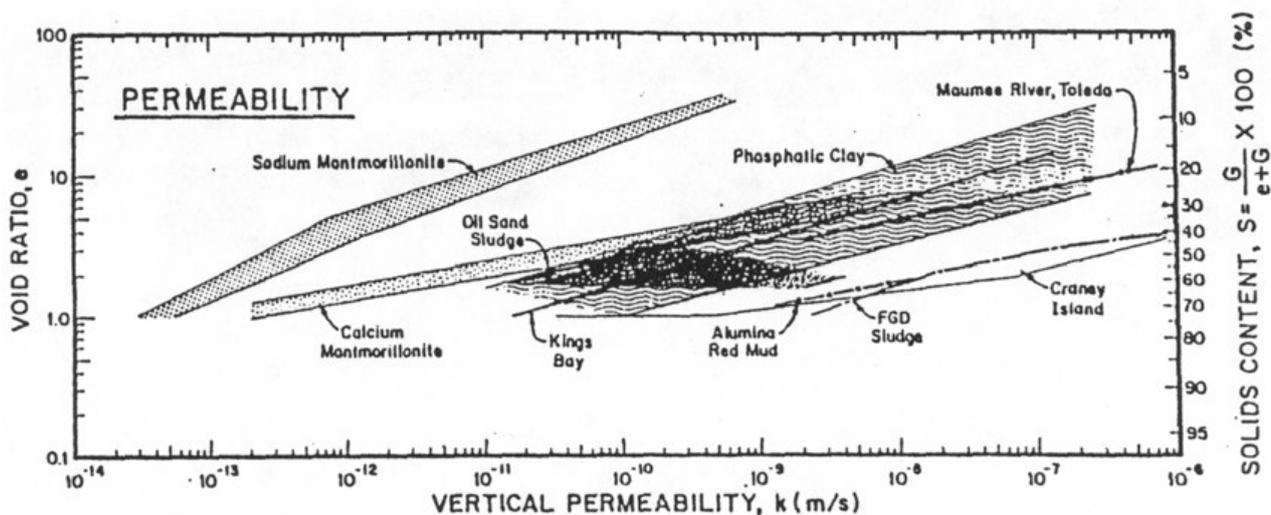
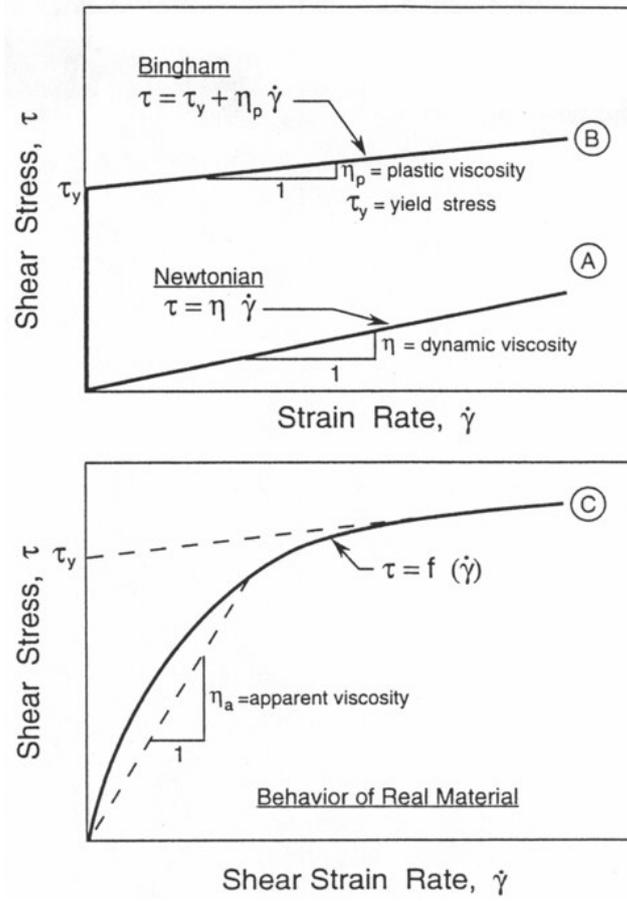


Figura 6 - Parametri reologici



2.1 GENERALITÀ

Le differenti situazioni ambientali favoriscono il deposito di sedimenti marini diversi per composizione, struttura e origine. I sedimenti marini sono costituiti da una miscela di materiale detritico più o meno grossolano, derivato da preesistenti sedimenti continentali, e di materiale proveniente dalla precipitazione chimica o biochimica dei sali contenuti nell'acqua del mare e residui dell'attività organica presente. Le acque superficiali ricevono inoltre apporti, puntuali e diffusi, rappresentati da reflui liquidi e rifiuti solidi di diversa natura, prodotti da attività di natura urbana ed industriale, dal dilavamento di suoli, da sversamenti accidentali e da infiltrazioni, che contengono elementi contaminanti anche pericolosi che, accumulati nei sedimenti, possono persistere nell'ambiente per lunghi periodi, in particolar modo nei corpi idrici a debole ricambio. I sedimenti marini all'interno di un bacino portuale possono presentare, puntualmente o diffusamente, superamenti degli standard di qualità per cause naturali (come ad esempio succede per i sedimenti che provengono dall'erosione di rocce ad elevato contenuto di elementi pericolosi) o generati direttamente o indirettamente da attività antropiche, sia quelle preesistenti alla struttura sia quelle attuali, che si svolgono fuori o dentro il contesto del suo esercizio funzionale.

La buona conoscenza delle caratteristiche dei materiali da dragare rappresenta l'elemento fondamentale per la corretta e verosimile elaborazione del fenomeno della consolidazione di tali terreni. È indispensabile premettere un'indagine geotecnica, con il prelievo di campioni di terreno che dia un'indicazione precisa della sua consistenza: possiamo infatti incontrare terreni di diversa tessitura e granulometria con maggiore o minore contenuto d'acqua, più o meno compatti. Pertanto per una definizione significativa dello studi di consolidazione si dovranno necessariamente analizzare le caratteristiche di granulometria, peso specifico, contenuto d'acqua, resistenza alla compressione, resistenza al taglio.

La AIPCN (*Associazione Internazionale Permanente dei Congressi di Navigazione*) fornisce i criteri generali per l'identificazione e la classificazione dei terreni da dragare e indicazioni circa le prove di laboratorio ed in situ per la determinazione delle caratteristiche dei terreni da dragare. Queste comprendono la determinazione della granulometria, forma dei granuli, densità in situ,

compattezza in situ, tenore in acqua, indice di plasticità, resistenza a taglio, tenore di materie organiche.

Per le modalità di prova può farsi riferimento alle *British Standards* o a norme equivalenti. Le prove di laboratorio vanno fatte su campioni freschi; l'ideale sarebbe effettuarle subito dopo il prelevamento. In ogni modo, è essenziale che le prove semplici del terreno (in altre parole l'uso dello scissometro e del penetrometro a mano) siano fatte direttamente sul terreno per essere poi confrontate con le prove di laboratorio. La compattezza in situ può essere determinata con una qualsiasi prova, compresa la S.P.T. (*Standard Penetration Test*).

Nei paragrafi che seguono si affronterà il tema della campagna di indagini finalizzata alla corretta definizione delle caratteristiche dei sedimenti provenienti dal dragaggio dei porti analizzando le principali indagini da eseguire in sito e/o in laboratorio, le procedure tecnico/scientifiche di definizione dei parametri geotecnici necessari e le tecniche per l'interpretazione dei dati che scaturiscono da dette indagini.

2.2 CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI

2.2.1 Premessa

La determinazione delle caratteristiche dei terreni passa attraverso l'esame di campioni prelevati in sito. Il campione deve rappresentare la matrice da cui proviene in modo tale da poter offrire, mediante l'analisi geotecnica, un quadro esaustivo dello stato qualitativo di quest'ultima. Tuttavia, la natura prevalentemente non uniforme dei terreni rende difficile estendere le caratteristiche geotecniche chimiche e fisiche di un singolo campione ad una porzione estesa della matrice di provenienza. Al contrario, ogni campione è rappresentativo esclusivamente di una porzione di terreno nell'intorno del punto di prelievo le cui dimensioni dipendono da molteplici fattori quali la dimensione dei granuli di terreno, la loro natura, le discontinuità stratigrafiche laterali e verticali, l'omogeneità e l'isotropia della matrice, la presenza di acqua (grado di saturazione), la natura e concentrazione di eventuali contaminanti, le discontinuità dovute a presenza di elementi estranei al terreno, sia naturali (resti vegetali, apparati radicali attivi) sia antropici (abbancamenti di materiali di riporto, interramenti di materiali di scarto o rifiuti, fondazioni, linee di servizio), ecc. Da quanto detto appare chiaro che l'efficacia di un campionamento dipende strettamente dalla quantità di campioni prelevati: maggiore il numero dei campioni, maggiore la sua rappresentatività. I campioni di terreno possono essere puntuali o compositi. I campioni puntuali provengono da singoli prelievi, ogni aliquota di terreno, cioè, rappresenta un campione. I campioni compositi sono costituiti da due o più aliquote di terreno provenienti da punti diversi che vengono miscelate a formare un unico campione.

Affinché un campione, specialmente se composito, non presenti esso stesso una distribuzione non uniforme delle sue caratteristiche è necessario omogeneizzarlo. L'omogeneizzazione si realizza tramite rimescolamento, avendo cura di evitare che il campione entri in contatto con materiali contaminati. L'omogeneizzazione si rende indispensabile quando da un determinato quantitativo di terreno si devono ricavare più campioni (duplicati di controllo, campioni per analisi in contraddittorio, campioni di riserva).

2.2.2 Geolitologia ed inquadramento generale

L'area oggetto di studio ricade nella Sicilia orientale, che è caratterizzata dalla presenza del vulcano Etna. Questo poggia al di sopra di due unità strutturali principali (*Lentini et Alii, 1987*): l'Avampaese costituito dal plateau Ibleo; la Catena Appenninico-Maghrebide, che è un sistema di falde a scaglie tettoniche sudvergenti. A questi si aggiunge un elemento strutturale (Avanfossa), determinatosi dal collasso del margine settentrionale dell'Avampaese. L'Avampaese Ibleo rappresenta il margine settentrionale della zolla africana ed è caratterizzato da una successione meso-cenozoica, prevalentemente carbonatica, ripetutamente intercalata da vulcaniti basiche; i depositi più recenti (Quaternari) sono riconducibili a due cicli sedimentari ed interessano esclusivamente le depressioni ed i bordi dell'altipiano Ibleo. Andando verso nord-ovest il plateau Ibleo è ribassato da vari sistemi di faglie, che creano così l'Avanfossa Gela-Catania; si distingue un'Avanfossa esterna (zona di transizione) da un'Avanfossa vera e propria. In questa depressione si accumulano, per quasi tutto il Pleistocene, depositi marini il cui sviluppo è condizionato dalla contemporanea migrazione del dominio di Catena e, specificatamente, dalla sua propaggine più meridionale (falda di Gela) dove ricade la Piana di Catania. Al di sotto della falda di Gela, il substrato è sempre di tipo Ibleo, ma si registra una riduzione degli spessori degli intervalli cretacei. Questo substrato, da un calcolo in prima approssimazione e da alcune considerazioni geologiche, si immerge verso nord-ovest di circa $7-10^\circ$ (*Cristofolini et Alii, 1979*) quindi, in corrispondenza del Cratere Centrale dell'Etna, la massa carbonatica si trova ad una profondità di circa 10 km al di sotto del l.s.m. (*Lentini et Alii, 1987*). La catena Appennino-Maghrebide è un complicato sistema di falde sud vergenti accavallatesi tra loro, derivanti da depositi appartenenti a diversi domini paleogeografici. Generalmente, le diverse unità stratigrafiche citate in letteratura, presentano alla base una facies meso-cenozoica di tipo carbonatica, riferibile ad un ambiente ora di scogliera ed ora di bacino evolvente, attraverso un'importante fase tettonica testimoniata dalla scaglia eocenica, a depositi flyshioidi che andavano o a riempire i bacini preesistenti o a suturare le varie falde. La catena così formata, presenta nelle aree più depresse sedimenti silico-clastici (Form. Terravecchia) e la serie Gessoso-Solfifera del Miocene superiore. Questa, a causa della tettonica infra-messiniana, presenta due distinti cicli sedimentari (*Decima & Wezel, 1971; Catalano, 1979*), che nella Sicilia orientale (zona di Avanfossa) non sono più riconoscibili e costituiscono buona parte della falda di Gela. La serie solfifera è chiusa dai Trubi del Pliocene inferiore. Nel Pliocene superiore inizia una fase regressiva che ha provocato il continuo spostamento della linea di costa da Nord a Sud, dando così luogo a depositi Plioquaternari, di cui la formazione delle Terreforti (quaternaria) nel catanese è testimone. L'attività vulcanica dell'area etnea inizia nel Pleistocene superiore (circa 500.000÷600.000 anni fa) con eruzioni sottomarine i cui prodotti oggi sono affioranti presso Acitrezza ed Acicastello (*Romano & Sturiale, 1981*); successivamente, a causa dell'accumulo dei

prodotti vulcanici e, soprattutto, del sollevamento tettonico (testimoniato dagli affioramenti del substrato sedimentario posti a quote di 300 e 700m s.l.m. nel versante orientale), l'attività vulcanica passa da sub-marina a sub-aerea. L'attività vulcanica mostra nel tempo un'evoluzione: si passa da un chimismo basico, che ha dato luogo ad un primitivo vulcano scudo (*Romano, 1982*), ad un chimismo acido dei magmi, con un'attività di tipo centrale, caratterizzata da numerosi centri eruttivi, che nel tempo sono collassati. Si è avuto anche un incremento dell'attività esplosiva che ha contribuito alla formazione di vulcani-strato. Negli ultimi 8.000 anni si è attivato il cosiddetto Mongibello recente caratterizzato dalla prevalenza delle manifestazioni effusive su quelle esplosive. La zona Etna rappresenta un'area di intersezione di diversi sistemi di fratture di importanza regionale. Tra i più importanti abbiamo: quello NE-SW, corrispondente alla linea di costa tra Messina e Taormina e quello NNW-SSE, che segue l'andamento della scarpata ibleo-maltese (area sismotettonica attiva). Altro sistema di notevole rilevanza è quello ad orientazione N-S; inoltre, in direzione E-W si ha l'allineamento di importanti assi di piegamento del basamento sedimentario (*Cristofolini et Alii, 1978; Lo Giudice, 1978,1979*).

Nell'area di studio, quindi, affiorano i depositi più recenti dell'Avanfossa coperti, nell'area più settentrionale, dalle colate laviche che si sono succedute nelle varie epoche. In particolare l'area della Piana, con la relativa costa, strutturalmente rappresenta ancora un bacino di avanfossa. Nel trattare più specificatamente questa porzione del territorio comunale, il richiamo delle passate considerazioni è d'obbligo, perché dalle informazioni geologiche di superficie, o dalla interpretazione puntiforme di qualche sondaggio, poco o nulla emergerebbe ai fini della comprensione geologico-strutturale di tutta l'area; altra considerazione, necessaria alla comprensione della geologia dell'area, è quella della sua posizione areale rispetto ai ricoprimenti lavici che in più epoche si sono succedute. Ne consegue che al di sotto di una coltre lavica si trovi un substrato sedimentario. Questo, interessato da un più generale sollevamento e da variazioni eustatiche legate ai processi di glaciazioni recenti, ha subito, prima di essere invaso totalmente dalle colate laviche, l'azione degli agenti esogeni per effetto di probabili interferenze dei corsi d'acqua con dei primitivi ed isolati espandimenti lavici. Da considerare l'importanza che hanno ricoperto e che ricoprono i protendimenti lavici prospicienti a mare nelle aree di transizione tra la costa lavica e quella sabbiosa. L'antropizzazione di tutta l'area urbana, obliterando i terreni superficiali, non permette di definire con precisione i rapporti delle formazioni geologiche presenti a meno di non considerare applicabile l'estensione di un modello più generalizzato dove esistono dei capisaldi certi, perché rilevabili, e delle soluzioni di continuità rappresentate dalle aree urbanizzate per le quali è possibile estendere la modellazione.

Dal rilevamento geologico di campagna si è potuta redigere una carta geologica dalla quale si può evincere che l'area studiata è interessata dalle seguenti unità litostratigrafiche dalle più antiche alle più recenti:

- Argille grigio-azzurre;
- Sabbie e conglomerati;
- Depositi costieri;
- Alluvioni recenti ed attuali;
- Materiali di riporto

Argille grigio-azzurre

Si tratta di argille talvolta sabbiose, grigio-azzurre a taglio fresco, che presentano in superficie i classici fenomeni da essiccamento (mudcracks). Difficilmente presentano tracce di stratificazione, salvo nei casi in cui si hanno intercalazioni sabbiose (“top” della formazione), da cui si evince una giacitura sub-orizzontale degradante dolcemente verso S-E, senza escludere ondulazioni locali tipiche delle argille. La parte alta della formazione è costituita da un’alternanza sabbioso-argillosa o da sabbie argillose, che rappresenta il passaggio in continuità e spesso in eteropia con le soprastanti sabbie. Affiorano talvolta come alternanza sabbioso-argillosa e talvolta come sabbia argillosa per uno spessore massimo di circa 15m. Gli abbondanti dati bibliografici relativi alle microfaune e malacofaune studiate, permettono di attribuire questa formazione al Pleistocene inferiore-medio.

Sabbie e conglomerati

Le sabbie a volte contengono piccole lenti ciottolose e/o centimetrici livelli argillosi. Sono caratterizzate da una giacitura sub-orizzontale con andamento generale degradante verso SE e presentano, quasi ovunque, fenomeni di stratificazioni incrociata e slumping. A volte includono “palle di argilla” e livelli di tufiti. Nell’area rilevata possono raggiungere spessori di poco superiori ai 30m. Verso l’alto le sabbie passano, gradualmente in continuità e spesso in eteropia, ad un’alternanza di livelli ciottolosi con livelli sabbiosi. Questa è presente solo nel lato nord-ovest dell’area rilevata. Lo spessore di questo affioramento è di poco superiore ai 10m ed al suo interno si possono ritrovare intercalate lenti di tufiti. La bibliografia cronostatigrafica attribuisce questa formazione al Pleistocene medio.

Depositi costieri

Sono rappresentati dall’attuale conformazione costiera del sito costituita dalla spiaggia posta sud di Augusta fino al confine nord dell’abitato di Siracusa – contrada Targia; questa, per una lunghezza di

circa 20km, si estende dalla costa jonica verso l'interno per meno di due chilometri. Si tratta di sabbie medio-fini piuttosto uniformi a prevalenti clasti quarzosi. Tali sabbie sono soggette all'azione di rimaneggiamento del moto ondoso sia nella spiaggia emersa che in quella sommersa; in particolare, nelle fasce di berma di tempesta e di berma ordinaria subiscono gli effetti dei venti dominanti e periodici che agiscono su tutta la linea di costa determinando rilievi dunali stagionali. Lo spessore di questa formazione è di circa 10m e tende ad aumentare verso il mare.

Alluvioni recenti e attuali

Sono presenti diffusamente nell'area della rada di Augusta e lungo le aste fluviali e/o in paleoalvei ormai non più esistenti per cause per lo più antropiche (area industriale) occupando talvolta ampie aree intorno alle stesse. Sono costituite da limi, argille e livelli di ghiaie e sabbie più o meno fini costituenti un deposito eterogeneo. Responsabili di questi depositi sono i diversi corsi d'acqua (fiumi, torrenti, ecc.) che insistono e/o insistevano nell'area pedemontana e nella stessa pianura in epoche passate. Ognuno di questi ha e/o doveva avere un determinato carico solido, caratterizzato ora da una granulometria fine (limi), ora da una granulometria media (sabbie), ora da una granulometria grossolana (ghiaie e ciottoli), in funzione del proprio carico idraulico e delle condizioni climatiche che si verificano nel tempo. Questi sedimenti possono essere soggetti a rimaneggiamento: negli apparati focali, (correnti del litorale e mareggiate); verso l'entroterra (mareggiate). Si ritiene che questi depositi siano così costituiti da numerose "passate" di materiale fine, medio e grossolano che potendo raggiungere la consistenza di veri e propri "livelli" lenticolari potrebbero sfuggire alle normali indagini geognostiche se non specificatamente mirate e puntualmente programmate. Lo spessore accertato di questi depositi non supera gli 80 m e generalmente poggiano sulle argille grigio azzurre.

Terreni di riporto

Sono presenti sparsi in tutta l'area rilevata, con una concentrazione maggiore nelle vicinanze delle aree urbanizzate. Trattasi del "mélange" dei termini litologici affioranti nel territorio, sbancati e trasportati a rifiuto, senza alcun criterio razionale in termini ambientali, conseguenza dell'estrema, quanto selvaggia, urbanizzazione dell'ultimo decennio.

2.2.3 Indagini eseguite

Le indagini disponibili relative all'area di progetto sono quelle condotte nell'ambito di un progetto preliminare più vasto e sono considerate ampiamente esaustive per l'inquadramento geotecnica dell'area di studio.

La campagna d'indagine generale ha riguardato:

- ✓ 12 sondaggi a rotazione realizzati fino a -30m dal fondale;
- ✓ 120 prove SPT;
- ✓ 72 campioni indisturbati e 120 rimaneggiati, prelevati durante le perforazioni;
- ✓ 18 prove di laboratorio eseguite su alcuni campioni prelevati

Sono inoltre disponibili informazioni relative ad altre campagne d'indagine realizzate nell'ambito di altri progetti previsti nell'area della rada:

Le informazioni disponibili si sono dimostrate sufficienti a caratterizzare l'area e le informazioni relative alle precedenti campagne sono state utilizzate per confronto e conferma dei dati misurati. Il riassunto dei risultati assieme all'interpretazione delle prove sono posti in appendice al presente capitolo.

2.2.4 Assetto stratigrafico

I terreni rilevati nell'area interessata dalle opere, sia in superficie che in profondità, sono di natura granulare, principalmente sabbie e sabbie limose prive di coesione. L'analisi delle prove SPT e le stratigrafie rilevate in corrispondenza dei sondaggi mettono infatti in evidenza che è presente una sequenza di sabbie recenti di litorale misti a limi sabbiosi. Le informazioni desunte dalle indagini sono state riassunte in sette sezioni stratigrafiche riportate negli elaborati posti in appendice al presente capitolo. Quattro sezioni, T1-T2-T3-T4 sono costruite trasversalmente all'area di progetto, mentre le rimanenti tre sono longitudinali, L1-L2-L3, così da dettagliare il profilo in corrispondenza delle varie aree di intervento. Sia da un punto di vista granulometrico che meccanico, non è stato possibile rinvenire diversi strati omogenei e quindi si può individuare uno strato unico, considerato omogeneo vista anche la natura del deposito. Per queste ragioni, le sezioni stratigrafiche si limitano a riprodurre gli orizzonti a prevalenza granulometrica seguendo la descrizione riportata nei sondaggi. Sono stati così individuati:

- ✓ Sabbie gialle;
- ✓ Sabbie nere leggermente limose,
- ✓ Sabbie limose a intervalli di sabbie laviche;

- ✓ Sabbie organiche con limi sabbiosi.

2.2.5 Granulometria

La granulometria è la caratterizzazione in termini statistici di una miscela di particelle di sedimento. Le caratteristiche granulometriche del sedimento dei fondali portuali sono generalmente spazialmente disomogenee: la variazione della granulometria, sia lungo l'asse della profondità che in pianta, è dovuta essenzialmente alla complessità delle dinamiche di sedimentazione/sospensione dei sedimenti, ad opera delle correnti marine che si instaurano nel bacino per effetto di maree, sesse, stormsurge, pompaggi forzati (come nel caso degli ossigenatori e dei sistemi di ricambio delle acque portuali), etc. L'analisi granulometrica determina la composizione dimensionale dei terreni campionati, con la ripartizione in peso dei granuli secondo determinate classi dimensionali. Viene eseguita mediante vagliatura o sedimentazione di un campione rappresentativo del terreno. Il metodo della vagliatura consiste nella determinazione della distribuzione granulometrica di un campione di terreno trattenuto al setaccio ASTM n° 200. L'espressione in percentuale del peso delle singole frazioni trattenute dai diversi setacci rispetto al peso totale del campione vagliato consente di tracciare su un grafico la curva, detta *curva granulometrica*, che rappresenta la composizione granulometrica di ogni singolo aggregato. La forma della curva granulometrica riportata su opportuni diagrammi fornisce informazioni su classazione, uniformità e caratteristiche di permeabilità dei depositi analizzati. I passi principali per l'analisi e successiva costruzione della curva granulometrica sono riassumibili come il prelievo ed analisi del campione, la determinazione delle frequenze relative e cumulate, il calcolo dei diametri caratteristici (diametro medio, percentili), il calcolo dei parametri della distribuzione (media, deviazione attorno alla media, simmetria, curtosi). Le curve possono essere definite a frequenza relativa e a frequenza cumulata. La curva di frequenza relativa, per ogni classe diametrica, esprime la sua percentuale rispetto al totale del campione. Ha un andamento di solito a campana, ma può presentare più di un valore modale (più picchi), indicativi della presenza contemporanea di diverse frazioni granulometriche tra di loro disgiunte (p.e. massi-ciottoli e sabbia). Da essa si ricava il diametro medio. In termini analitici, rappresenta la derivata della curva di frequenza cumulata.

La curva di frequenza cumulata rappresenta la percentuale, riferita al totale del campione, del sedimento più fine (detto anche passante) relativamente ad ogni classe diametrica. E' in sostanza l'integrazione della curva di frequenza relativa, in termini discreti. E' una curva crescente,

terminante a 100, con punto di flesso in corrispondenza dei valori modali di f . Da essa si ricavano i diametri percentili ed il modulo di uniformità di Kramer. Sulla curva di frequenza cumulata, i diametri associati ad una certa percentuale di passante vengono definiti diametri percentili e si indicano come D_{16} , D_{50} , D_{90} , dove il pedice indica la percentuale considerata.

L'analisi granulometrica dei sedimenti marini è suddivisa in tre fasi distinte:

- Preparazione e pretrattamento del campione: ogni campione viene trattato con una soluzione di perossido d'idrogeno (30%) e acqua distillata in proporzione 1:4 per 48h a temperatura ambiente. I campioni sono poi lavati con acqua distillata così da rimuovere i sali presenti;
- Separazione della frazione sabbiosa da quella pelitica: dopo gli opportuni pretrattamenti ciascun campione viene separato ad umido in due frazioni granulometriche mediante un setaccio con vuoto di maglia da 63 μm , la frazione più grossolana ($>63 \mu\text{m}$) e più fine ($<63 \mu\text{m}$) sono conservate in appositi contenitori, essiccate in stufa e successivamente pesate;
- Analisi delle frazioni ottenute: la frazione $>63 \mu\text{m}$ (sabbia a ghiaia) viene separata con una serie di setacci da -1 a 4 phi ($\text{phi} = -\log_2$ del rapporto diametro dei granuli espresso in mm / diametro unitario di 1 mm) con intervallo di 0.5 phi della serie ASTM. Le frazioni di sedimento vengono successivamente pesate e viene calcolata la percentuale dell'intera frazione.

L'analisi granulometrica per sedimentazione dovrà essere condotta effettuando letture della densità e della temperatura di una sospensione, preparata con 50 g di materiale passante al setaccio ASTM n° 200, 125 ml di soluzione disperdente e acqua distillata fino ad ottenere un volume pari a 1000 ml, dopo 1', 2', 4', 8', 15', 30', 60', 120', 240', 480' e 1440' dal termine dell'agitazione preliminare; l'analisi potrà considerarsi conclusa solo quando le densità della sospensione sono prossime a quella dell'acqua pura (circa 48 ore per i terreni francamente argillosi). Le letture di densità saranno effettuate con densimetro calibrato. I risultati delle analisi granulometriche sono utili per la taratura delle informazioni acquisite nel corso dei sondaggi e permettono di ricostruire con maggiore precisione il modello geologico e idrogeologico del sito.

2.2.6 Forma dei granuli e tessitura

I granuli, oltre che in base alla loro natura mineralogica, vengono distinti in base alle loro dimensioni, alla forma, all'orientazione e alla coesione. Le relazioni tra i granuli dipendono dalla forma e dalle dimensioni dei granuli stessi e dalla loro disposizione tridimensionale. I granuli a contatto tra loro costituiscono un'impalcatura, o scheletro, che si sostiene da se, indipendentemente dalla presenza o meno di materiale interstiziale (tessitura granosostenuta).

La tessitura è l'aspetto dello scheletro solido, determinato dalle dimensioni, forma, disposizione spaziale, rapporti reciproci delle particelle che lo costituiscono, e dalla presenza o assenza di matrice e cemento tra le particelle stesse.

In particolari ambienti di sedimentazione, come quello marino, dove si ha un grande apporto di materiale fine, la percentuale di matrice può essere notevolmente alta tanto che i singoli granuli non risultano più a contatto tra loro, ma immersi nella matrice (tessitura fangosostenuta). Il materiale interstiziale presente tra i singoli granuli e nelle cavità può essere materiale fine (matrice) di deposizione contemporanea o penecontemporanea (di poco successivo alla formazione del banco di terreno) o materiale precipitato chimicamente in tempi anche lontani (Cemento). Il Cemento può essere suddiviso in due classi entrambe comprendenti due sottoclassi.

1. *Cemento Freatico*: marino e continentale.
2. *Cemento Vadoso*: marino e continentale.

Il cemento freatico è quello che si forma nelle zone freatiche, continentali e marine, cioè in quelle zone in cui i granuli sono sempre immersi in acqua. Il cemento freatico ha la caratteristica di essere *isopaco*, cioè di avere lo stesso spessore attorno al granulo.

Il cemento vadoso si forma invece in quelle zone in cui si ha oscillazione del livello piezometrico e la caratteristica del cemento vadoso è quella di essere maggiormente spesso nel senso di oscillamento dell'acqua. Generalmente i granuli rivestiti da cemento vadoso hanno la forma a ellisse.

La differenza tra cemento (freatico o vadoso) continentale e marino sta nel fatto che il cemento continentale è formato da singoli romboedri di calcite mentre quello marino è formato da sottili fibre di calcite e/o aragonite.

La forma misura le relazioni tra le tre dimensioni di un oggetto in termini di asse lungo (L), asse intermedio (I), asse corto (C) e spessore (E). Le particelle possono essere di forma tabulare (*disks*), equidimensionale (*spheroids*), bastone (*rods*) o a lama (*blades*) (figura 2.1).

Lo studio morfometrico va svolto su elementi della stessa natura litologica. La forma di un elemento può essere riconosciuta qualora lo si possa osservare tridimensionalmente, cioè su più sezioni circa ortogonali. Qualora si abbia a disposizione per l'osservazione solo una sezione, la forma può essere descritta solo bidimensionalmente (clasti circolari, allungati, etc.).

Scopo di tali indagini è quello di determinare l'indice di forma degli aggregati in base al rapporto tra la lunghezza L e lo spessore E , espresso come rapporto percentuale sulla massa secca complessiva dei granuli esaminati.

2.2.7 Densità in situ

Scopo della prova è quello di verificare la densità del terreno presente in situ. Detta prova risulta estremamente utile sia per verificare le condizioni di addensamento dei terreni naturali sia per la verifica del grado di compattazione di rilevati o di sottofondi. Tale prova ha quindi valenza sia in fase di progettazione geotecnica che per il controllo esecutivo di sottofondi di fondazione, di pavimentazione, rilevati, strade, ecc. Il risultato delle prove indica il grado di compattazione.

Il controllo della densità in situ con l'uso di sabbia può essere effettuato sia su terre fini che ghiaiose. Per questo tipo di prova si utilizza una sabbia calibrata, di densità nota, monogranulare, perfettamente asciutta.

Per la sua determinazione viene generalmente adoperato il volumometro a sabbia. La prova prevede il riempimento di un foro di controllo con sabbia calibrata, la cui densità viene determinata utilizzando un cilindro di volume noto, all'incirca pari a quello del foro di prova, pesando il materiale estratto e misurando il volume del cavo con sabbia calibrata. Per ottenere risultati significativi è necessario preparare il foro con forma e dimensioni molto vicine a quelle del cilindro di taratura. Sistemata la piastra circolare in modo che aderisca bene sul terreno, si scava il foro con opportuni attrezzi (mazzuola e scalpello) partendo dal bordo evitando di interessare il terreno al suo esterno. Procedendo con lo scavo si raccoglie il materiale smosso sistemandolo in un contenitore tarato, sigillandolo ogni volta per evitare di perdere umidità.

Il boccione contenente la sabbia, precedentemente pesato, completo del cono si posiziona con precisione sul foro della piastra, si apre la valvola e, quando il flusso di sabbia si arresta si chiude la valvola. Dalle successive pesate della sabbia residua e del materiale estratto (umido e secco), e con calcoli molto semplici, si ottengono sia il peso di volume del terreno in condizioni di umidità naturale che il peso di volume secco.

2.2.8 Compattezza in situ

Le prove penetrometriche standard sono state eseguite diffusamente lungo le verticali di indagine e rappresentano i dati più consistenti da utilizzare per la caratterizzazione geotecnica dei terreni. La “rudezza” della prova è ben nota; ciononostante essa è il miglior strumento per indagare lo stato di addensamento in situ e la resistenza effettiva di terreni di questo tipo. Le prove di taglio e le altre prove di laboratorio, infatti, possono essere svolte solo su campioni rimaneggiati, vista la grossa difficoltà per l’ottenimento di campioni indisturbati in materiali granulari. In tal modo, le caratteristiche del terreno in termine di indice dei vuoti e densità relativa non sono deducibili se non da correlazioni empiriche con prove in situ. Di seguito si indicano le correlazioni utilizzate nell’interpretazione delle SPT, i cui risultati sono riportate anche negli elaborati grafici. E’ opportuno sottolineare come le correlazioni presenti in letteratura siano molto numerose: in virtù di ciò e a favore di una determinazione meno dispersiva, l’analisi è stata eseguita con le relazioni diffusamente accettate e utilizzate. per ogni verticale di indagine in cui sono state realizzate SPT è riportata anche la granulometria dei vari livelli, che è stata dedotta dalla documentazione d’indagine, riferita al litotipo prevalente. I valori di N_{spt} sono corretti per il livello di energia. Le correlazioni in letteratura sono corrispondenti ad un livello di energia pari al 60%, quindi i valori misurati devono essere rapportati a tale livello energetico.

La correlazione di base è la seguente:

$$N_{60} = N_{SPT} \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \quad (2.2.1)$$

Dove

- N_{SPT} = valore misurato in situ e corrispondente al numero di colpi per una penetrazione di 30 cm su un intervallo totale di 45 cm;
- α_1 = fattore correttivo per tipo di sganciamento = 1.15 per sganciamento automatico come quello usato nel caso in esame;
- α_2 = fattore correttivo per la lunghezza delle aste = 1 per profondità di prova > 3 m; oppure = 0.75 per profondità di prova < 3 m
- α_3 = fattore correttivo per il diametro delle aste in relazione a quello della perforazione posto uguale a 1,15 se diametro foro maggiore di 200mm ; 1,05 se diametro foro maggiore di 115mm e minore di 200mm ; 1,00 se diametro foro minore di 115mm.

Il numero così determinato viene corretto per tener conto dell’influenza della profondità della prova, uniformando il valore di N_{SPT} ad una pressione di confinamento pari a 100 kPa con la correlazione $(N1)_{60} = C_N N_{60}$ dove il coefficiente C_N , può essere calcolato iterativamente con la relazione di *Boulanger and Idriss*, (figura 2.2)

$$C_N = \left(\frac{100}{\sigma'_{vc}} \right)^{0.784 - 0.0768 \sqrt{(N_1)_{60}}} \quad (2.2.2)$$

o con quelle proposte da (Liao and Whitman, 1986), con esponente 0.5 o con $C_N=0.56$ (Jamiolkowski et al, 1988).

La formulazione utilizzata nelle interpretazioni è quella di Liao and Whitman . Partendo dai valori calcolati, si possono quindi stimare i parametri di resistenza e deformabilità dei terreni in oggetto. Più in dettaglio, la densità relativa del deposito e l'angolo d'attrito del terreno vengono dedotti utilizzando il valore di $(N_1)_{60}$; il valore dei moduli tangenziale ed elastico si stimano invece a partire dal valore di N_{60} non corretto per la profondità, visto che tali grandezze hanno anch'esse delle funzioni crescenti con profondità.

Dalla prova SPT, attraverso varie correlazioni può essere determinata la densità relativa dei terreni investigati. Per il progetto in questione, il grado di addensamento è stato valutato con la prima delle due relazioni di seguito presentate.

Bazaraa 1967

$$Dr^2 = \frac{N}{20(1 + 4.1\sigma'_{v0})} \quad \text{per } \sigma'_{v0} \leq 0.732 \frac{kg}{cm^2} \quad (2.2.3a)$$

$$Dr^2 = \frac{N}{20(3.24 + 1.024\sigma'_{v0})} \quad \text{per } \sigma'_{v0} \geq 0.732 \frac{kg}{cm^2} \quad (2.2.3b)$$

Skempton, 1986

La correlazione è stata adattata per sabbie grossolane:

$$Dr = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{65}} \quad (2.2.4)$$

Quest'ultima, vista la sua considerevole semplicità, è diffusamente utilizzata, anche se i risultati che fornisce devono essere valutati attentamente visto che non è esplicitata nessun'altra dipendenza se non dal valore di N_{SPT} . In fase di caratterizzazione si è utilizzata principalmente la correlazione di *Bazaraa* che fornisce risultati più conservativi.

Sempre una serie di svariate correlazioni è possibile determinare anche l'angolo di resistenza a taglio ed il modulo di Young.

Angolo di resistenza al taglio

Per le verifiche di resistenza delle opere geotecniche è necessario valutare quali sono gli stati di tensione massimi sopportabili dal terreno in condizioni di incipiente rottura.

La resistenza al taglio di un terreno in una direzione è la massima tensione tangenziale, τ_f , che può essere applicata alla struttura del terreno, in quella direzione, prima che si verifichi la "rottura", ovvero quella condizione in cui le deformazioni sono inaccettabilmente elevate.

La rottura può essere improvvisa e definitiva, con perdita totale di resistenza (come avviene generalmente per gli ammassi rocciosi), oppure può avere luogo dopo grandi deformazioni plastiche, senza completa perdita di resistenza, come si verifica spesso nei terreni. Nella Meccanica dei Terreni si parla di resistenza al taglio, perché in tali materiali, a causa della loro natura particellare, le deformazioni (e la rottura) avvengono principalmente per scorrimento relativo fra i grani. In linea teorica, se per l'analisi delle condizioni di equilibrio e di rottura dei terreni si utilizzasse un modello discreto, costituito da un insieme di particelle a contatto, si dovrebbero valutare le azioni mutue intergranulari (normali e tangenziali alle superfici di contatto) e confrontarle con i valori limite di equilibrio. Tale approccio, allo stato attuale e per i terreni reali, non è praticabile. Per la soluzione dei problemi di meccanica del terreno è tuttavia possibile, in virtù del principio delle tensioni efficaci, riferirsi al terreno saturo (mezzo particellare con gli spazi fra le particelle riempiti da acqua) come alla sovrapposizione nello stesso spazio di due mezzi continui: un continuo solido corrispondente alle particelle di terreno, ed un continuo fluido, corrispondente all'acqua che occupa i vuoti interparticellari. In tal modo è possibile applicare anche ai terreni i ben più familiari concetti della meccanica dei mezzi continui solidi e della meccanica dei mezzi continui fluidi. Le tensioni che interessano il continuo solido sono le tensioni efficaci, definite dalla differenza tra le tensioni totali e le pressioni interstiziali ($\sigma' = \sigma - u$)

A queste, in base al principio delle tensioni efficaci, è legata la resistenza al taglio dei terreni.

In base al principio delle tensioni efficaci “*Ogni effetto misurabile di una variazione dello stato di tensione, come la compressione, la distorsione e la variazione di resistenza al taglio è attribuibile esclusivamente a variazioni delle tensioni efficaci*”. Dunque la resistenza del terreno, che a causa della natura particellare del mezzo, è una resistenza al taglio, deve essere espressa da una relazione (criterio di rottura) del tipo $\tau = f(\sigma')$.

Il più semplice ed utilizzato criterio di rottura per i terreni, è il criterio di Mohr-Coulomb:

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \cdot \tan \varphi' = c' + \sigma_{nf} \cdot \tan \varphi' \quad \text{per } \sigma' > 0 \quad (2.2.5)$$

in base al quale la tensione tangenziale limite di rottura in un generico punto P di una superficie di scorrimento potenziale interna al terreno è dato dalla somma di due termini: il primo, detto coesione c' , è indipendente dalla tensione efficace normale alla superficie agente in quel punto, ed il secondo è ad essa proporzionale attraverso un coefficiente d'attrito $\tan \varphi'$. L'angolo φ' è detto angolo di resistenza al taglio.

La resistenza al taglio dei terreni può essere determinata (o stimata) con prove di laboratorio e con prove in sito. Le due categorie di prove sono fra loro complementari, nel senso che presentano vantaggi e limiti di tipo opposto. L'analisi dei risultati delle prove di laboratorio si presta bene allo studio delle leggi costitutive, poiché le condizioni geometriche, di vincolo e di drenaggio dei provini sono ben definite, il percorso di carico e/o di deformazione è imposto e controllato, il

terreno su cui si esegue la prova è identificato e classificato. I principali limiti delle prove di laboratorio sono invece da ricercarsi nella incerta rappresentatività del comportamento in sito, sia per il ridottissimo volume di terreno sottoposto a prova sia perché durante le operazioni di campionamento, trasporto, estrusione e preparazione dei provini si produce inevitabilmente un disturbo tale che essi non sono mai nelle stesse condizioni in cui si trovavano in sito.

Esistono molte apparecchiature e prove di laboratorio per la determinazione della resistenza al taglio dei terreni. Per i materiali oggetto di dragaggio le analisi possono essere condotte con le medesime procedure dei terreni non sommersi ovvero mediante la prova di taglio diretto e/o le prove triassiali standard.

I terreni immersi in mare a grana grossa si risente molto del grado di addensamento dei materiali, per il comportamento che assumono durante le operazioni di scavo in mare. I principali fattori che influenzano, in misura quantitativamente diversa, l'angolo di resistenza al taglio di picco dei terreni sabbiosi sono:

- ✓ la densità;
- ✓ la forma e la rugosità dei grani;
- ✓ la dimensione media dei grani;
- ✓ la distribuzione granulometrica.

Orientativamente il peso relativo dei fattori sopraelencati sul valore dell'angolo di resistenza di picco di un terreno incoerente è indicato in tabella 2.2

I terreni a grana fine immersi in mare (limi e argille saturi) e normalmente consolidati, alle profondità di interesse per le opere di ingegneria geotecnica, presentano di norma indice di consistenza, $I_c < 0.5$ e coesione efficace $c' = 0$. La curva tensioni-deformazioni presenta un andamento monotono con un graduale aumento della resistenza mobilizzata fino a stabilizzarsi su un valore massimo che rimane pressoché costante anche per grandi deformazioni, dove il valore massimo della resistenza raggiunto cresce al crescere della pressione efficace di confinamento.

L'angolo di resistenza al taglio ϕ' è inferiore a quello dei terreni a grana grossa e dipende dai minerali argillosi costituenti e quindi dal contenuto in argilla, CF, e dall'indice di plasticità, IP I terreni a grana fine sovraconsolidati presentano di norma indice di consistenza, $I_c > 0,5$, coesione efficace $c' > 0$. La curva tensioni-deformazioni presenta un massimo accentuato, corrispondente alla condizione di rottura, e un valore residuo, per grandi deformazioni. A parità di pressione efficace di confinamento la resistenza al taglio di picco dei terreni a grana fine cresce con il grado di sovraconsolidazione; a parità del grado di sovraconsolidazione e per lo stesso tipo di terreno, la resistenza al taglio di picco aumenta al crescere della pressione efficace di confinamento, mentre il picco nella curva sforzi-deformazioni risulta sempre meno accentuato fino ad ottenere un

andamento monotono, tipico di terreni normalconsolidati. L'angolo di resistenza al taglio residuo è indipendente dalla storia dello stato tensionale, e quindi dal grado di sovraconsolidazione, OCR.

L'angolo d'attrito è stato valutato attraverso le correlazioni più diffusamente utilizzate in letteratura. Tali correlazioni sono in genere valide per depositi sabbiosi, da fini a grossolani. Le correlazioni utilizzate sono qui di seguito riportate.

$$\varphi' = \sqrt{15(N1)_{\epsilon 60}} + 15 \quad (2.2.6) \quad (\text{Japan Road Bridge Specification – Shion-Fukuni, 1982})$$

L'angolo di resistenza al taglio è calcolato in dipendenza dell'indice di consistenza e della tensione verticale efficace agente alla profondità della prova. Valori di $(N1)_{60}$ sono riportati rispettivamente sui grafici in figura 2.3 e figura 2.4 (Mitchell, 1978). Schmertmann, propone una correlazione che lega l'angolo d'attrito con la densità relativa e le caratteristiche granulometriche del deposito, secondo quanto riportato nella figura 2.5 (Schmertmann, 1978). I risultati ottenuti per ciascuna verticale di sondaggio, utilizzando le correlazioni introdotte sono inclusi negli allegati a tergo del presente capitolo. Nella caratterizzazione si è considerata come rappresentativa la correlazione delle Japan Road Bridge Specification.

Modulo di Young

Il modulo di elasticità di un terreno tende ad aumentare con la tensione verticale media con la stessa tendenza con cui si incrementa la resistenza alla penetrazione della punta SPT. Per questo motivo, le correlazioni che forniscono il valore di E sono stimate utilizzando il valore di N_{60} , senza la correzione per la profondità. Analogamente a quanto fatto per l'angolo d'attrito, il modulo di deformabilità è stato valutato utilizzando correlazioni differenti che sono qui di seguito introdotte. Nella fase di caratterizzazione, si sono considerati più rappresentativi i valori ottenuti tramite la correlazione di Stroud (Stroud 1989).

Il rapporto tra il valore di N_{60} ed il valore del modulo elastico è rapportato al grado di applicazione del carico, che è corrispondente al grado di mobilitazione della resistenza ovvero l'inverso del fattore di sicurezza. Stroud, come si vede nella figura 2.6, propone due curve nel caso di depositi sabbioso-ghiaiosi sovraconsolidati o normalconsolidati.

Nel caso in esame, si è considerato un grado di sollecitazione prossimo a 0.1, con la correlazione:

$$\frac{E'}{N_{60}} = 1.5 \text{ [MPa]} \quad (2.2.7)$$

Burland – Burbidge, (1985) propongono un rapporto E'/N_{60} variabile con il valore di N_{60} , secondo quanto indicato nella tabella 2.3. Secondo Jamiolkowski, il modulo di Young viene fornito per una

tensione pari al 25% di quella di rottura, con le seguenti relazioni variabili a seconda che il deposito sia normalconsolidato o sovraconsolidato (*Jamiolkowski, 1988*)

$$E'_{25} = (10.5 - 3.5Dr)N_{60} [kg/cm^2] \quad \text{per NC} \quad (2.2.8 a)$$

$$E'_{25} = (52.5 - 35Dr)N_{60} [kg/cm^2] \quad \text{per OC} \quad (2.2.8 b)$$

Modulo di resistenza al taglio

Le varie correlazioni presenti in letteratura forniscono il valore del modulo di taglio a piccole deformazioni, parametro importante per definire la resistenza del terreno a carichi dinamici. Tra le due correlazioni utilizzate qui di seguito riportate, è stata utilizzata la correlazione di Crespellani-Vannucchi. La correlazione seguente è adattata al tipo di deposito.

$$G_0 = a(N1)_{60}^b [MPa] \quad (2.2.9)$$

I valori dei coefficienti “a” e “b” sono definiti per vari tipi di depositi, come si vede nella tabella 2.4. Nel caso in esame, si sono utilizzati i coefficienti corrispondenti a depositi alluvionali.

Il valore di G_0 parte dalla valutazione del profilo di velocità delle onde S nel terreno, dedotto dal valore di $(N1)_{60}$. La correlazione (*Ohto e Goto 1978*) è adattata all'età e composizione Granulometrica del deposito, come indicato nella tabella 2.5.

$$V_s = C(N_{60})^{0.171} \cdot (z)^{1.999} \cdot f_a \cdot f_g [m/s] \quad (2.2.10)$$

Dove i coefficienti empirici da inserire nella correlazione sono:

$$C = 67.3$$

z = profondità dal piano campagna

f_a = coefficiente dipende dall'età geologica del deposito

f_b = coefficiente dipende dalla composizione granulometrica

Una volta calcolato il valore di V_s da N_{SPT} , il modulo di resistenza al taglio deduce dalla seguente:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{9.81} \cdot (V_s)^2 \quad (2.2.11)$$

Avendo indicato con γ_t il peso dell'unità di volume del terreno in kN/m^3 .

2.2.9 Contenuto d'acqua

Il contenuto d'acqua è definito come il rapporto tra peso dell'acqua ed il peso del materiale secco. Esso è definito come la quantità, solitamente espressa in percentuale, di acqua presente nel terreno rispetto alla fase solida. Il suo valore è naturalmente pari a zero se il terreno è privo di acqua e normalmente oscilla tra il 20% ed il 70% per terreni argillosi, fino ad arrivare comunque a valori anche molto elevati, come nel caso dell'argilla di Città del Messico in cui può raggiungere anche valori del 300% (*Lancellotta*). Sperimentalmente il contenuto d'acqua è misurato confrontando il peso del terreno appena prelevato ed il peso del medesimo campione essiccato ad una temperatura di 104 °C per 24 ore. La seconda misurazione rappresenta esattamente il peso della sola parte solida mentre la differenza tra le due misurazioni è il peso dell'acqua originariamente contenuta nel campione. I campioni, raccolti in barattoli di polietilene puliti e pre-pesati, devono essere immediatamente congelati a -20°. I campioni, una volta scongelati, vengono pesati e successivamente seccati in stufa a 40°C, raffreddati e pesati di nuovo. La percentuale d'acqua contenuta nel sedimento si ricava dal rapporto fra il peso del sedimento umido e il peso di quello secco, moltiplicato per 100.

2.2.10 Limiti di Atterberg ed indice di plasticità

I limiti di Atterberg indicano il valore limite del contenuto di acqua per il quale si registra una transizione dello stato fisico del terreno. Essi costituiscono una prova importante perché presentano una notevole fedeltà nei risultati; vengono determinati sulla frazione passante al setaccio 40 (0,42mm). In particolare si possono distinguere quattro possibili stati fisici in funzione della consistenza, in ordine crescente del contenuto di acqua essi sono:

- ✓ solido;
- ✓ semisolido;
- ✓ plastico;
- ✓ liquido.

Il valore limite che corrisponde ad una transizione da solido a semisolido è detto limite di ritiro, gli altri due valori in ordine sono il limite plastico e il limite liquido. Nelle analisi geotecniche di laboratorio con termine limite di ritiro per un terreno si intende il valore del contenuto minimo in acqua al di sotto del quale una diminuzione di questo valore non produce una riduzione di volume del terreno in esame. La sua determinazione è fatta considerando un provino che viene essiccato per passi successivi e del quale viene misurato il contenuto d'acqua ad ogni passaggio.

La determinazione del valore del limite è fatta valutando un provino indisturbato di terreno essiccato gradualmente, in una serie di sequenze, al termine di ogni sequenza viene misurato il contenuto d'acqua rimasta nel provino.

Si utilizzano tre coppette di metallo, di volume noto, le quali vengono riempite con il campione di terreno e si pesano: otteniamo così il peso umido. Si lasciano asciugare per qualche ora all'aria esterna, fino a che il terreno non cambia colore, dopodiché si mettono in un essiccatore, per 24 ore a 105°C. Si pesano e si ottiene il peso secco. Il volume finale del campione si determina con Hg.

Il limite di ritiro W_r sarà quindi:

$$W_r = \text{Tenore d'acqua} - [(\text{Volume iniziale} - \text{Volume finale}) / \text{peso specifico del campione}] * 100$$

in cui il Tenore d'acqua è determinato come: $[(\text{Peso umido} - \text{Peso secco}) / \text{Peso secco}] * 100$

Il limite plastico rappresenta, per un terreno, il contenuto d'acqua in corrispondenza del quale il terreno inizia a perdere il suo comportamento plastico.

Esso si determina formando manualmente per rotolamento su una lastra di vetro dei bastoncini di terreno di spessore di circa 3,2 mm; in corrispondenza del limite di plasticità nel campione di terreno si formano delle fessure dovute al ritiro dello stesso terreno. Non appena iniziano a fessurarsi si misura il loro contenuto d'acqua (espresso in percentuale), che per definizione è pari al limite plastico.

Il limite liquido si determina mediante il Cucchiaino di Casagrande, una specie di scodellina che viene ripetutamente alzata e fatta cadere da un'altezza definita dalla normativa.

Posto il materiale sul cucchiaino, si effettua un solco al centro di esso, mediante un utensile solcatore standardizzato, in modo tale che il materiale venga diviso in due frazioni uguali. Si contano quindi i colpi necessari alle due parti di terreno per venire a contatto tra loro, per una lunghezza di almeno 13 mm; pesando il provino prima e dopo l'essiccazione in forno si ricava il suo contenuto d'acqua.

Si ripete questa procedura tre volte variando il contenuto d'acqua.

Riportando i tre punti così ottenuti su un diagramma semilogaritmico contenuto d'acqua-logaritmo del numero dei colpi e, tracciando la retta che meglio li approssima, si ricava il contenuto d'acqua corrispondente alla chiusura del solco in 25 colpi, che è definito limite liquido (espresso in percentuale).

Si definisce indice di plasticità IP o PI (Plastic Index) la differenza tra il limite liquido e il limite plastico.

Si definisce indice di liquidità LI il valore dato dal rapporto tra la differenza tra il contenuto naturale d'acqua del provino w ed il limite plastico fratto l'indice di plasticità.

$$LI = \frac{w - w_p}{PI} \quad (2.2.12)$$

Il complemento a 1 dell'indice di liquidità è l'indice di consistenza IC

$$IC = \frac{w_i - w}{PI} \quad (2.2.13)$$

2.2.11 Prove di laboratorio

Le attività di laboratorio, (tabelle 2.6 e 2.7) eseguite su un numero rappresentativo di campioni, hanno compreso:

- ✓ determinazione della distribuzione granulometrica;
- ✓ determinazione del contenuto naturale d'acqua;
- ✓ determinazione del peso di volume;
- ✓ determinazione del peso specifico dei grani.

Il contenuto d'acqua naturale dei terreni in situ è in generale variabile tra 23÷26%; il peso di volume fornito è di 20 kN/m³. In aggiunta a queste prove, si sono svolte prove di taglio diretto su diciotto campioni prelevati a differenti profondità. I risultati relativi a tali prove devono essere associati a parametri geotecnici relativi a provini disturbati, in quanto il prelievo ed il trasporto hanno certamente alterato le caratteristiche originarie dei campioni. Le prove sono pertanto utilizzate per classificare i terreni ed i risultati ottenuti forniscono un confronto con i parametri ricavati dalle correlazioni con le prove SPT.

Di seguito i risultati delle analisi granulometriche (figura 2.7 - figura 2.12) di tutti i campioni. La distribuzione granulometrica dei campioni rappresentativi è indicata, per i diversi depositi, nelle figure. Il fuso granulometrico dimostra una modesta variabilità dei depositi, che sono di natura granulare, composto da una miscela di sabbia e limi. La componente fine è inferiore al 40%, usualmente nell'intervallo 20÷30%.

2.2.12 Caratterizzazione geotecnica e parametri geotecnici

La caratterizzazione geotecnica è stata realizzata dopo l'attenta analisi di tutti i dati resi disponibili dall'indagine geognostica eseguita. La natura granulometrica dei depositi, dedotta in primo luogo dai sondaggi, è stata confermata dalle determinazioni granulometriche di laboratorio. I litotipi presenti variano nel campo delle sabbie e sabbie limose. La percentuale di porzione fine è limitata, sempre inferiore al 40%. Dal punto di vista dei parametri di resistenza e deformabilità, i risultati in situ e laboratorio definiscono un quadro alquanto coerente. Le prove SPT forniscono l'andamento della resistenza alla penetrazione in profondità che consente la caratterizzazione geotecnica. Le prove di taglio diretto, eseguite su campioni prelevati dalle carote, forniscono coefficienti di resistenza al taglio elevati, nell'intervallo 31-39°. Tali valori concordano molto bene con i valori dedotti dall'interpretazione delle prove SPT, se si tiene in conto che si tratta di campioni disturbati dal prelievo e trasporto. Sulla base di queste considerazioni, è adeguato concludere che i risultati

dedotti dall'interpretazione della prova SPT sono adatti per fornire una caratterizzazione comprensiva dei parametri di resistenza e deformabilità dei depositi interessati.

Sulla base delle considerazioni esposte nei capitoli precedenti, in tabella 2.8 si presentano i valori di caratterizzazione geotecnica definiti sulla base dell'interpretazione di tutti i dati disponibili. Come anticipato, la prova SPT è stata utilizzata come indagine di riferimento per la caratterizzazione, vista la sostanziale coerenza tra valori risultati dall'interpretazione SPT e il resto dei dati disponibili di laboratorio.

I materiali oggetto di dragaggio e da utilizzati per i riempimenti delle vasche di colmata presenteranno caratteristiche meccaniche assimilabili alle condizioni rimaneggiate misurate nelle prove di taglio di laboratorio. I parametri di progetto sono riportati nella tabella (2.9).

I parametri riportati per il tipo uno dei riempimenti fuori acqua sono rappresentativi di materiale steso mediante bulldozer e mezzi terrestri pesanti. Ove il materiale sia versato con benne o refluito da draga senza successiva compattazione si dovranno considerare i medesimi parametri indicati per il riempimento in acqua. I materiali di riempimento tipo due sono riferiti a materiali di cui è stata effettuata compattazione per strati di 30÷40 cm mediante rulli statici o dinamici.

2.3 CONCLUSIONI

Dopo un inquadramento generale sulla geolitologia dei luoghi teso ad individuare le caratteristiche dei terreni presenti sull'area oggetto di studio, delle caratteristiche delle metodologie di prova finalizzate all'individuazione dei parametri necessari. Descritti i dati rinvenuti da campagne di indagini eseguite in sito e rientranti nell'ambito del progetto preliminare di dragaggio con particolare riferimento ai terreni da rifluire in colmata. Esposti i risultati di dette indagini, e la modellazione geotecnica finalizzata all'individuazione del modello geotecnico di riferimento da seguire per affrontare il problema della modellazione del terreno. Evidenziata l'importanza, o meglio l'influenza delle condizioni stratigrafiche del terreno in relazione alle operazioni di rifluimento in colmata.

Nel capitolo tre, verrà fornita una sintesi sugli studi effettuati sull'influenza che la presenza di inquinanti ha sul comportamento ai fini geotecnici per i terreni da dragare, descrivendo le ricerche effettuate ed illustrando i risultati e le incertezze.

Tabella 2.1 - Peso relativo dei fattori che influenzano il valore dell'angolo di resistenza a taglio di picco ϕ' di un terreno granulare

$\phi' = 36^\circ + \Delta\phi'_1 + \Delta\phi'_2 + \Delta\phi'_3 + \Delta\phi'_4$			
<i>Densità</i>	$\Delta\phi'_1$	<i>sciolta</i>	- 6°
		<i>media</i>	0°
		<i>densa</i>	+ 6°
<i>Forma e rugosità dei grani</i>	$\Delta\phi'_2$	<i>spigolo vivi</i>	+ 1°
		<i>media</i>	0°
		<i>arrotondati</i>	- 3°
		<i>molto arrotondati</i>	- 5°
<i>Dimensione dei grani</i>	$\Delta\phi'_3$	<i>sabbia</i>	0°
		<i>ghiaia fine</i>	+ 1°
		<i>ghiaia grossa</i>	+ 2°
<i>Distribuzione granulometrica</i>	$\Delta\phi'_4$	<i>uniforme</i>	- 3°
		<i>media</i>	0°
		<i>distesa</i>	+ 3°

Tabella 2.2 - Valori E'/N60 secondo Burland and Burbridge

INTERPRETAZIONE SPT – VALORI DI E'/N60 SECONDO BURLAND AND BURBRIDGE, 1985		
N60	E'/N60	
	Valori medi	Valori utilizzati
4	1.6 – 2.4	1.6
10	2.2 – 3.4	2.2
30	3.7 – 5.6	3.7
60	4.6 – 7.0	4.6

Tabella 2.3 - Valori per determinazione G0 secondo Crespellani – Vannucchi (1991)

INTERPRETAZIONE SPT – VALORI PER DETERMI- NAZIONE DI G0 SECONDO CRESPELLANI-VANNUCCHI, 1991			
Terreno	Genesi	a	b
SABBIA	Alluvionale	12.3	0.611
	Glaciale	17.4	0.631
GHIAIA	Alluvionale	8.1	0.777
	Glaciale	31.3	0.526

Tabella 2.4 - Correlazioni di Otho e Goto (1978)

INTERPRETAZIONE SPT – COEFFICIENTE PER ETÀ DEL DEPOSITO SECONDO OHTO-GOTO 1978		
	Olocene	Pleistocene
f_A	1.0	1.3

INTERPRETAZIONE SPT – COEFFICIENTE PER GRANULOMETRIA DEL DEPOSITO SECONDO OHTO-GOTO 1978					
	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
f_G	1.45	1.15	1.14	1.09	1.07

Tabella 2.5 - Riepilogo risultati prove di caratterizzazione geotecnica

RIASSUNTO PROVE DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DI LABORATORIO										
sondaggio	campione	da m	a m	Wn	Peso volume γ	Peso sommerso γ'	Gs	Porosità n	saturazione S	Passante 200
n.	n.			%	t/mc	t/mc	t/mc	%	%	%
1	1	6,5	6,72	25,2	2	1	2,7	40,6	99,9	39,0
	5	26,5	26,70	25,0	2	1	2,7	40,3	100,0	61,2
2	3	12,0	12,20	24,8	2	1	2,7	40,1	100,0	32,1
3	1	4,5	4,75	25,4	2	1	2,7	40,9	99,7	33,6
	4	16,0	16,21	24,9	2	1	2,7	40,3	100,0	25,4
4	6	27,5	27,69	23,9	2	1	2,7	39,5	99,8	32,8
5	1	7,5	7,68	24,2	2	1	2,7	39,7	99,7	27,1
6	1	8,5	8,69	26,0	2	1	2,7	41,3	100,0	48,6
	5	20,0	20,23	26,4	2	1	2,7	41,8	99,9	44,0
7	6	25,0	25,25	24,6	2	1	2,7	40,1	100,0	33,0
8	2	4,0	4,20	25,6	2	1	2,7	41,2	99,6	41,3
	6	26,5	26,70	23,5	2	1	2,7	38,8	100,0	22,0
9	2	8,5	8,74	26,2	2	1	2,7	41,5	100,0	42,1
10	3	8,5	8,75	23,8	2	1	2,7	39,5	99,4	28,0
	6	25,0	25,20	25,2	2	1	2,7	40,7	99,9	45,8
11	6	24,4	24,72	24,2	2	1	2,7	39,7	99,8	67,0
12	2	7,0	7,73	25,5	2	1	2,7	41,0	100,0	42,8
	6	28,5	28,70	25,2	2	1	2,7	40,7	100,0	30,0

Tabella 2.6 - Riepilogo risultati prove di taglio

RIASSUNTO RISULTATI PROVE TAGLIO					
sondaggio	campione	da m	a m	coesione - c'	angolo attrito - ϕ'
n.	n.			Kpa	°
1	1	6,5	6,72	9,4	32,7
	5	26,5	26,70	4,3	34,4
2	3	12,0	12,20	8,1	33,9
3	1	4,5	4,75	8,7	36,8
	4	16,0	16,21	8,2	33,1
4	6	27,5	27,69	4,0	28,6
5	1	7,5	7,68	6,1	36,6
6	1	8,5	8,69	11,0	34,2
	5	20,0	20,23	6,8	33,9
7	6	25,0	25,25	5,3	34,4
8	2	4,0	4,20	9,0	34,0
	6	26,5	26,70	7,0	36,5
9	2	8,5	8,74	10,0	29,0
10	3	8,5	8,75	7,0	34,0
	6	25,0	25,20	6,0	34,0
11	6	24,4	24,72	1,0	36,0
12	2	7,0	7,73		32,0
	6	28,5	28,70		24,0

Tabella 2.7 – Caratterizzazione geotecnica – valori medi degli strati naturali

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA - VALORI MEDI DEGLI STRATI NATURALI											
Livello	Profondità [m] da fondale o p.CC.		γ	Gs	DR	C'	ϕ'	E	Gmax	v	ko
da		a	(kN/mc)	(-)	(%)	kPa	(°)	(MPa) Eq(Z) = 26 + 2xZ Z quota da fondale	(MPa)	(-)	(-)
Primo	fondale	3	20	2,7	70	0	38	28	90	0,35	0,50
Secondo	3	11	20	2,7	65	0	38	40	100	0,35	0,50
Terzo	11	18	20	2,7	65	0	37	55	110	0,35	0,50
Quarto	18	>30	20	2,7	60	0	37	75	120	0,35	0,50

Tabella 2.8 – Caratterizzazione geotecnica – valori medi degli strati naturali

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA - VALORI MEDI MATERIALI DRAGATI DI RIEMPIMENTO											
Riempimento	Profondità [m]		g	Gs	C'	f'	E	Gmax	n	ko	
da		a	(kN/mc)	(-)	kPa	(°)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	
1-Fuori acqua tipo 1	da p.c.	0	1,9	2,7	0	32	15	50	0,35	0,50	
2-Fuori acqua tipo 2	da p.c.	0	2,0	2,7	0	34	40	120	0,35	0,50	
In acqua	0	7	1,8	2,7	0	30	8	30	0,35	0,50	

Figura 2.1 - Criteri generali per l'identificazione e la classificazione dei terreni da dragare suggeriti dall'AIPCN

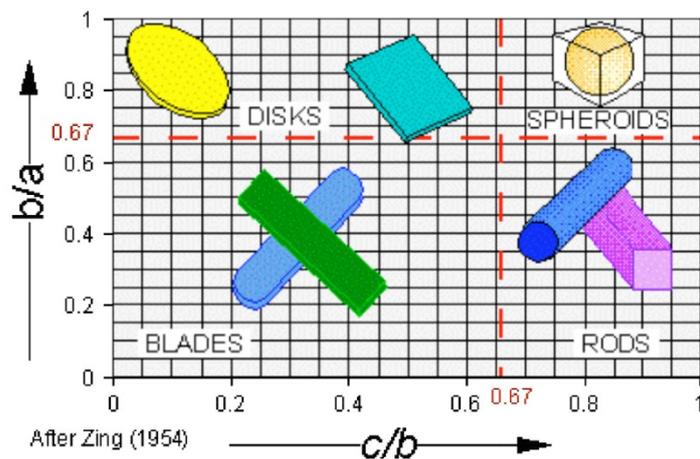


Figura 2.2 - Interpretazione SPT – fattore CN secondo Boulanger and Idriss, 2004

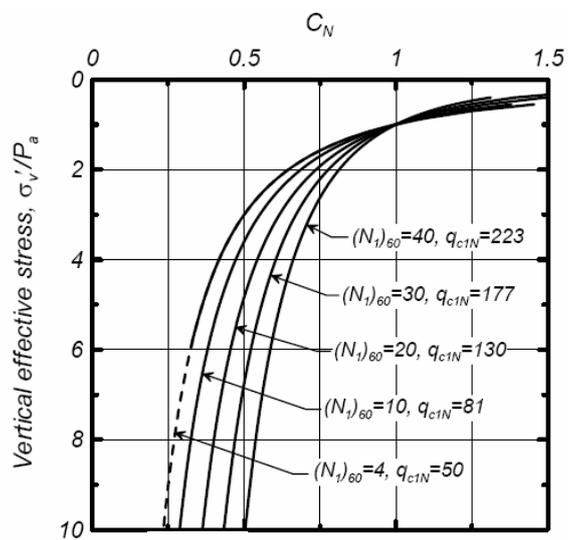


Figura 2.3 - Dipendenza dell'angolo di resistenza a taglio dall'indice di plasticità nella argille

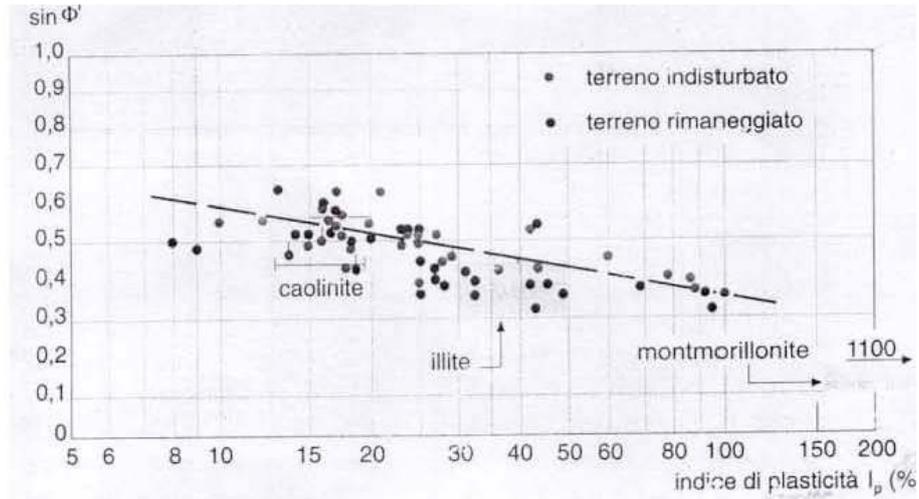


Figura 2.4 - Correlazione di Mitchell, 1978, tra $(N1)_{60}$, tensione verticale efficace e angolo di attrito

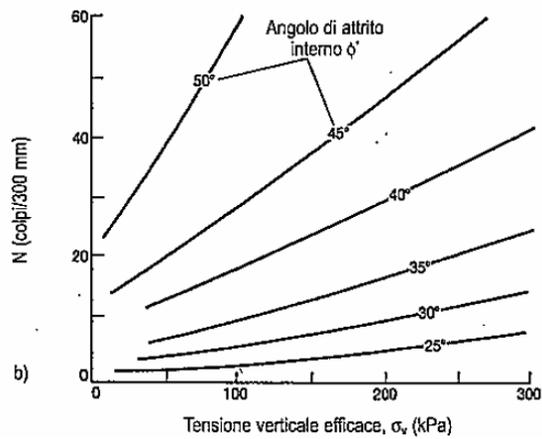


Figura 2.5 - Correlazione di Schmertmann, 1978, tra D_r e angolo di attrito a seconda delle caratteristiche granulometriche

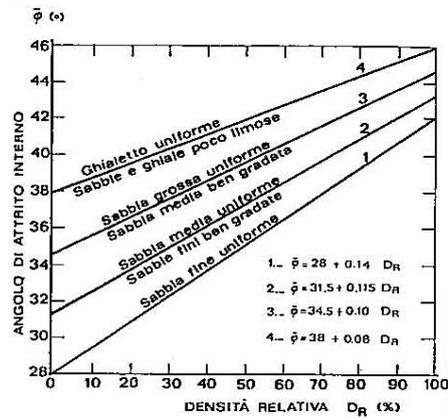


Figura 2.6 - Correlazione di Stroud, 1989, tra E/N_{60}

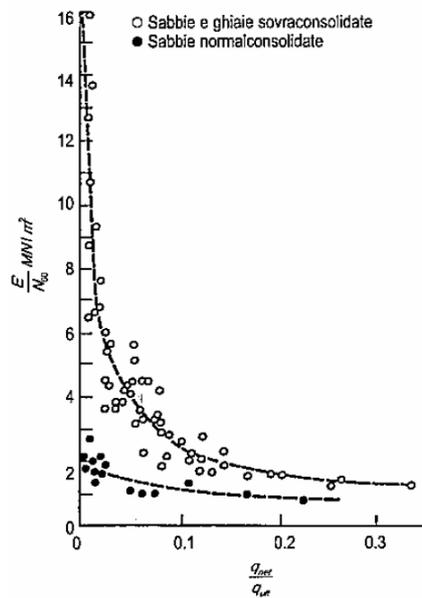


Figura 2.7 – Distribuzione granulometrica

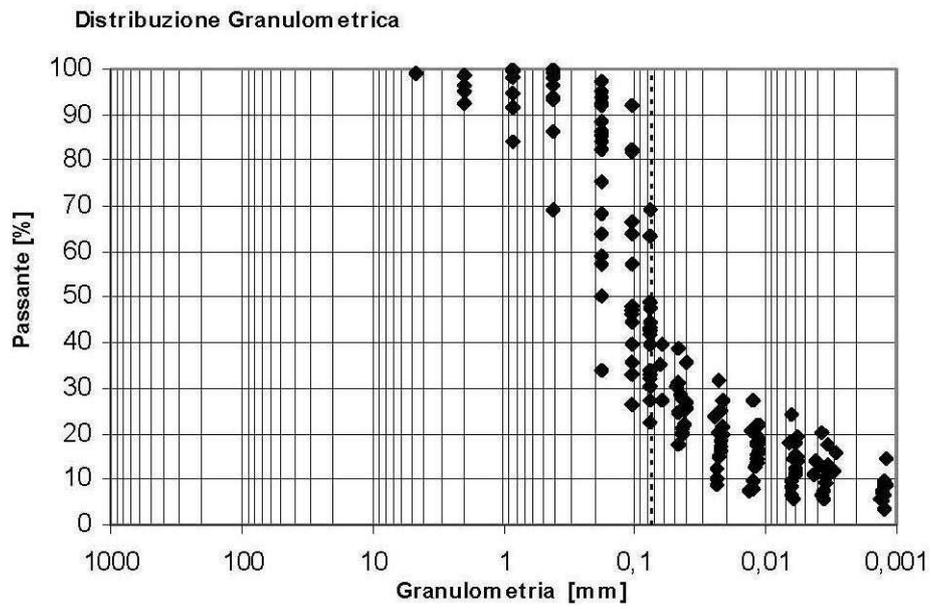


Figura 2.8 – Distribuzione granulometrica

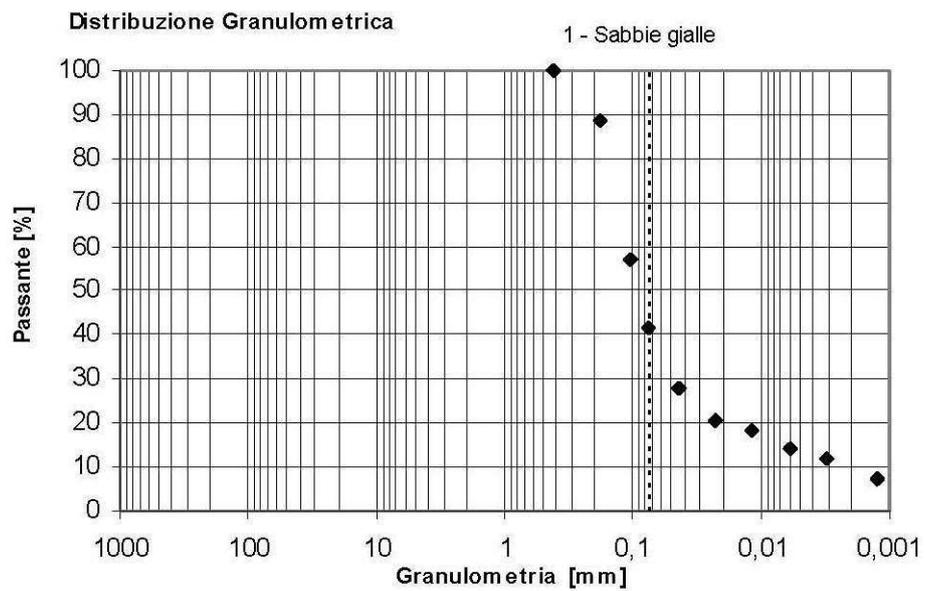


Figura 2.9 – Distribuzione granulometrica

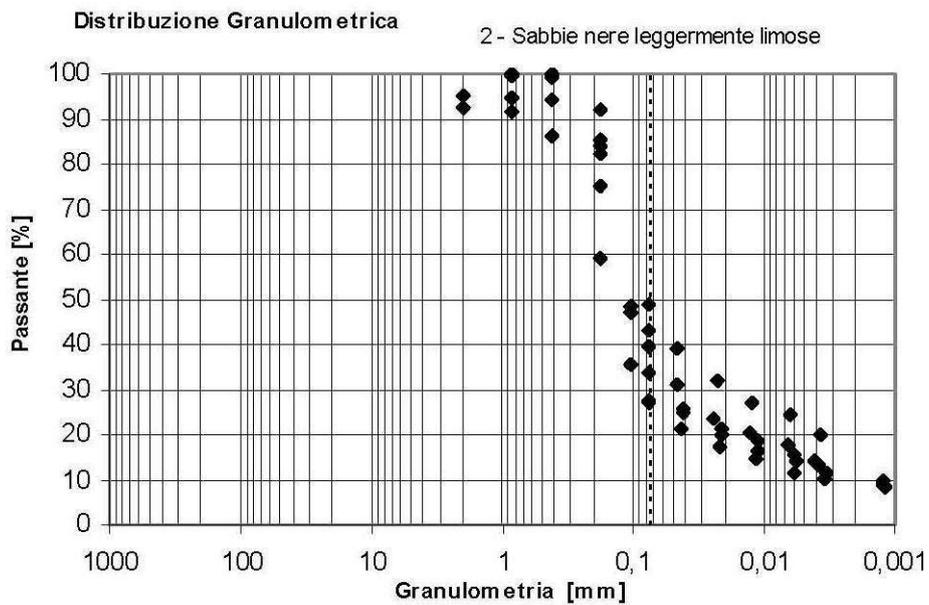


Figura 2.10 – Distribuzione granulometrica

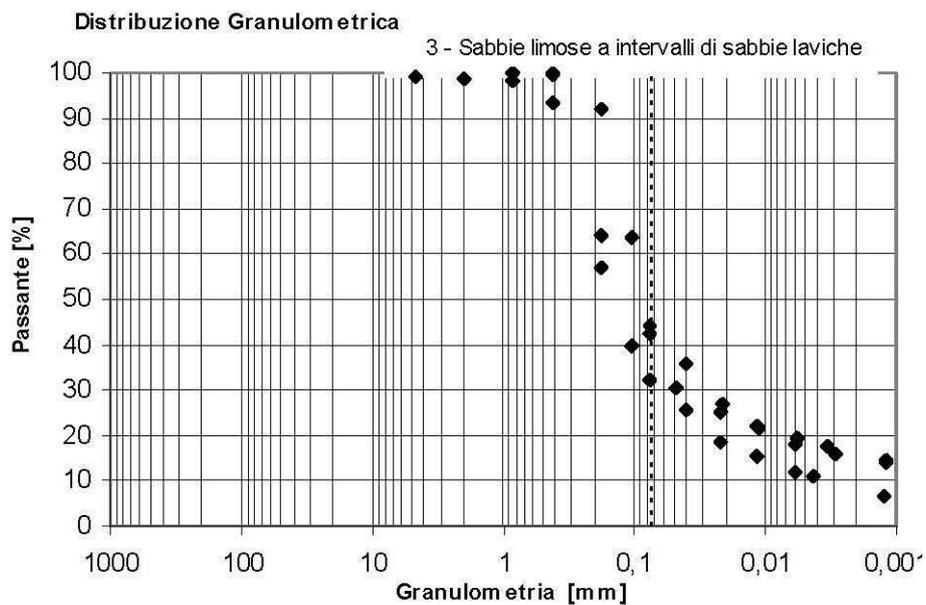


Figura 2.11 – Distribuzione granulometrica

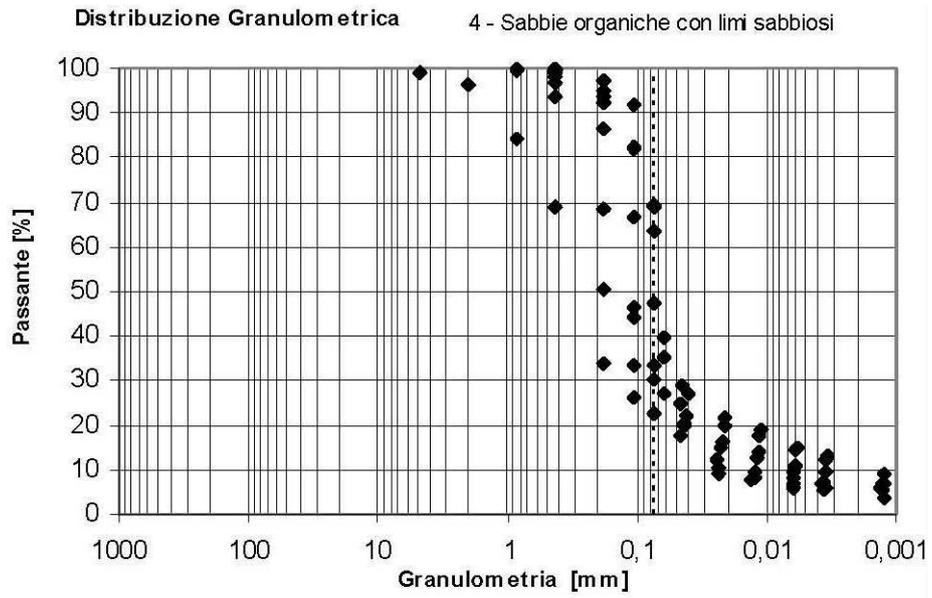


Figura 2.12 – Andamento Nspt, N1(60) e Densità relativa con la profondità

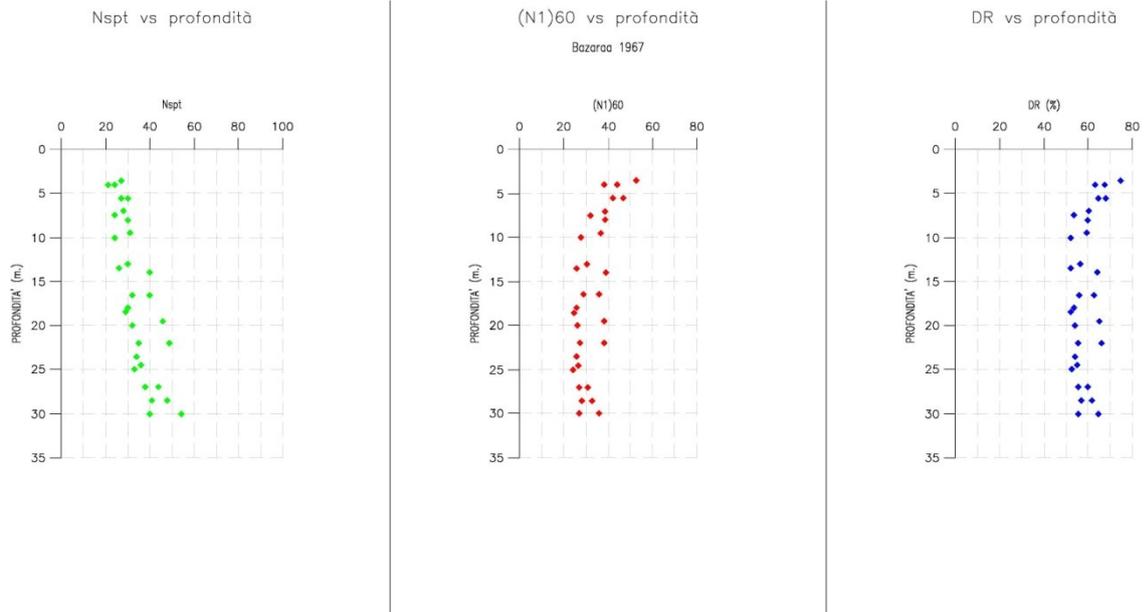


Figura 2.13 – Andamento Nspt, N1(60) e Densità relativa con la profondità

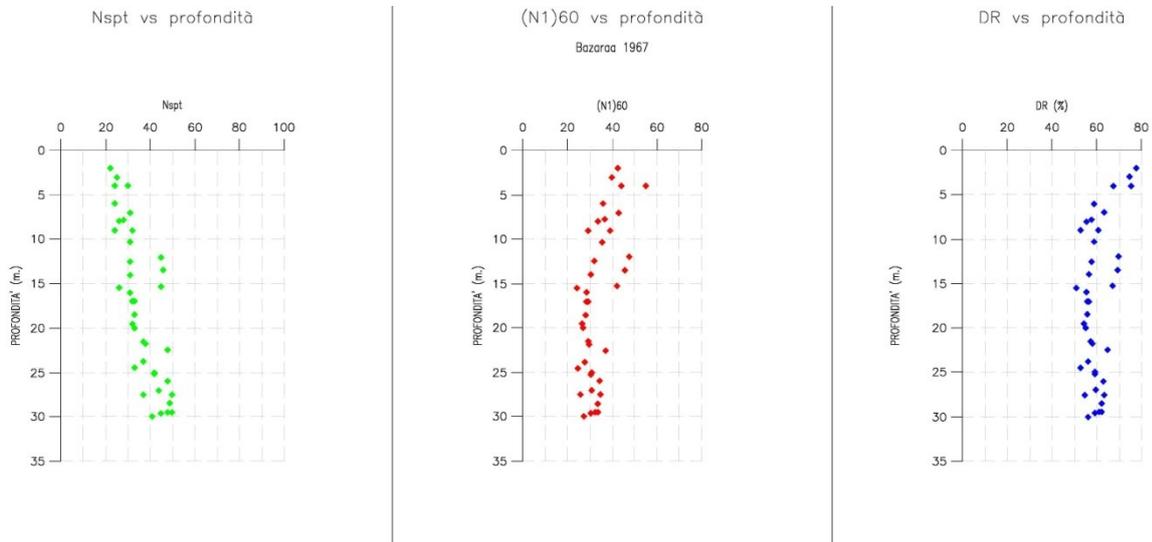


Figura 2.14 – Andamento Nspt, N1(60) e Densità relativa con la profondità

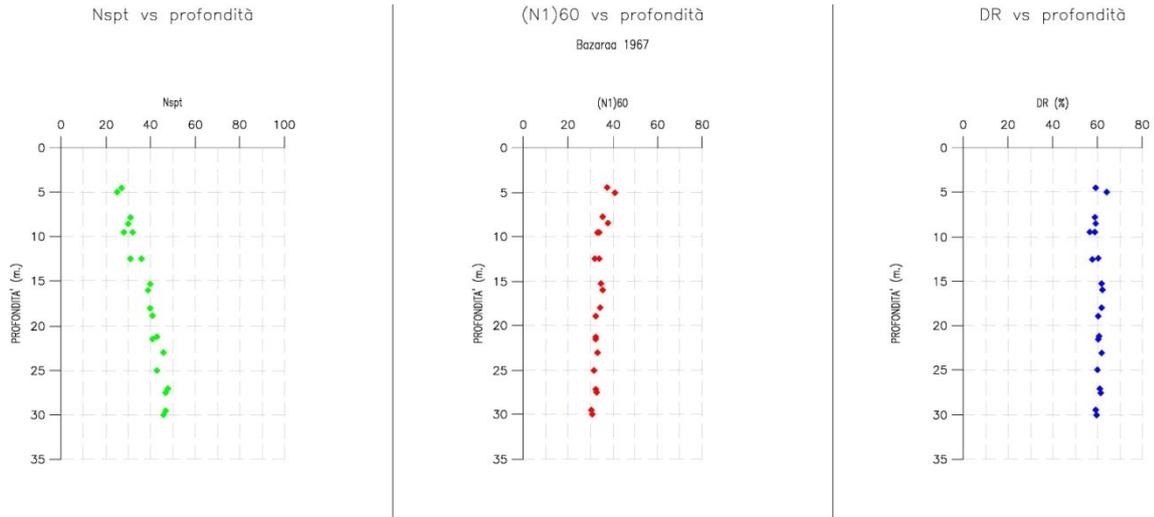


Figura 2.15 – Andamento Nspt, N1(60) e Densità relativa con la profondità

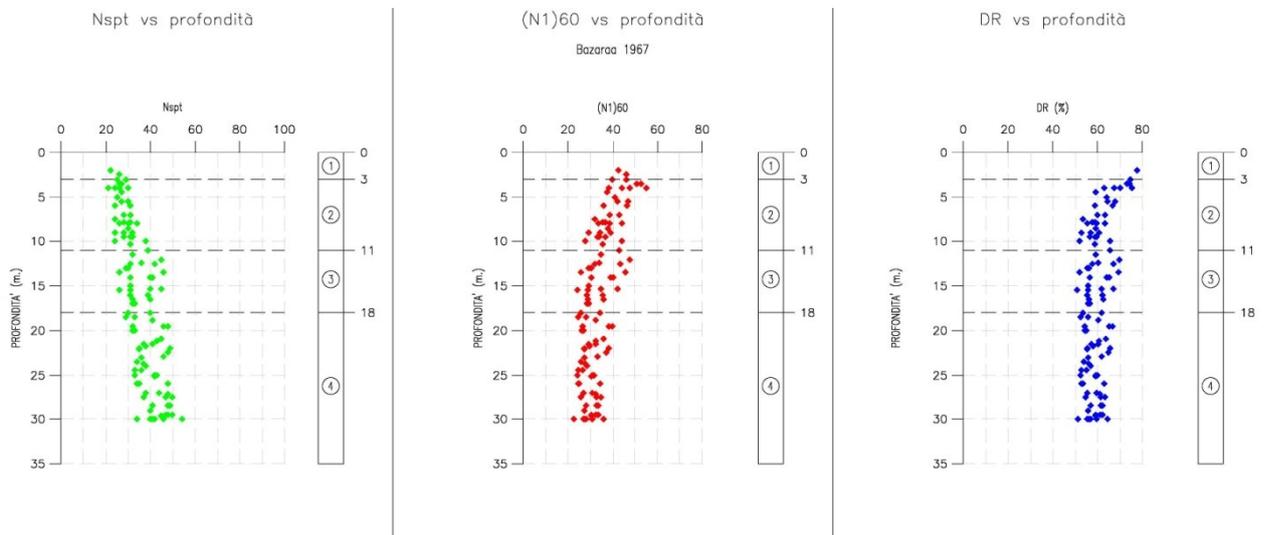


Figura 2.16 – Andamento Angolo di attrito, Modulo di Young e G max con la profondità

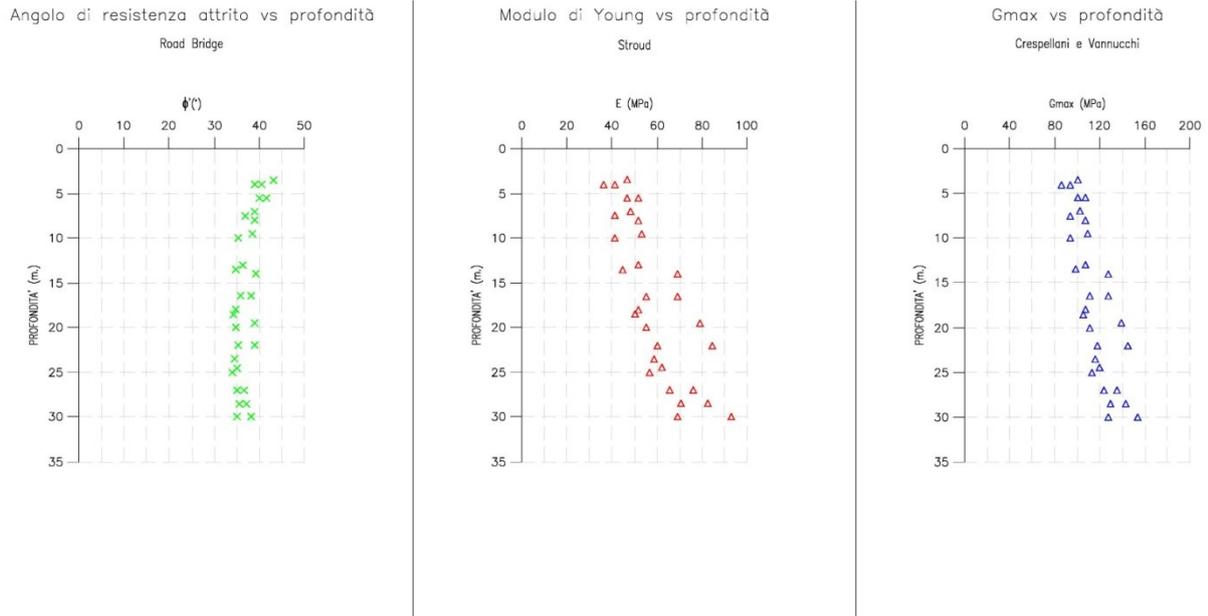


Figura 2.17 – Andamento Angolo di attrito, Modulo di Young e G max con la profondità

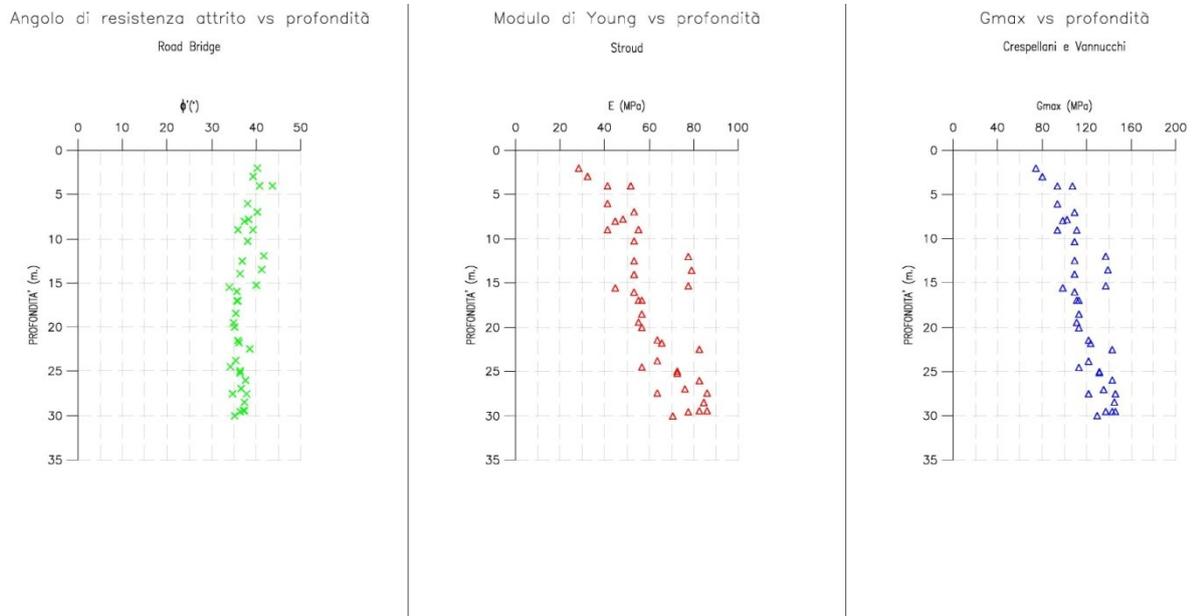


Figura 2.18 – Andamento Angolo di attrito, Modulo di Young e G max con la profondità

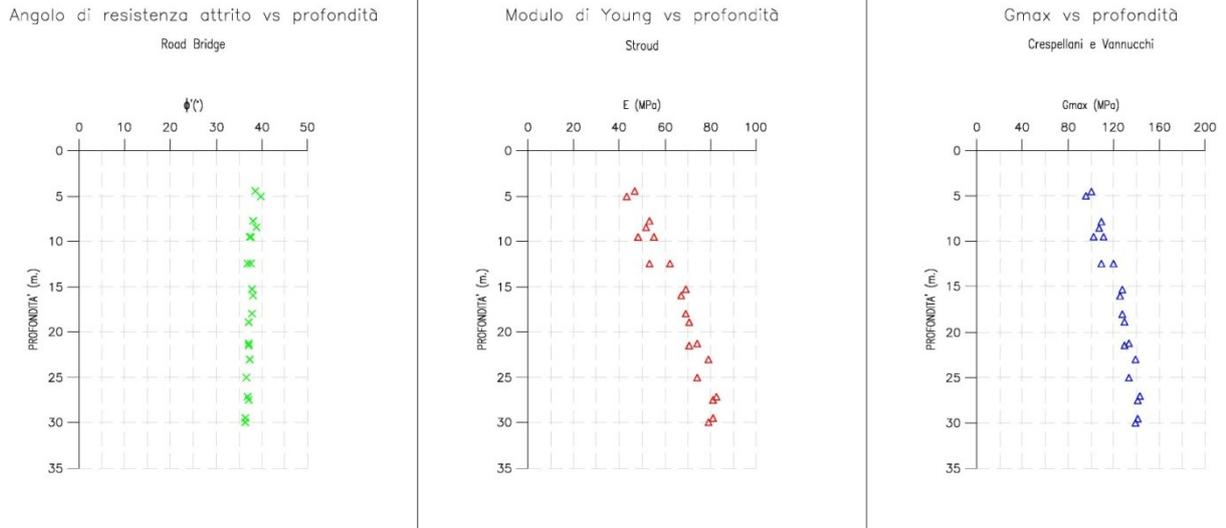


Figura 2.19 – Andamento Angolo di attrito, Modulo di Young e G max con la profondità

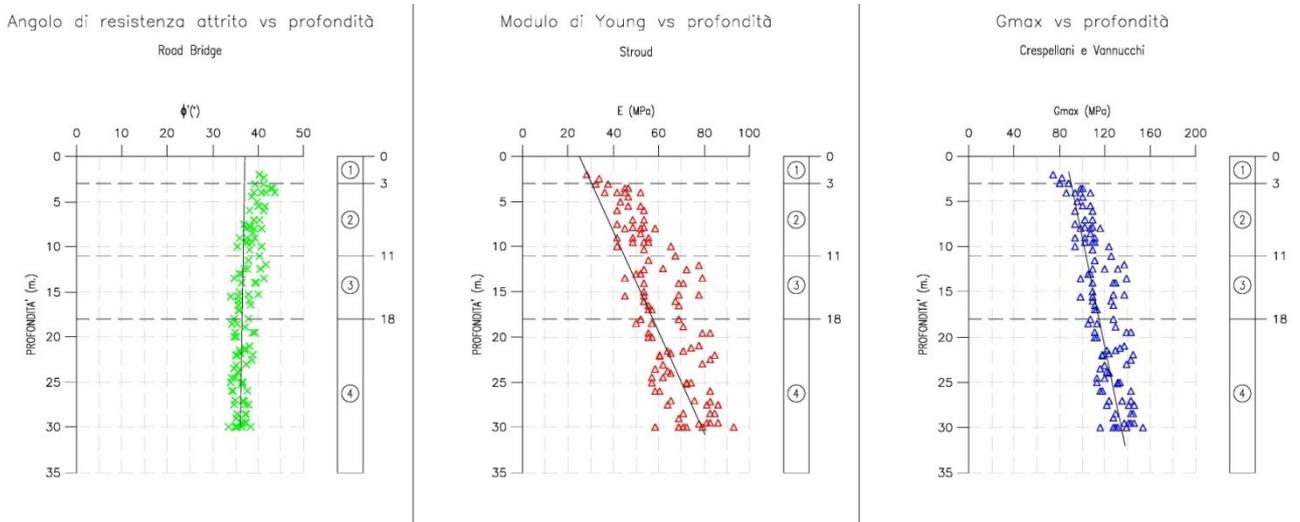


Figura 2.20 – Sezione L1 verticali indagate

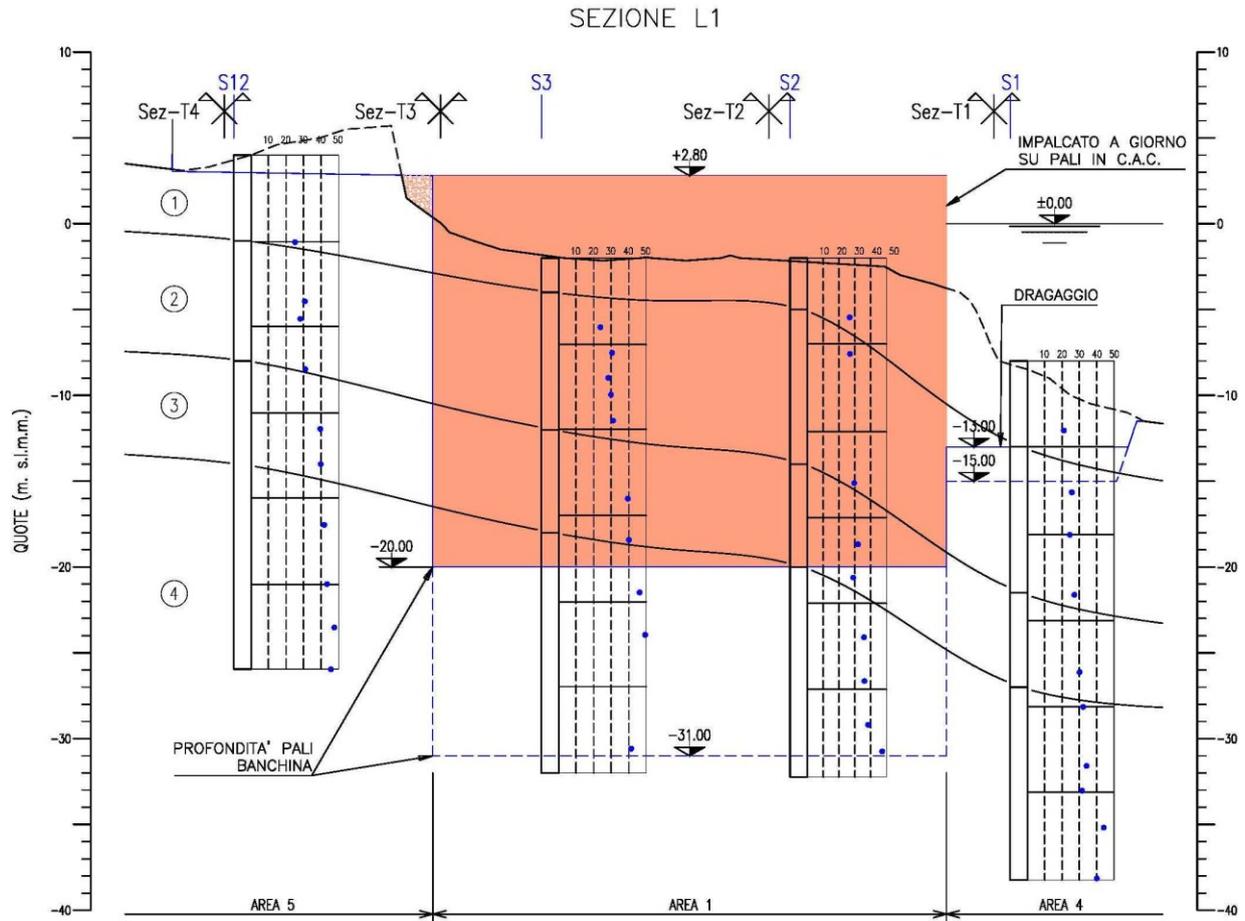


Figura 2.21 – Sezione L2 verticali indagate

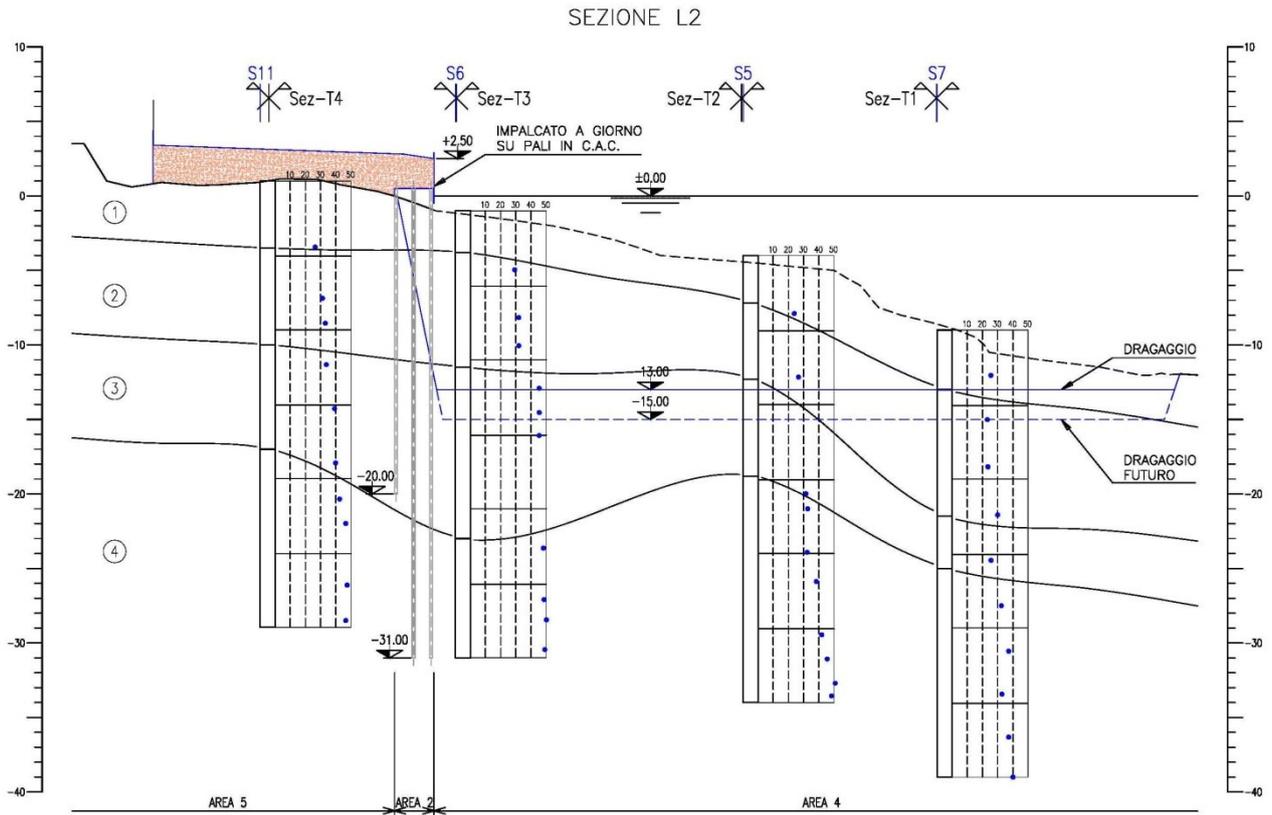


Figura 2.22 – Sezione L3 verticali indagate

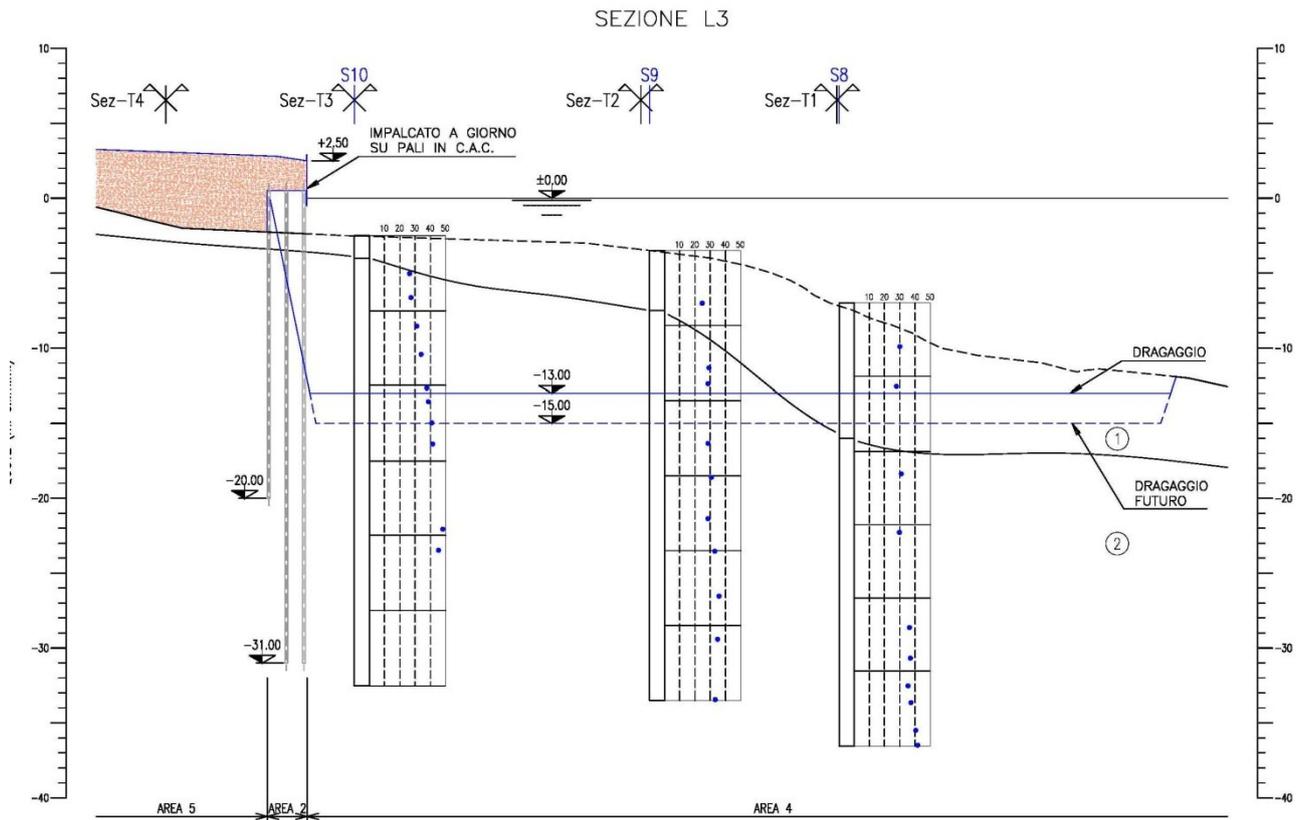


Figura 2.23 – Sezione T1 verticali indagate

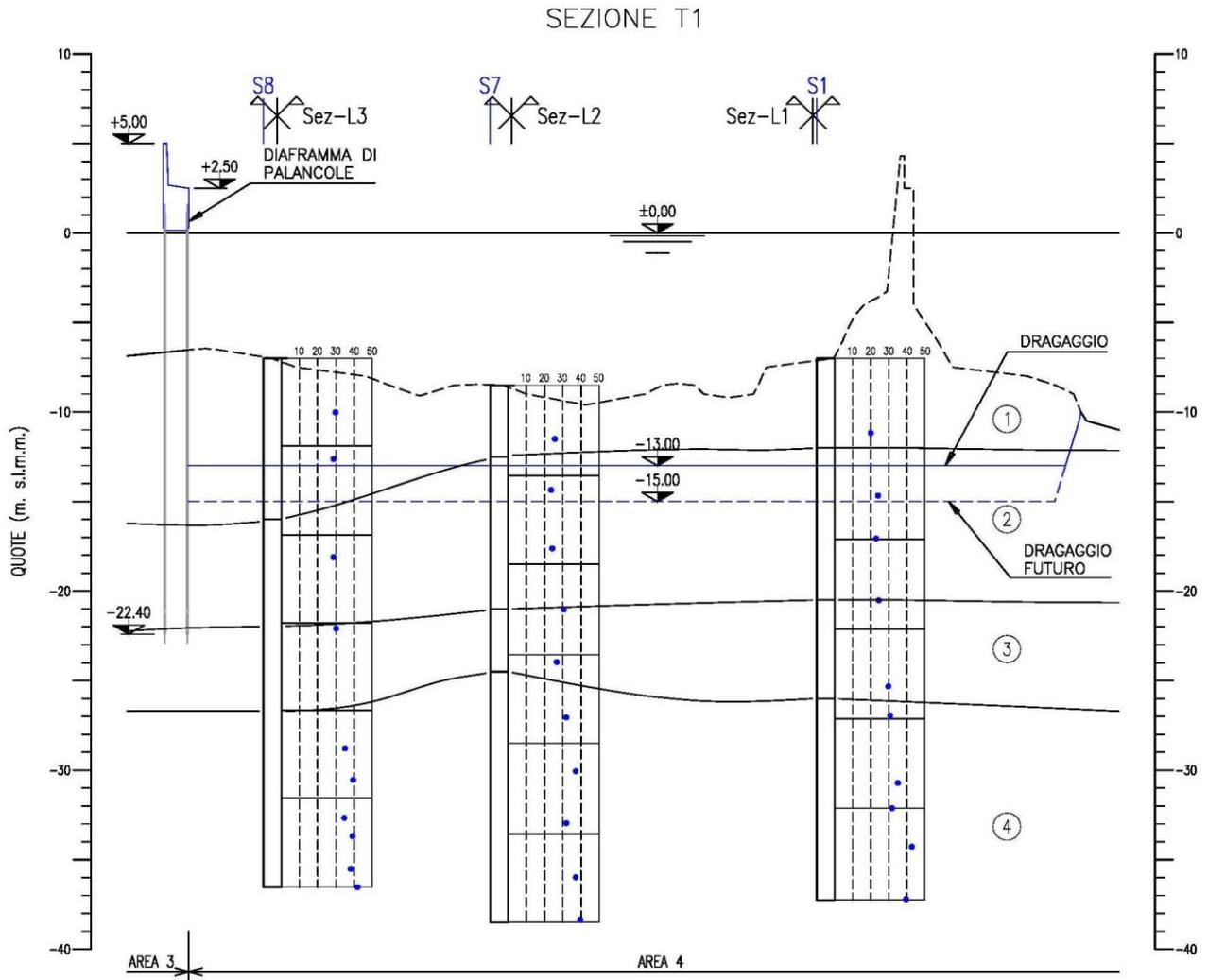


Figura 2.24 – Sezione T2 verticali indagate

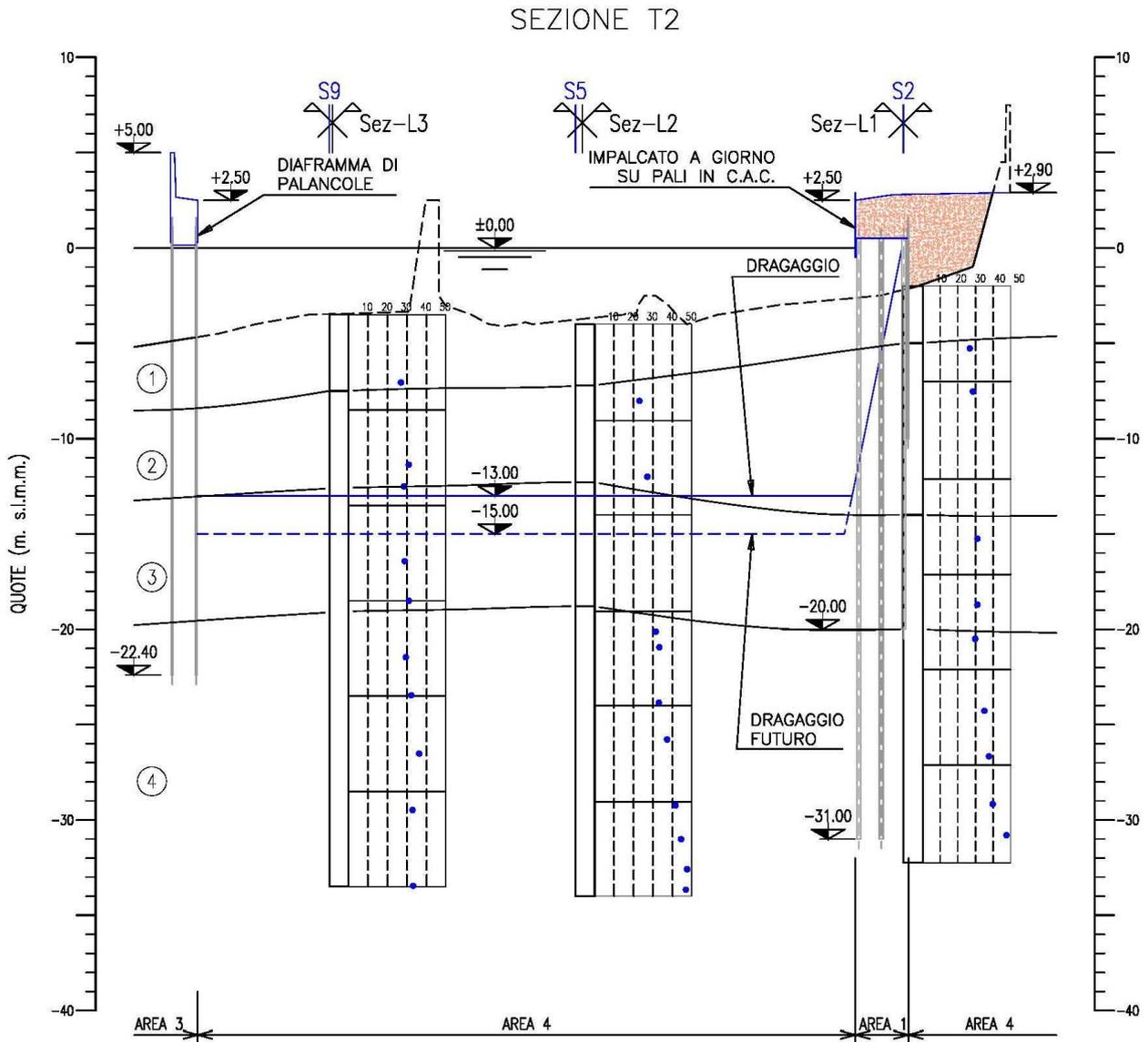


Figura 2.25 – Sezione T3 verticali indagate

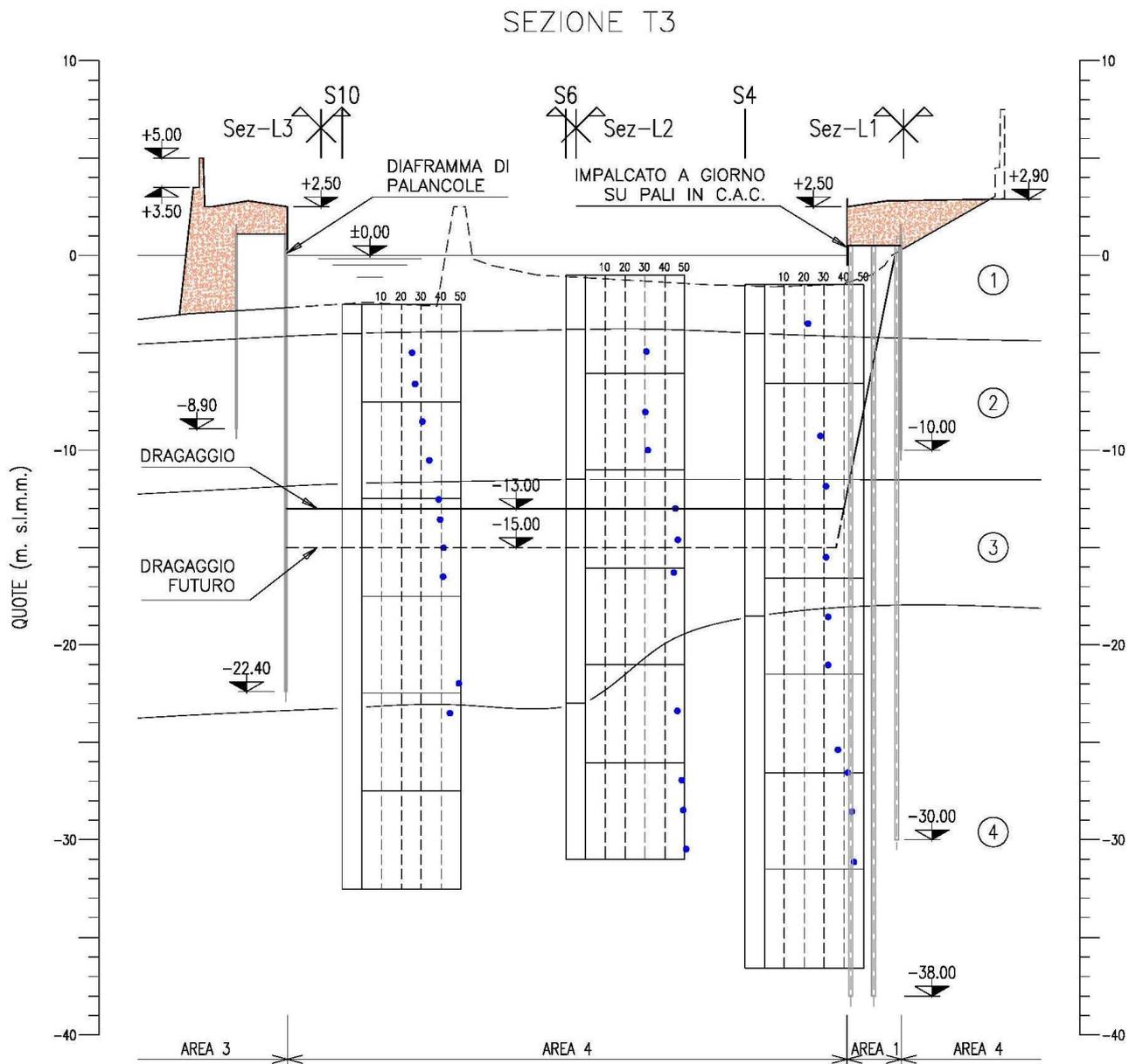
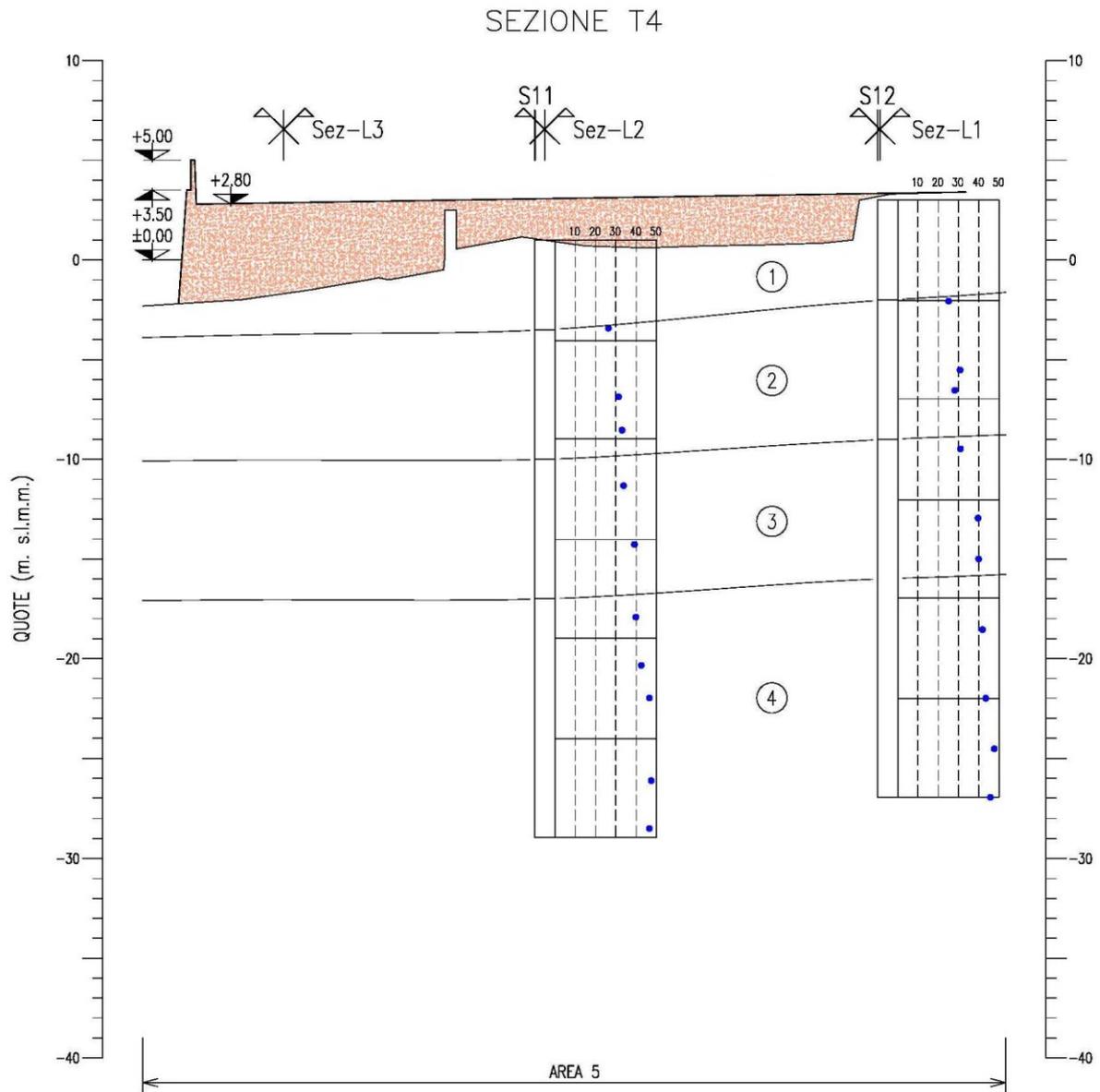


Figura 2.26 – Sezione T4 verticali indagate



3.1 GENERALITÀ

Con i suoi 8000 km di coste, l'Italia mostra una notevole varietà di ambienti litoranei, che possono presentarsi alti e rocciosi, talora a picco sul mare, oppure più spesso bassi, sabbiosi e prossimi agli apparati deltizi dei corsi d'acqua. In questo scenario, possono originarsi situazioni che originano scenari differenti per il comportamento dei sedimenti da dragare. Gli apparati costieri interessati sono gli ambienti nei quali la forza del mare, contrastando il trasporto dei materiali fini da parte dei corsi d'acqua, favorisce la deposizione di una grande quantità di sedimenti che, in tempi più o meno lunghi, creano lunghe lingue di sabbia e fango parallele alla linea di costa.

Gli interventi dell'uomo sull'ambiente possono creare forti squilibri che mettono in pericolo la stessa sopravvivenza di questo complesso ecosistema. In particolare, i pericoli possono consistere nell'accelerazione dei processi erosivi della complessa morfologia costiera, nel degrado della qualità delle acque e, di conseguenza, di tutti i processi biotici presenti.

I sistemi costieri italiani rivestono un'importanza fondamentale, sia per la loro frequenza e distribuzione lungo tutto il territorio sia per le varie richieste gestionali cui sono sottoposti. Gravita sulle zone costiere una moltitudine di interessi e di esigenze d'uso pluralistiche: aspetti produttivi (pesca ed acquacoltura), urbanistica (molti aggregati urbani si sono sviluppati su sponde lagunari), insediamenti industriali ed energetici, infrastrutture (porti turistici e porti rifugio), protezione ambientale. La gestione integrata di tutti questi aspetti si deve basare su criteri rigorosi che, attraverso una valutazione di impatto ambientale (VIA), confrontino le varie problematiche e necessità (*Brambati, 1985*).

Le complesse caratteristiche morfologiche nonché le ampie variazioni di salinità e di temperatura condizionano in diversa misura il comportamento geotecnico di materiali in relazione alla tipologia e caratteristiche dei medesimi. Spesso, infatti, le lagune si presentano come habitat severi, fortemente selettivi, talora estremi. Inoltre, i terreni limoso-argillosi che si trovano nelle zone prossime al mare o alle lagune salmastre sono ricchi di cloruri, e nonostante l'abbondante presenza di acqua, questa non è utilizzabile direttamente dalle piante pertanto tali ambienti sono caratterizzati da suoli fisiologicamente aridi. Poche specie, ad esempio le alofite (piante "alofite"), sono specializzate a sopportare acque con elevate concentrazioni saline. (*Min. dell'Ambiente e della tutela del territorio, 2004*).

I sedimenti, una matrice complessa e variabile, rappresentano un ambiente chimico-fisico nel quale alcuni organismi possono vivere ma dove, però, possono essere presenti contaminanti, elementi e composti, estranei alla loro natura o comunque in concentrazioni superiori a quelle del livello naturale ("background"). Tali contaminanti, poi, possono essere fisicamente o chimicamente "legati", al punto da non essere facilmente rimobilizzabili ed in tal caso possono modificare direttamente una gran varietà di fattori su micro e macro-scala (*U.S. Army Corps of Engineers (COE) & Environmental Protection Agency (EPA), Region II, 1984*).

Per classificare il materiale dragato contaminato (*Contaminated Dredged Material, CDM*), la prima domanda da porsi è se lo scarico o il deposito potrebbero causare effetti nocivi all'ambiente e se così, di quale grado e, conseguentemente, quali precauzioni dovrebbero essere prese per proteggere l'uomo e l'ambiente in un modo efficace. Molti paesi hanno creato un sistema di classificazione basato sulla determinazione della concentrazione totale dei contaminanti nei sedimenti. I risultati di tali analisi sono paragonati con standard, che corrispondono a differenti livelli di misure di protezione. Questo approccio è semplice e logico se si considera il problema della contaminazione solo di natura chimica. In realtà, la relazione tra i contenuti chimici e la loro influenza sul comportamento geomeccanico del materiale nonché il reale impatto ambientale è, per differenti ragioni, allo stato attuale ancora discutibile: i risultati delle analisi chimiche totali non potranno mai riflettere tutte le differenti circostanze che entrano in gioco, ma possono solo permettere un confronto tra lo stato chimico attuale dei campioni e i valori normali di fondo (*Van Hoof, 1991; Bowmer & Scholten, 1989*). Invece basare la valutazione degli scarichi su test di lisciviazione chimica fornisce informazioni sulle reali influenze che subisce il materiale relativamente al comportamento come materiale ingegneristico (*De Wolf & Baeteman, 1991*), la cui conoscenza è fondamentale per determinare il corretto comportamento ai fini tecnici oltre ad evitare il potenziale rilascio di contaminanti in modo tale da ridurre, o per lo meno minimizzare, i potenziali impatti ambientali dovuti al dragaggio (*U.S. Army Corps of Engineers, 1988a*).

Anche in Italia è affrontato il problema della gestione dei sedimenti marini, lacustri e fluviali, infatti, aree come la Laguna di Venezia oppure i porti del mar Tirreno e Adriatico necessitano di interventi per mitigare gli effetti ambientali e idrologici dovuti ad un eccessivo accumulo di materiali (*Volterra et al., 1994*). Molto spesso risulta necessario rimuovere i sedimenti dal fondo, per esempio, quando ostruiscono l'entrata dei porti: i porti canali (caratteristici dell'Adriatico) sono soggetti ad interrimento per la formazione di barre di foce, formate da sedimenti trasportati dal fiume in piena e dal mare; oppure i porti naturali (caratteristici del Tirreno) sono soggetti ad interrimento in seguito ad una disposizione errata dell'imboccatura (*Ragone & Benassai, 1999-2000*). Le difficoltà nel formulare delle strategie di gestione dei sedimenti dragati sono molteplici: in passato le difficoltà erano di natura tecnica ed economica, adesso bisogna rispettare vincoli e

regole ambientali accettati dalla società e dalla pubblica amministrazione, inoltre gli obiettivi sociali e gli interessi associati con le differenti alternative di deposito degli scarichi sono spesso in competizione (Volterra et al., 1994).

Le leggi che regolano i depositi di materiale dragato (*Direttive del Ministero dell'Ambiente D.M. 24/1/1996, per il rispetto dei vincoli ambientali come anche le sez. 404 del Clean Water Act e sez. 103 dell'Ocean Dumping Act*) richiedono, sempre, valutazioni a priori per determinare la necessità del dragaggio ed analisi chimiche, fisiche e microbiologiche dell'area (di dragaggio) effettuate da organi tecnici pubblici competenti come *ASL* o *ARPA*.

Come già anticipato nell'introduzione, il dragaggio può essere necessario in diversi casi: ad esempio, per mantenere le profondità navigabili di darsene o canali portuali (dragaggi di manutenzione), per ingrandire canali o bacini navigabili (dragaggi di risanamento), o per trasferire sul litorale in erosione sabbie prelevate da depositi sottomarini, cave (dragaggi per ripascimenti) (Gentilomo, 1998; Kelderman et al., 1991; U.S. Army Corps of Engineers, 1990). Sia la legislazione sia l'interesse pubblico richiedono, quindi, che i sedimenti contaminati devono essere identificati e poi depositati in un modo "ambientalmente responsabile" (U.S. Army Corps of Engineers, 1990). Se non c'è nessuna indicazione di contaminazione, il sedimento può essere dragato e piazzato in qualsiasi ambiente di deposito sia disponibile, per es: acque aperte o confinate o altrove. Quando i sedimenti sono contaminati, potranno essere recapitati presso depositi speciali solo dopo aver subito idonei trattamenti che ovviamente introdurranno ulteriori alti costi. Possono essere effettuati: trattamenti di tipo biologico, di tipo termico, di tipo fisico chimico e trattamenti combinati.

Il processo di dragaggio e successivo rifluimento dei sedimenti è diviso in varie macrofasi che possono provocare inconvenienti igienici ed ambientali: perciò anche se il dragaggio è considerato un'attività operativamente ed economicamente necessaria può comunque presentare effetti negativi, pertanto bisogna adottare adeguate precauzioni durante i processi di scavo, trasporto e deposito del materiale dragato (Norton, 1989; Vale, 1989). L'aumento della torbidità, delle concentrazioni di materiale in sospensione, della domanda chimica di ossigeno (COD), della dispersione di nutrienti sono le principali conseguenze negative provocate dalla fase di dragaggio (Volterra et al., 1994). Gli effetti geochimici delle operazioni di dragaggio maggiormente pericolosi per l'ambiente accadono quando i contaminanti, non legati permanentemente ai sedimenti, sono rilasciati dal materiale dragato verso l'ambiente per qualche modificazione chimico-fisica (De Wolf & Baeteman, 1991).

Scopo del presente capitolo è quello di individuare i principali inquinanti presenti nei sedimenti marini oggetto di dragaggio e definirne le caratteristiche finalizzate alle possibili influenze del comportamento geotecnico dei materiali nonché le possibili conseguenze di tipo ambientale.

3.2 COMPONENTE INQUINANTE

3.2.1 Premessa

Il sedimento può essere definito come "materiale solido accumulato sulla superficie della litosfera per opera di fattori che agiscono nell'atmosfera, nella idrosfera e nella biosfera": il sedimento è, pertanto, il prodotto di un ciclo sedimentario definito come "una serie di eventi e trasformazioni che i materiali sedimentari subiscono ripetutamente nel tempo" e di cui si possono individuare le seguenti tappe:

- ✓ degradazione meteorica (fisica e chimica);
- ✓ erosione trasporto sedimentazione;
- ✓ seppellimento;
- ✓ diagenesi;
- ✓ degradazione.

I frammenti che si staccano da una roccia per effetto della degradazione meteorica e di processi di erosione cadono ai piedi di una parete o di un pendio per poi essere trascinati (trasporto) dalla pioggia, dalle acque dilavanti, dai torrenti, raggiungendo direttamente o attraverso corpi idrici principali il mare. Nei corpi idrici poi gli ioni, che si trovano disciolti in acqua, possono combinarsi in sali insolubili che precipitano sul fondo sotto forma di cristalli. Questa isodinamica è resa essenzialmente possibile da continui scambi di energia tra atmosfera, idrosfera e litosfera.

Il luogo di arrivo, il punto di raccolta finale dei materiali provenienti dalle rocce nelle terre emerse è il mare: il luogo di richiamo di tutti i processi esogeni.

Una volta accumulati (sedimentazione) in fondo al mare, i sedimenti partecipano al "ciclo di eventi" che vede interagire litosfera, idrosfera e atmosfera. Il sedimento incoerente sarà ritrasformato con mutamenti di composizione e, in certi casi, di tessitura a causa di fenomeni di cementazione e di compattazione (*fasi della diagenesi*) (De Magistris, 1996-1997).

Una delle principali caratteristiche delle masse sedimentarie è di essere stratificate, in quanto sono depositate in fasi successive. I tipi conosciuti di sedimenti sono numerosissimi, ma quelli fondamentali, che rappresentano i maggiori volumi, sono pochi: si tratta essenzialmente di fanghi (argilla e silt), sabbie e carbonati (calcari e dolomie) e sali evaporitici.

I principali costituenti dei sedimenti sono qui di seguito elencati (Angelucci, 1989).

- ✓ *granuli o clasti*: sono particelle che hanno subito un trasporto e un deposito meccanico; si tratta di frammenti (clasti) di minerali, rocce e sedimenti preesistenti, ma anche di particelle originatesi per accrescimento o aggregazione. Da queste particelle si ricavano notizie sulla provenienza e sul trasporto.

- ✓ *frammenti vulcanici o piroclastici*: sono i materiali, lave-vetro e cristalli, eiettati in aria o sott'acqua dall'attività esplosiva dei vulcani, e depositati poi meccanicamente. L'intercalazione di piroclasti ad altri sedimenti è molto efficace perché permette di fare datazioni assolute e correlazioni cronologiche tra punti diversi.
- ✓ *precipitati chimici*: sono cristalli e aggregati cristallini separatisi da una soluzione acquosa per via inorganica (o anche mediante biotrasformazioni), oppure sostanze inorganiche amorfe provenienti dalla coagulazione di colloidali dispersi nei mezzi idrici. Questi riflettono le condizioni chimico-fisiche del mezzo o dell'ambiente di deposito, come la temperatura, la concentrazione di vari ioni, la salinità, il Ph, la tensione di vapore di gas, la pressione etc...
- ✓ *spoglie organogene resistenti (gusci o scheletri)*: sono i fossili nei sedimenti del passato e derivano dalla fissazione di minerali dentro o intorno al corpo degli organismi (precipitazione biochimica diretta).
- ✓ *materiali organici* ("parti molli"): sono i resti delle cellule e dei tessuti, cioè di quella che era la parte vivente degli organismi; tutti i sedimenti attuali contengono sostanze organiche: in quelli marini esse aumentano dal mare aperto alla costa e dai sedimenti grossolani a quelli fini.
- ✓ Altri costituenti minori possono essere materiali meteorici (particelle fini, microscopiche come meteoriti e micrometeoriti) ed altre particelle indigene di origine mista.

I sedimenti possono pertanto essere genericamente definiti come una "collezione" di minerali a grana fine-media-grossa e di particelle organiche che sono depositati sul fondo di laghi, fiumi, baie, estuari ed oceani e che, in un certo senso, sono in grado di "assorbire" ciò che è disperso nel corpo idrico, in particolare quando le condizioni idrodinamiche lo consentono (limitato ricambio di acqua) e quando i sedimenti sono a grana fine. Inoltre, sono un'importante componente dell'ecosistema acquatico perché forniscono nicchie per gli organismi bentonici acquatici, rappresentando così il substrato per una gran varietà di organismi della rete trofica che vivono nei sedimenti stessi o all'interfaccia acqua-sedimento (*Burton, 1992a*). I sedimenti costituiscono, quindi, un "sistema", comprendente materia solida e acqua, che evolve dinamicamente (*Chapman, 1995; Hakanson, 1992*). I processi fisici, chimici, e biologici avvengono nei sedimenti come gradienti dinamici che influenzano la biodisponibilità di sostanze tossiche (elementi, specie ioniche e composti) eventualmente presenti, siano essi metalli, metalloidi o sostanze organiche. Lo strato superficiale (di pochi centimetri) del sedimento è la "porzione attiva" dell'ecosistema mentre i sedimenti più profondi sono, in genere, "indisturbati". In tal senso, gli strati più profondi possono rappresentare la "memoria storica" dell'attività dell'ecosistema e possono consentire anche valutazioni sull'andamento dell'eventuale inquinamento dell'area considerata (ad esempio un tratto marino costiero) o di un intero bacino lacustre. Occorre, comunque, considerare che anche strati

non superficiali di sedimento possono essere reintrodotti nella "porzione attiva" attraverso attività di dragaggio, bioturbazione, forti tempeste ed eventi idrogeologici (*Burton, 1992b*).

In conclusione, lo studio dei sedimenti di bacini lacustri e del mare, soprattutto in condizioni idrodinamiche che hanno consentito un regime di sedimentazione relativamente costante ed in assenza di significativi fenomeni di rimescolamento degli strati superficiali e profondi, è scientificamente riconosciuto come uno degli approcci migliori per ottenere informazioni "storiche" sull'inquinamento dei sedimenti da trattare.

3.2.2 La contaminazione dei sedimenti

Per quanto detto precedentemente, i sedimenti (ed in particolare i sedimenti marini) rappresentano il comparto ambientale identificabile come il punto di raccolta finale sia dei materiali provenienti dalle rocce nelle terre emerse sia di quanto sversato nell'ambiente dalle attività dell'uomo. In tal senso il loro studio e, in particolare, l'analisi del livello di inquinamento ad essi associato permettono di ottenere importanti informazioni sul livello di contaminazione dell'ambiente al quale sono direttamente riconducibili. Pertanto, quando si parla di inquinamento in un ecosistema acquatico è necessario riferirsi non solo al livello di contaminazione delle acque ed all'eventuale accumulo dei contaminanti negli organismi, con conseguente effetto tossico, ma anche ai sedimenti, che nel ciclo degli inquinanti costituiscono un anello importante sotto molti punti di vista. Due sono gli aspetti dei fenomeni di contaminazione finalizzato allo studio dell'influenza sul comportamento geotecnico.

- ✓ l'alterazione, soprattutto chimica e biologica, dell'ambiente sedimentario marino naturale;
- ✓ l'accumulo e la trasformazione di "sostanze nocive" entro il sedimento,
- ✓ la loro successiva cessione alle acque sovrastanti ed il possibile trasferimento nella catena trofica.

I contaminanti seguono tutti i normali processi sedimentari dei composti naturali: trasporto, deposizione, (ri)mobilizzazione, ecc. Si può quindi, in un certo senso, considerare l'inquinamento dei sedimenti come un aspetto particolare dei processi sedimentari (*Forstner, 1989, Salomos & Forstner, 1980*). I contaminanti possono alterare l'ambiente sedimentario per la loro composizione e/o quantità:

- ✓ Se sono composti, o più genericamente sostanze, non esistenti in natura si possono innescare reazioni estranee all'ambiente sedimentario naturale;
- ✓ Se la quantità di sostanze inquinanti è "eccessiva", si possono verificare profondi cambiamenti dell'ecosistema sino ad avere la sostituzione del vecchio ambiente con uno nuovo (*Selli et al., 1991; El Bilali, 2002*).

Quando si parla genericamente di contaminanti in realtà si fa riferimento ad una quantità difficilmente stimabile di elementi, specie ioniche, composti organici ecc. Sempre in generale si possono individuare alcune principali classi di contaminanti, rilevanti dal punto di vista sia ambientale sia geotecnico. La classe probabilmente più vasta è quella dei cosiddetti "microinquinanti organici". A puro titolo di esempio, in questa classe vengono generalmente compresi i pesticidi, fitofarmaci, i PCB (policlorobifenili) ed altri composti clorurati, le diossine, gli IPA (idrocarburi policicliciaromatici), gli idrocarburi di origine petrolifera, i fenoli ecc. Poi sono da tener presente molte Specie Ioniche Quali Ad Esempio Nitriti, Nitrati, Fosfati, Ammonio(Generalmente Classificate Insieme Al Carbonio Organico Come "Nutrienti"), Cloruri, Fluoruri, Solfati ecc. Infine, è necessario considerare gli elementi, generalmente raggruppati in tre classi: maggiori(calcio, magnesio, sodio e potassio), minori (ad esempio: manganese, ferro ecc.) e "in traccia", questi ultimi effettivamente rilevanti da un punto di vista geochimico ed ambientale. Nell'ambito degli elementi in traccia, quelli di maggior rilievo dal punto di vista tossicologico/ambientale vengono, in modo non molto corretto, chiamati "metalli pesanti". I metalli pesanti generalmente considerati in studi ambientali sono il mercurio, il cadmio, l'arsenico, piombo, il rame, il nichel, il cromo e, in misura minore, il vanadio, il cobalto, il bario (ed altri ancora).

I metalli possono essere presenti in ambiente acquatico (acqua/sedimenti) in varie forme: come ioni liberi e quindi solubili in acqua, come complessi solubili organici (umici, a basso peso molecolare) e inorganici, come specie ioniche facilmente scambiabili, come precipitati di ossidi e idrossidi, coprecipitati con idrossidi colloidali di ferro e manganese, come complessi organici insolubili, come solfuri insolubili e come forme residuali della roccia madre (ed in questa forma sono generalmente assai poco mobili). In confronto ai contaminanti organici non polari, le dinamiche di scambio dei metalli e metalloidi tra i sedimenti e le acque interstiziali e superficiali sono particolarmente complesse (*Power & Chapman, 1992; Chen et al., 1996; Frascari et al., 1984; Guerzoni, 1990; Gupta&Aten, 1993; Hani&Gupta, 1982; Silvestroni, 1992*).

Lo studio del destino dei metalli pesanti nell'ambiente è reso estremamente complesso dal fatto che essi non rimangono nella forma in cui sono stati introdotti originariamente ma, essendo sottoposti ad equilibri in continua evoluzione, hanno la possibilità di migrare da un comparto ambientale all'altro (*Ferguson, 1982; Engler et al., 1977; Fjeld et al., 1994; Forstner& Muller, 1973*).

3.2.3 Principali fattori che possono influenzare il comportamento geotecnico dei sedimenti

La presenza di metalli pesanti può comportare una modifica del comportamento geotecnico dei materiali a grana fine legata essenzialmente alla variazione di superficie specifica. I principali fattori che influenzano la forma chimica del metallo in acqua sono:

- A. Ph. Gli ambienti acidi favoriscono la presenza della specie ionica del metallo rendendo così alta la sua concentrazione nella fase acquosa. Essi risultano allora essere in condizioni di pronta assimilabilità e, pertanto, in grado di indurre fenomeni di tossicità, nonché di entrare nella rete trofica. Diversamente, all'aumentare del Ph diminuisce, generalmente, la solubilità dei metalli a causa della formazione di ossidi ed idrossidi che precipitano con conseguente drastica diminuzione della loro assimilabilità.
- B. Sostanze organiche. Il contenuto di sostanze organiche e dei loro prodotti di decomposizione nei sistemi acquatici riveste una grande importanza per quanto riguarda il destino dei metalli in traccia (*Lietz & Galling, 1998*). Tali sostanze organiche e i loro derivati agiscono sull'equilibrio dei metalli in soluzione mediante reazione di complessazione, con i conseguenti molteplici effetti:
- aumento della solubilità dei metalli;
 - alterazione della loro distribuzione tra forma ossidata e ridotta;
 - alterazione della biodisponibilità e quindi della loro tossicità;
 - influenza sui processi di adsorbimento dei metalli sul materiale sospeso;
 - influenza sulla stabilità dei composti contenenti metalli.

In ambienti naturali acquatici, la quantità di sostanze organiche disciolte dipende dal bilancio tra la produzione di biomassa e la biodegradazione. L'influenza dei composti organici sulla tossicità e l'accumulo dei metalli pesanti è pertanto meno rilevante in ambienti a basso impatto antropico (*Nurnberg, 1983*), mentre riveste un ruolo fondamentale in acque eutrofizzate o dove siano presenti inquinanti organici di origine antropica. Solo per il rame è stato riscontrato che la distribuzione delle specie dipende strettamente da chelanti organici naturali (*Stumm & Morgan, 1981*). Gli agenti complessanti organici possono favorire il desorbimento dei metalli pesanti dal materiale sospeso e dai sedimenti per poi rilasciarli, come risultato della rapida biodegradabilità del chelante.

- C. Potenziale di ossidoriduzione. Il potenziale di ossidoriduzione è un altro fattore molto importante che influenza il rilascio dei metalli in soluzione da parte dei sedimenti (*Gotoh & Patrick, 1972; Gotoh & Patrick, 1974; Holmes et al., 1974; Patrick & Verlaoo, 1998; Van Ryssen et al., 1998; Millaward & Moore, 1982*); ciò è dovuto al

fatto che solubilità e formazione di complessi dipendono dallo stato di ossidazione del metallo quindi, in funzione del tipo di ambiente ossidante o riducente variano le forme sotto le quali sono presenti i metalli. L'anaerobiosi dei sedimenti porta, ad esempio, alla riduzione del ferro trivalente a ferro bivalente, con conseguente effetto sulla possibile precipitazione. Gli elementi maggiormente influenzati da questo parametro sono quelli caratterizzati da più stati di ossidazione come il ferro, il rame, il cromo e il manganese; tali metalli partecipano alle reazioni di ossidoriduzione che avvengono nei sedimenti, regolate dalla stabilità relativa dello stato ossidato o ridotto delle specie che prendono parte alla reazione. I solfuri insolubili di molti metalli pesanti, che si sono formati in condizioni ridotte, possono poi essere ossidati quando le condizioni diventano aerobiche, prima a zolfo elementare e poi a solfato, rilasciando lo ione solubile del metallo. Perciò a bassi Ph e sotto condizioni ossidanti, gli ioni liberi sono presenti in maggiori quantità. Sotto condizioni riducenti, i metalli sono presenti soprattutto come solfuri insolubili e sono scarsamente biodisponibili (*Burton, 1992b*).

- D. Salinità. La salinità è un altro importante parametro che influenza, direttamente e indirettamente, il rilascio dei metalli pesanti dai sedimenti nelle acque sovrastanti (*Salomons & Forstner, 1984*). L'influenza della salinità è trascurabile in ambienti marini dove rimane relativamente costante, ma assume fondamentale importanza negli estuari e negli ambienti di transizione dove c'è il mescolamento delle acque dolci con quelle salate (*Salomons, 1980*). I metalli rilasciati vengono infatti complessati dallo ione cloruro e da altri leganti diventando così meno probabile il loro riadsorbimento sul particolato sospeso.

A causa degli apporti antropici, le concentrazioni dei microinquinanti nei sedimenti degli ecosistemi acquatici possono superare di molto i valori naturali di fondo, nelle zone più antropizzate e con alta concentrazione di attività industriale. Un modo per valutare il "peso" dell'inquinamento è dividere la concentrazione per quella attribuibile al fondo naturale dell'area in esame. I valori di riferimento sono in genere basati su misure di concentrazione in suoli e sedimenti di zone limitrofe all'area in studio, che hanno subito un basso impatto antropico. Questi valori-guida sono scelti più o meno arbitrariamente e sono solo uno strumento per la valutazione della qualità dei sedimenti (*Kerdijk, 1989*).

Riassumendo, l'influenza ai fini geotecnici è legata alla presenza dei metalli presenti nei sedimenti che possono essere influenzate (ed aumentate) principalmente da quattro fattori: (1) abbassamento di Ph, (2) cambiamento delle condizioni redox, (3) formazione di complessi organici, e (4) aumento della salinità. I metalli, infatti, non sono permanentemente legati al sedimento, ma possono essere rimobilizzati da agenti chimici e/o biologici, sia nel comparto sedimentario che nella colonna

d'acqua. Si può, in prima approssimazione, affermare che la "rilevanza geochimica" dei metalli nei sistemi sedimento/acqua è determinata dalla loro mobilità piuttosto che dalla loro concentrazione. Proprio per questo suscitano maggiore interesse gli ecosistemi acquatici ed, in generale, gli ambienti nei quali possono facilmente avvenire fenomeni di scambio e rimobilizzazione (*Forstner et al., 1984, Bourg, 1984; Gulmini et al., 1988; Jones & Turkey, 1997*).

Per i metalli pesanti che vengono generalmente presi in considerazione negli studi di carattere ambientale si forniscono, qui di seguito, alcune informazioni generali sulle principali sorgenti di contaminazione, sulla loro diffusione nell'ambiente e sulla loro tossicità.

Cadmio.

Il cadmio è presente nella crosta terrestre a basse concentrazioni e si trova spesso come impurezza nei solfuri di zinco e piombo. È stato stimato che più del 90% del cadmio presente nell'ambiente derivi da attività umane mentre solo il 10% è di origine naturale. È utilizzato sostanzialmente nell'industria galvanica; altri impieghi riguardano la produzione di pigmenti, leghe e batterie. Alcuni pesticidi contengono composti del cadmio. La presenza del cadmio nell'ambiente è influenzata anche dal fatto che le piante hanno un'elevata capacità di accumularlo (*Petit & Rucandio, 1999*). La sua tossicità diminuisce all'aumentare della durezza e dell'alcalinità dell'acqua (*Comans, 1990; Comans & Van Dijk, 1998*).

Rame.

Il rame è presente ad alte concentrazioni nella crosta terrestre, sia come metallo nativo sia in molti minerali, come cuprite e malachite. Si trova spesso nel suolo e nei sedimenti in forma poco mobile, legato alla materia organica (acidi umici e fulvici), grazie alla presenza di gruppi funzionali contenenti ossigeno in grado di interagire con lo ione rameico. Ha vasti impieghi nel settore industriale al pari di elementi come il ferro e l'alluminio ed attualmente l'approvvigionamento si basa essenzialmente su operazioni di riciclaggio. In generale, il rame è impiegato per produrre vari tipi di leghe, componenti elettriche, pitture, lastre per fotoincisioni, pesticidi e fungicidi. La sua tossicità diminuisce all'aumentare dell'alcalinità dell'acqua, poiché esso può essere complessato da anioni presenti, che impediscono così la sua azione inquinante; analogamente, la presenza di composti organici può ridurre gli effetti tossici indotti da tale elemento (*Pagano et al., 1996*).

Nichel.

La presenza di nichel negli ecosistemi acquatici e nelle falde acquifere superficiali e profonde è legata essenzialmente a processi naturali, alla dissoluzione di rocce, ed è quindi generalmente correlabile al bacino litologico. Non possono, comunque, essere trascurati gli apporti dovuti a processi industriali. I principali minerali che contengono nichel sono la pentlandite e la garnierite. L'aumento naturale del livello di nichel è legato principalmente alla fase particolata presente in

atmosfera: le ceneri del carbone possono contenere, infatti, concentrazioni di nichel variabili da 3 a 10 ppm. Altri contributi significativi sono determinati da processi industriali di purificazione e dalla produzione di leghe con ferro, rame, cromo, zinco. Il nichel trova largo impiego anche nelle officine galvaniche. Tale elemento è considerato relativamente non tossico (*Rand, 1995; Scoog & West, 1986*).

Piombo.

Il piombo è presente nella crosta terrestre in misura ridotta: il suolo contiene naturalmente piccole quantità di composti di piombo. L'inquinamento causato da tale elemento interessa vari comparti ambientali: acqua, aria e suolo. La sua concentrazione nell'aria cresce molto più rapidamente che nell'acqua e nel suolo; essa è causata principalmente dalla combustione di additivi antidetonanti presenti nelle benzine. In generale, il piombo deriva da attività industriali, artigianali e da pratiche agricole. Nei sedimenti, il piombo è assorbito fortemente dalle particelle colloidali organiche ed inorganiche; inoltre si può presentare sotto forma di chelati insolubili con la materia organica. La frazione mobile varia notevolmente con il Ph (*Rand, 1995; Scoog & West, 1986*).

Zinco.

Il minerale principale da cui si ricava lo zinco è la blenda; la maggior parte di tale elemento è presente in natura sotto forma di solfuro che, a causa della sua scarsa solubilità, sarebbe difficilmente rimosso dai giacimenti. Esso è ossidato dai batteri in ambiente acido, dando così luogo al solfato di zinco, molto solubile. Lo zinco è impiegato principalmente nei processi di zincatura dei metalli per ritardarne la corrosione, nella preparazione di leghe, nella produzione di ossido di zinco, nell'industria della gomma; è aggiunto anche nei mangimi. La disponibilità dello zinco dipende da alcune proprietà della matrice in cui si trova, come Ph, sostanza organica, percentuale di argilla, disponibilità di manganese, ferro, alluminio e condizioni fisico-climatiche. Lo zinco è insolubile se legato ad acidi fulvici o a molecole organiche piccole e ad amminoacidi (*Pagano et al., 1996; Gardner, 1999*).

Cromo.

Il cromo è presente nella crosta terrestre in concentrazioni variabili ed è ricavato principalmente dalla cromite. Sebbene questo elemento abbia stati di ossidazione variabili tra Cr-2 e Cr+6, lo stato di ossidazione comunemente presente in natura è Cr+3. Il cromo ed i suoi composti sono largamente utilizzati nell'industria: il contributo principale fornito all'ambiente è dato dagli scarichi dell'industria galvanica e dalle concerie. Gli effetti dannosi più evidenti derivano dall'esposizione al cromo esavalente (cromati). I dati presenti in letteratura indicano che il cromo esavalente è, in molti casi, più tossico del cromo trivalente e la tossicità di tale elemento varia notevolmente in funzione di diversi fattori ambientali, come la durezza dell'acqua (*Rand, 1995; Scoog & West, 1986*).

Arsenico.

L'Arsenico è presente in forme trivalenti e pentavalenti nel cibo, nell'acqua e nell'ambiente, ed è largamente distribuito, geologicamente, come componente di circa 245 minerali. Suoli poco evoluti possono contenere 0,1-40 mg/kg di arsenico, e la quantità di tale elemento presente nella biomassa della terra può essere stimata pari a 30 milioni di tonnellate. Le industrie producono circa 50 mila tonnellate per anno; il principale apporto di tale elemento deriva da industrie di prodotti chimici per l'agricoltura, come pesticidi, erbicidi, essiccanti additivi per il cibo di animali e anche prodotti farmaceutici, che provocano tutti un impatto diretto sull'ambiente.

I contaminanti mostrano differenti affinità con le frazioni delle fasi solide dei sedimenti (tabella 3.1). La maggior parte dei contaminanti, rappresentati dagli elementi in traccia, si ripartisce tra la materia particolata, come i minerali argillosi, gli ossidi/idrossidi di Fe e Mn, carbonati, sostanza organica (ad esempio gli acidi umici) e materiali biologiche (come alghe e batteri). Ricerche (Eggleton & Thomas, 2004) hanno mostrato che gli ossidi/idrossidi di Fe e Mn insieme con la sostanza organica rappresentano i principali siti di legame degli elementi in traccia nei sedimenti ossigenati, mentre la formazione di solfuri di metalli domina nei sedimenti anossici.

3.2.4 Criteri di valutazione della qualità dei sedimenti

La valutazione della "qualità" dei sedimenti si presenta come un argomento arduo da trattare, sia concettualmente sia tecnicamente, poiché i sedimenti sono sistemi molto complessi e altrettanto complesse sono le loro interazioni con l'ecosistema. Pertanto non c'è nessun singolo metodo perfetto per valutare lo stato di inquinamento dei sedimenti. Possono essere utilizzati diversi approcci basati su informazioni ottenibili da vari strumenti di indagine: ci sono solo "*tools in the toolbox*" (Chapman, 1995; Houba et al., 1996). Nonostante le difficoltà, esistono e si stanno sviluppando nuove teorie e strumenti efficaci per consentire una corretta valutazione: il punto fondamentale è capire che un ambiente complesso merita approcci appropriati. La necessità di sviluppare approcci per la valutazione della qualità dei sedimenti deriva dalla consapevolezza che i sedimenti marini e di acqua possono presentare una contaminazione rilevante sia da metalli che da microinquinanti organici, costituendo quindi un rischio potenziale per l'ecosistema (Burton, 1992a; Ministry of Environment, Lands and Parks, 1999). Le principali difficoltà nella valutazione della qualità dei sedimenti sono:

- ricavare informazioni dal sistema senza disturbarlo. Mantenere il campione integro durante il campionamento, il trasporto e la conservazione è estremamente difficile. Il comparto sedimento è composto da molti microambienti, nei quali possono variare le condizioni

ossido riduttive e, più in generale, i processi chimici, fisici, e biologici. Questi influenzano la tossicità ambientale dei contaminanti contenuti nei sedimenti e la loro biodisponibilità per gli organismi acquatici.

- interpretare le informazioni ottenute. I vari metodi di analisi forniscono dati dai quali non è immediato ricavare le informazioni più utili. Il lavoro dei ricercatori deve, comunque tener conto di leggi e di strategie di gestione che regolano le azioni dei decisori politici. Il contesto in cui vediamo l'ambiente influenza la percezione e valutazione di esso (*Power & Chapman, 1992*).

L'obiettivo di garantire la qualità dei sedimenti è una necessaria e logica estensione della protezione della qualità dei sedimenti. La logica di base scelta per assicurare livelli accettabili di qualità dei sedimenti è stata quella di limitare la presenza, in acqua, di contaminanti a concentrazioni superiori a quelle considerate di sicurezza con il chiaro riferimento alla salute dell'uomo ed alla protezione dell'ambiente (*Clean Water Act, CWA*) (*Volterra et al., 1994*): questa filosofia è estesa adesso per i sedimenti ma, per quanto detto, è di più difficile applicazione pratica.

Per questo, i programmi precedenti sulla protezione delle acque superficiali hanno fornito una base di riferimento per quelli relativi ai sedimenti. Tali programmi si concentrano sulla misura della tossicità dei contaminanti e sul mantenimento delle loro concentrazioni sotto i livelli di effetto tossico cronico e acuto (*Burton, 1992a*). Le prime linee guida per definire la qualità dei sedimenti sono state sviluppate nel 1973 dalla Federal Quality Water Administration, note come "criteri Jensen" (*Volterra et al., 1994*); inseguito sono state adottate dall'USEPA (*United States Environmental Protection Agency*) e raccomandati dal COE (*U.S. Army Corps of Engineers*) (*Engler & Mathis, 1989*).

I criteri Jensen comprendono tre fasi per identificare e valutare il grado di pericolosità del sedimento. La prima fase ha lo scopo di caratterizzare gli inquinanti presenti; consiste di analisi chimiche e fisiche multi parametriche del campione e di saggi biotossicologici globali o di screening (in quest'ultimo caso i risultati vanno confrontati con quelli di bianchi formati alterando il campione iniziale). Inoltre è individuato il gruppo di elementi più rilevanti dal punto di vista tossicologico ambientale, modificando il Ph, aerando, filtrando, chelando i metalli con EDTA, ecc. I risultati ottenuti prima e dopo i trattamenti dovranno poi essere confrontati.

La seconda fase consiste nell'effettuare test di tossicità, verificando le LC50 (concentrazione del contaminante che provoca la morte del 50% di organismi). La terza fase ha lo scopo di correlare la tossicità osservata con quella attesa eseguendo test tossicologici su campioni artificiali ottenuti con "spiking" di contaminanti che si suppone provochino un effetto tossico (*Volterra et al., 1994*). Nei criteri Jensen vennero individuati, in modo specifico, tre elementi chimici nell'ambito di sette

parametri fondamentali (tabella 3.2) le cui concentrazioni totali sono calcolate rispetto al peso secco del sedimento. Se la concentrazione di qualche elemento supera il limite numerico, il materiale è classificato come inquinato e inaccettabile per il deposito in mare aperto (Engler & Mathis, 1989).

Per quanto riguarda la valutazione dei livelli naturali dei contaminanti è necessario fare alcune precisazioni. I metalli pesanti (As, Ni, Cr, Pb, Cu, Zn ecc.) ed altre classi di composti sono comunque presenti nell'ambiente, indipendentemente dall'apporto dovuto alle attività dell'uomo (sorgenti di inquinamento). Si possono quindi, con un'accettabile approssimazione, definire i livelli naturali raccogliendo tutti i valori di letteratura disponibili (relativi alle analisi effettuate

nel corso del tempo sui sedimenti di aree non inquinate) e stabilendo alcuni valori (o più correttamente intervalli) che possano essere considerati come valori medi di "fondo naturale" per aree estese. Ovviamente valori scelti in questo modo, pur se hanno una loro validità, sono discutibili a causa delle differenze, spesso sostanziali, che possono verificarsi per anomalie positive connesse alla presenza locale di un alto fondo geochimico per taluni elementi. È quindi

più corretto stabilire dei valori di "fondo naturale" per specifiche aree (o tratti costieri) che possono costituire un riferimento più adeguato (Ministero dell'Ambiente, 1993). È difficile fare una stima quantitativa dell'apporto antropico di metalli pesanti nei sedimenti: infatti è necessario sottrarre i livelli naturali definiti per ogni elemento dalle concentrazioni misurate, e la differenza

può rappresentare l'immissione, nell'ambiente considerato, derivante dalle attività umane. Un altro criterio adoperato è considerare, come livello naturale, le concentrazioni medie calcolate dall'analisi di sedimenti campionati in zone vicine, in cui si suppone l'assenza dell'impatto antropico (Menegazzo Vitturi et al., 1987).

Una prima valutazione dei livelli di inquinamento "da metalli" nei sedimenti acquatici fu proposta in Germania da Muller, ed è chiamata "indice di geoaccumulazione":

$$I_{geo} = \log_2 C_n / 1.5 B_n \quad (3.2.1)$$

I_{geo} compara la concentrazione dell'elemento misurata nella frazione a grana fine del sedimento (C_n) con il valore geochimico di fondo (B_n) nell'argilla fossile e nei sedimenti limosi. Tale indice è stato applicato nel fiume Reno. Il maggior limite di questo metodo è che non prende in considerazione gli effetti biologici provocati dai vari elementi inquinanti. Questa situazione può essere parzialmente superata dall'introduzione di un fattore per la tossicità relativa che può tenere conto degli elementi più tossici e perciò favorire l'individuazione delle priorità per misure di controllo e recupero (Forstner et al., 1993).

La storia "geofisica", la localizzazione geografica e le caratteristiche del sedimento possono influenzare il carico di inquinanti perciò questi sedimenti di riferimento devono essere scelti in

modo che abbiano caratteristiche simili ai sedimenti da analizzare. L'approccio basato sulle concentrazioni di fondo nei sedimenti è un criterio per definire la qualità dei sedimenti, unicamente chimico: non sono presi in considerazione gli effetti sulla componente biotica (*Volterra et al., 1994*). Nel caso di contaminanti molto pericolosi per la salute umana o per l'ambiente per i quali la presenza nell'ambiente è direttamente riconducibile a sorgenti antropiche (non esistono livelli naturali), i criteri di qualità sono stabiliti in base al più basso livello di rilevabilità strumentale ed il conseguente limite di rilevabilità della procedura analitica adottata per l'analisi del contaminante (approccio basato sui limiti di concentrazione analitica). Quando i limiti di rilevabilità sono molto al di sotto delle concentrazioni responsabili di una risposta acuta, conviene utilizzare ulteriori informazioni ricavate da altri approcci (*Volterra et al., 1994*). I risultati ottenibili calcolando le concentrazioni dei metalli pesanti con le tecniche analitiche usuali non possono essere utilizzati, per quanto detto, come indicatori di inquinamento (infatti, i limiti di rilevabilità sono in genere di ordini di grandezza inferiori alle concentrazioni derivate da processi sedimentari naturali); si dovrà pertanto procedere ad un'analisi del dato in modo tale da produrre informazioni utili anche a differenziare l'origine del metallo (*Campi et al.*). Il gruppo degli SQC, oggi disponibile, è illustrato in figura 3.1 ed è relativo ad alcuni metalli e metalloidi nelle acque dolci e salate (*Chapman & Mann, 1999*).

3.2.5 Influenza di tipo "geochimica"

Con il termine "geochimica" si vuole sintetizzare il modificarsi del comportamento geotecnico di alcuni materiali in presenza di una componente inquinante. Preliminarmente si anticipa che l'influenza sul comportamento geotecnico della componente inquinante ha incidenza maggiore per i materiali a grana fine e risulta poco rilevante per i materiali granulari.

La suscettibilità agli inquinanti di un terreno argilloso dipende essenzialmente dalla sua configurazione strutturale e dalla sua superficie specifica che a sua volta risulta influenzata da fattori, quali la composizione mineralogica, la densità ed il contenuto d'acqua, il livello tensionale applicato ed, infine, le proprietà chimico-fisiche del fluido interstiziale. La componente inquinata può migrare attraverso la struttura di argilla oltre che per convezione (per effetto di un gradiente idraulico) anche per diffusione molecolare, prodotta da un gradiente di concentrazione chimica presente tra la zona interna e l'ambiente circostante. La diffusione molecolare è un processo che si sviluppa indipendentemente dalla presenza di un gradiente idraulico, ed anzi può verificarsi anche in presenza di un flusso d'acqua inverso per direzione. La stabilità a lungo termine dello strato di argilla può essere garantita solo se esiste compatibilità chimica tra l'inquinante, ricco di sostanze

organiche e inorganiche, ed i minerali argillosi che compongono l'argilla (o la miscela sabbia-argilla).

Anche i cosiddetti processi di attenuazione chimica (adsorbimento, precipitazione, processi biologici, reazioni di ossido-riduzione, reazioni acido-base, ecc.) richiedono un'attenta analisi. L'adsorbimento, ad esempio, consente di ritardare il rilascio di inquinante all'ambiente circostante; la precipitazione o l'occlusione biologica possono invece portare ad una diminuzione della porosità dell'argilla e a una conseguente diminuzione nel tempo della conducibilità idraulica.

I minerali argillosi sono dei fillosilicati, le cui unità strutturali elementari sono costituite da tetraedri e da ottaedri, che si uniscono fra loro disponendosi planarmente e formando rispettivamente i cosiddetti foglietti tetraedrici (T) ed ottaedrici (O). Lo strato elementare della caolinite è costituito da un foglietto T ed uno O (1:1), mentre l'illite e la montmorillonite presentano uno strato elementare costituito da due foglietti T ed uno O interposto (2:1).

Nel cristallo di caolinite ciascun tetraedro è legato all'altro tramite legami di tipo covalente; il foglietto T è invece legato a quello O tramite legami idrogeno. Ambedue i legami sono stabili e forti; per questa ragione i fenomeni di rigonfiamento e di ritiro, tipici di una caolinite, sono relativamente poco rilevanti, così come la sua capacità di scambio cationico. Nell'illite il legame tra gli strati elementari è garantito efficacemente attraverso ioni potassio non scambiabili. La zona interstrato della montmorillonite è occupata da molecole di acqua e da cationi ed anioni. I cationi vengono adsorbiti e legati alla superficie dell'argilla stessa per effetto della carica superficiale negativa che essa presenta. Il legame prevalente è costituito da forze di Van der Waals, (molto intense per distanze tra le particelle dell'ordine delle dimensioni atomiche e decrescenti rapidamente all'aumentare di questa distanza), che si esercitano attraverso i cationi interstrato scambiabili con quelli presenti nella soluzione idratante l'argilla.

I cationi interstrato coordinano molecole di acqua in quantità variabile a seconda della loro natura. Lo spessore dello strato elementare non è fisso, ma varia in relazione alla quantità d'acqua adsorbita. Le molecole d'acqua attratte dai cationi producono un aumento della cosiddetta distanza basale, ossia dello spessore dello strato elementare (2:1). Durante questa fase il fenomeno del rigonfiamento è contrastato dalle forze elettriche di attrazione che si generano tra i cationi e gli strati caricati negativamente. La concentrazione dei cationi diminuisce all'aumentare della distanza dalla particella argillosa; la loro posizione è infatti governata dagli effetti opposti di attrazione elettrostatica verso la superficie e di diffusione verso l'esterno. Al contrario, a causa delle cariche negative presenti sulla superficie delle particelle argillose la concentrazione di anioni, in prossimità delle particelle stesse, è minore di quella esistente nella soluzione esterna (adsorbimento negativo di anioni - figura 3.2).

I cationi di valenza più elevata (e pertanto di carica maggiore) sono attratti maggiormente

dall'argilla caricata negativamente che non quelli di valenza minore. A parità di valenza la capacità di scambio ionico è funzione delle dimensioni del catione ed aumenta all'aumentare del raggio ionico. Ciò è attribuibile alla maggiore idratazione degli ioni più piccoli, che con un raggio idratato maggiore sono più distanti dalle cariche negative della argilla. La capacità di scambio cationico può essere espressa sinteticamente, in ordine decrescente, nel seguente modo:



I livelli di Na^+ , K^+ e NH_4^{4+} presenti negli inquinanti dei sedimenti oggetto di studio sono sufficientemente elevati da produrre, nel corso dei fenomeni di convezione e diffusione, scambi cationici con Ca^{2+} e Mg^{2+} presenti nelle argille naturali.

I cationi eventualmente in eccesso, quelli cioè che non servono a neutralizzare l'elettronegatività delle particelle d'argilla, e gli anioni associati che sono presenti in soluzione, tenderanno a disporsi lontano dalla superficie dell'argilla, dove sussiste una più elevata concentrazione cationica. Questo tipo di distribuzione ionica prende anche il nome di doppio strato diffuso. Lo spessore di questo strato è inversamente proporzionale alla concentrazione dell'elettrolita presente nel fluido interstiziale ed alla sua valenza cationica, e direttamente proporzionale alla costante dielettrica del mezzo.

La capacità di scambio cationico è una caratteristica di ciascuna argilla ed è governata dalla legge di Coulomb (la forza di attrazione F tra due punti di carica q_1 e q_2 è direttamente proporzionale al prodotto delle cariche ed inversamente proporzionale al quadrato della distanza L tra i punti stessi).

Un'altra grandezza molto importante per i terreni argillosi è la superficie specifica, da cui dipende la maggiore o minore capacità di attirare le molecole d'acqua. La montmorillonite (elevata superficie specifica, elevata deficienza di carica) è il minerale argilloso che riesce a adsorbire la maggior quantità di acqua. Lo spessore dello strato di acqua adsorbita è praticamente lo stesso per un cristallo di montmorillonite e per uno di caolinite, ma cambiano le dimensioni del cristallo e la proporzione di acqua presente. Questo si traduce, per la montmorillonite, in una maggiore attività, una maggiore plasticità ed un più elevato potere di rigonfiamento.

Le forze di repulsione elettrostatica dipendono dalla concentrazione ionica, dallo spazio interparticellare e da altri fattori più complessi. Se lo spessore dello strato adsorbito è elevato, le forze di repulsione sono rilevanti rispetto a quelle di Van der Waals, per cui la risultante è decisamente negativa (repulsione) e il contatto tra particelle pressoché assente (struttura dispersa). Invece, se lo strato adsorbito è relativamente sottile la forza risultante risulterà pressoché nulla, determinando dei movimenti casuali delle particelle sufficienti a portarle in contatto. Si potranno così formare gruppi di particelle che si aggregano in sospensione (struttura flocculata). I fattori che possono determinare la formazione di una struttura flocculata o dispersa sono riassunti in tabella 3.3. Le differenti strutture che si vengono a determinare condizionano ovviamente il comportamento

meccanico ed idraulico dell'argilla (figura 3.4).

Le variazioni della conducibilità idraulica che si registrano facendo filtrare attraverso l'argilla fluidi diversi dall'acqua distillata sono essenzialmente da attribuire a modifiche sia della microstruttura che della macrostruttura del materiale (per le definizioni vedi il paragrafo successivo), in quanto possono essere ricondotte a fenomeni di contrazione/espansione del doppio strato diffuso e quindi di variazione nelle forze di attrazione-repulsione tra le particelle. In particolare, durante la percolazione, può accadere, da una parte che la struttura del materiale muti da dispersa a flocculata, per cui la distribuzione dei pori interaggregati cambia; dall'altra che si abbia una riduzione di volume con fenomeni di ritiro e con la formazione di crepe o fessure all'interno del terreno.

Il ritiro che si sviluppa ad esempio quando una soluzione contenente NaCl permea un materiale argilloso è collegato al processo di consolidazione osmotica; la riduzione delle forze di repulsione porta ad una contrazione degli aggregati ed all'incremento della resistenza al taglio al contatto tra gli stessi, per cui la struttura del terreno tende ad irrigidirsi (*Favaretti e Moraci, 1995*). In tal modo la riduzione globale di volume del terreno è sensibile, ma inferiore all'entità della contrazione all'interno dei singoli aggregati e ciò comporta una maggiore apertura dei pori e la nascita di nuove porosità interaggregati o di fessurazioni vere e proprie.

Qualora la soluzione salina venga utilizzata come fluido interstiziale si osserva una consolidazione del provino (pur restando costante la pressione verticale esterna) e l'indice dei vuoti complessivo diminuisce (*Favaretti e Moraci, 1997*). Nello stesso tempo, però, il fenomeno del ritiro e la conseguente apertura di pori interaggregati fa sì che la porosità effettiva, attraverso cui si ha il flusso principale, cresca e quindi la conducibilità idraulica possa aumentare anche se l'indice dei vuoti mediamente si è ridotto.

La tensione verticale agente riveste una grande importanza nel controllare la variazione di permeabilità dovuta alla percolazione di una soluzione salina: essa infatti limita la apertura dei macropori causata dalla contrazione degli aggregati e previene lo sviluppo di un ritiro laterale dei campioni e quindi si oppone all'incremento dell'indice dei vuoti effettivo nel terreno.

Le ricerche sperimentali hanno evidenziato infatti che, se non è realizzata alcuna azione di confinamento verticale, la percolazione può incrementare la permeabilità anche di alcuni ordini di grandezza, mentre se il provino è sufficientemente confinato l'apertura dei macropori può essere in gran parte evitata proprio perché è ostacolata la deformazione orizzontale di ritiro durante la consolidazione osmotica. I risultati sperimentali dimostrano che una soluzione concentrata di NaCl ha un effetto irrilevante su alcune miscele contenenti varie percentuali di bentonite e soggette ad elevate tensioni di confinamento, mentre produce un deciso incremento di conducibilità idraulica per basse tensioni.

Esistono infine minerali argillosi che si sciolgono a contatto con alcune sostanze chimiche. Pertanto la compatibilità chimica tra argilla e percolato dovrà essere attentamente analizzata in fase progettuale.

In particolare gli acidi causano la soluzione dei carbonati, degli ossidi di ferro e degli strati ottaedrici di alluminio dei minerali argillosi; mentre le basi determinano la soluzione degli strati tetraedrici di silicio, ed in minor misura, degli strati ottaedrici di alluminio dei minerali argillosi. La rimozione di alcune sostanze chimiche sciolte nell'acqua può portare ad un incremento della conducibilità idraulica, mentre la loro precipitazione può portare all'intasamento dei pori, con conseguente diminuzione della conducibilità idraulica dell'argilla.

Numerosi inquinanti interagiscono con l'argilla causando ritiro e fessurazioni, con conseguente aumento della conducibilità idraulica. tale aumento può risultare non rilevante se l'argilla è ben compattata, non contiene minerali argillosi espansivi, e se la tensione di confinamento applicata è elevata.

Le forze di filtrazione prodotte dal movimento della componente inquinante all'interno della barriera possono causare la migrazione delle particelle più fini del terreno, con diminuzione della conducibilità idraulica. Inoltre, per la presenza di una componente organica di inquinante, possono verificarsi lente filtrazioni attraverso l'argilla che potrebbero favorire il crescere e lo svilupparsi dei micro-organismi, che ostruendo parzialmente i pori della struttura, ne determinano un ulteriore decremento della conducibilità idraulica complessiva.

3.3 CONCLUSIONI

Nel presente capitolo sono stati esaminate le influenze derivante dalla presenza di materiale inquinante sul comportamento dei materiali da dragare. Sono stati esaminati i principali tipi di inquinanti potenzialmente presenti sui terreni dei bacini portuali marittimi e fluviali, legati il più delle volte alle attività antropiche ivi ubicate. Successivamente sono state analizzate le interazioni di tipo chimico tra le particelle di terreno e i predetti inquinanti. Lo studio ha evidenziato come la presenza di inquinante per i materiali granulai ha scarsa incidenza mentre può modificare il comportamento meccanico dei materiali a grana fine attesa l'elevata superficie specifica di questi ultimi; interazione in termini di variazioni di permeabilità e di tempi di consolidazione.

Nel capitolo quattro, verrà introdotto il fenomeno della consolidazione per i materiali dragati. Dopo una breve panoramica generale sulla consolidazione tradizione si passerà ad illustrare il fenomeno per i particolari terreni oggetto del presente studio.

Tabella 3.1 – Principali siti di legame per i contaminanti nei sedimenti (Eggleton & Thomas, 2004)

Contaminante	Frazione sedimentaria
Cu ²⁺	Solfuri
	Sostanza organica
	Residuale
Pb ²⁺	Ossidi di Mn
Cd ²⁺	Ossidi di Fe e Mn
	Sostanza organica
	Cationi/carbonati scambiabili
Zn ²⁺	Solfuri
Cr ²⁺	Ossidi di Fe e Mn
Ni	Residuale
PCB	Minerali solidi/sostanza organica
PAH	Carbonio organico
Organostannici	Sostanza organica
Metilmercurio	Carbonio organico disciolto (DOC)

Tabella 3.2 – Criteri per il deposito di materiale dragato sviluppati da “Federal Water Quality Administration” nel 1970 (Engler & Mathis, 1989).

PARAMETRI	Percentuale massima (riferito al peso secco)
Solidi volatili	6.0
Domanda chimica di ossigeno	5.0
Azoto totale di Kjeldahl	0.10
Oli e grassi	0.15
Mercurio	0.0001
Piombo	0.005
Zinco	0.005

Tabella 3.3 – Influenza dei parametri del fluido interstiziale sullo spessore del doppio strato e sulla struttura del terreno [Evans et al., 1985]

	parametro relativo al fluido interstiziale	spessore doppio strato diffuso	struttura del terreno
concentrazione dell'elettrolita	+	-	F
	-	+	D
valenza dello ione	+	-	F
	-	+	D
costante dielettrica	+	+	D
	-	-	F
temperatura	+	+	D
	-	-	F
dimensione dello ione idratato	+	+	D
	-	-	F
pH	+	+	D
	-	-	F
adsorbimento dell'anione	+	+	D
	-	-	F

(+) aumento; (-) diminuzione; (F) struttura flocculata; (D) struttura dispersa

Figura 3.1 – Intervalli valori di qualità' dei sedimenti per alcuni metalli e metalloidi (F = acque dolci; S =acque salate), (Chapman & Mann, 1999).

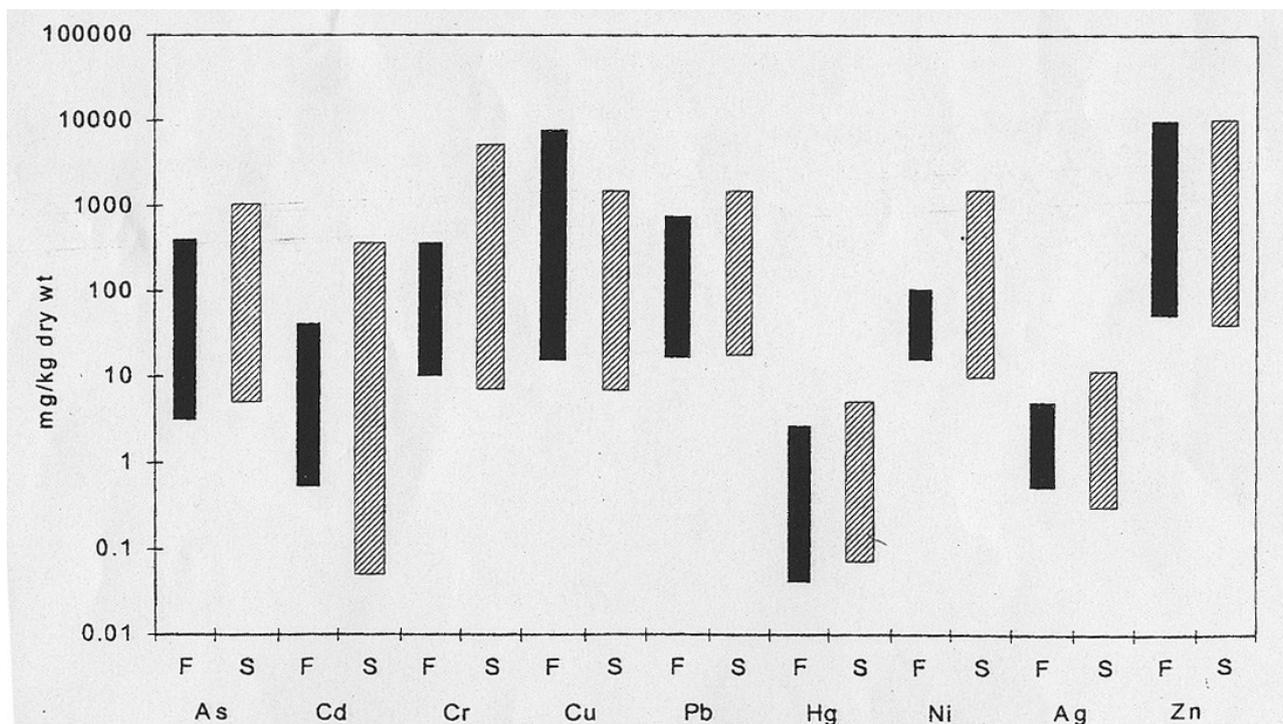


Figura 3.2 – Distribuzione degli ioni prossimi alla superficie di una particella argillosa, secondo lo schema del doppio strato diffuso (Mitchell, 1993)

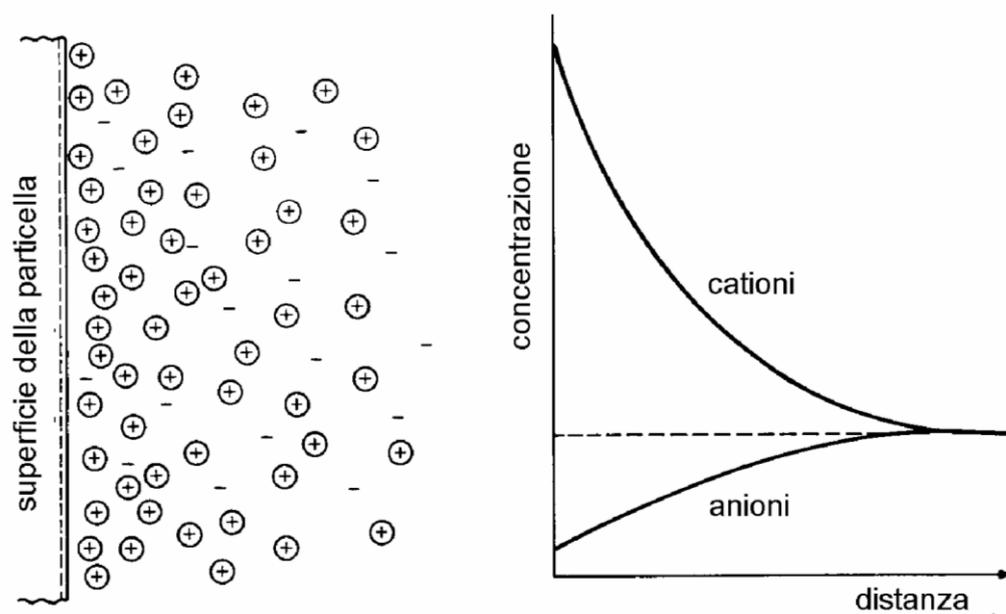
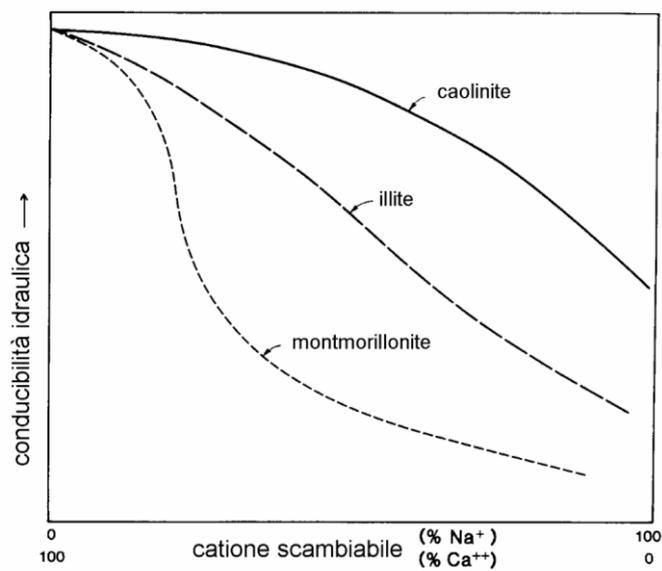


Figura 3.3 – Variazioni della conducibilità idraulica dovute alla presenza di cationi di sodio e di calcio nell'acqua adsorbita (Yong e Warkentin, 1975)



4.1 GENERALITÀ

La consolidazione è un fenomeno proprio dei mezzi porosi sottoposti ad un carico esterno; consiste nella progressiva deformazione del mezzo caricato nel tempo con conseguente espulsione del fluido interstiziale. Questo fenomeno, che si presenta soprattutto nelle argille, viene spiegato dalla geotecnica facendo riferimento alla permeabilità molto bassa di questi terreni.

Il terreno, da un punto di vista essenzialmente fisico e nell'ottica della modellazione come un mezzo continuo può essere pensato come un mezzo trifase costituito da uno scheletro solido con presenza di vuoti che a loro volta possono essere occupati da fluidi di varia natura (aria acqua etc.). Per motivi dipendenti dallo sviluppo della trattazione matematica del comportamento tensodeformativo dei terreni, questi sono generalmente assimilati a sistemi bifase con i vuoti completamente pieni – mezzo completamente saturo. Un sistema siffatto può essere descritto dal parametro porosità definito come il rapporto percentuale tra il volume dei vuoti rispetto al volume totale. Da tale definizione è possibile derivare ulteriori parametri ad esso associati e particolarmente utili nella trattazione matematica del comportamento idraulico e meccanico delle terre (indice dei vuoti, contenuto d'acqua, grado di saturazione etc.) finalizzato alla definizione della risposta meccanica ed idraulica dei terreni in relazione all'applicazione dei carichi esterni.

Lo scheletro solido, pur potendo variare il proprio assetto strutturale in funzione delle sollecitazioni applicate e della loro direzione di applicazione, può essere ipotizzato come indeformabile, nel senso che le singole particelle non si deformano (almeno nel campo delle usuali tensioni dell'ingegneria civile geotecnica); ne risulta di conseguenza che la risposta di un terreno saturo una qualunque perturbazione esterna deve necessariamente dipendere dal moto dei fluidi, funzione a sua volta della porosità ovvero dell'indice dei vuoti, tanto da consentire l'introduzione di un ulteriore parametro atto a descrivere in maniera sintetica tale comportamento: il coefficiente di permeabilità o conducibilità idraulica. Tale parametro presenta per i terreni un campo di variabilità elevatissimo (da valori inferiori a 10^{-9} m/s a circa 10^{-1} m/s) non esiste altra grandezza in natura con una variabilità talmente ampia. Tale aspetto influenza più di qualunque altra grandezza il comportamento dei terreni. A titolo di esempio basta considerare l'enorme differenza che la velocità di filtrazione

comporta nell'attraversare un centimetro di terreno che va da un tempo trascurabilissimo per le ghiaie, circa 17 minuti per un limo con permeabilità dell'ordine di 10^{-6} m/s a circa 115 giorni in un argilla dotata di una realistica permeabilità di 10^{-9} m/s. Questi aspetti fondamentali trovano riscontro nella generale suddivisione dei terreni nei due grandi gruppi conosciuti (a grana grossa e a grana fine o coesivi) tanto da rendere ragione del comportamento meccanico differenziato tra il breve periodo ed il lungo termine che si traduce in una risposta ritardata nel tempo per i terreni a grana fine o coesivi e nota con il termine di ritardo idrodinamico. Un terreno a grana grossa, in condizioni di totale saturazione e sottoposto all'azione di un carico, può drenare (ossia espellere) l'acqua contenuta nei pori mentre lo scheletro solido subisce una deformazione in funzione dell'entità del carico applicato che, se inferiore al valore di collasso, deve necessariamente tradursi in una diminuzione della porosità e ad un conseguente riassetto dello scheletro solido in una configurazione più compatta e pertanto stabile.

Al contrario le argille si comportano in maniera del tutto differente, in considerazione del fatto che almeno nelle fasi iniziali di applicazione di un carico l'acqua non può essere drenata in virtù dei bassissimi valori di permeabilità, tanto da dover necessariamente partecipare al sostegno degli sforzi applicati. Questa configurazione è nota in meccanica delle terre come *condizione non drenata*, proprio per l'impossibilità fisica di espellere l'acqua interstiziale.

Un carico esterno di fatto rappresenta un incremento istantaneo delle sollecitazioni totali sul contorno di un elemento di terreno saturo che produce una variazione delle pressioni neutre che dipende dall'entità della sollecitazione, dalla natura del terreno e dalla sua storia tensionale. Questa variazione delle pressioni neutre porterà ad uno squilibrio delle quote piezometriche che di fatto instaurerà un moto del fluido (dall'interno verso l'esterno o viceversa). Si avrà così un riequilibrio delle tensioni efficaci con un riassetto della porosità. Al termine del processo le pressioni neutre sono in equilibrio con le condizioni idrauliche al contorno raggiungendo una configurazione nota come *condizione drenata*.

Il tempo per raggiungere la condizione drenata può essere più o meno lungo, questo transitorio si definisce *processo di consolidazione*.

Una corretta comprensione del fenomeno descritto può essere associata al modello analogico idromeccanico (*Lambe & Whitman* – figura 4.1) costituito da un cilindro con una base fissa ed un pistone in sommità; il rigidezza del terreno è simulata dalla presenza di una molla alloggiata all'interno del pistone e la permeabilità è schematizzata da una valvola su un orifizio la cui possibilità di essere aperta o chiusa definisce il livello di permeabilità del sistema.

Supponendo i grani solidi e l'acqua incomprimibili (ipotesi più che ragionevole negli intervalli di sollecitazione normali), l'unica possibilità perché si abbiano deformazioni volumetriche è che l'acqua fuoriesca dal terreno, in modo che il volume di vuoti del terreno si riduca e di conseguenza il volume totale. Tuttavia, a causa della ridotta permeabilità, l'acqua è frenata da questo suo tentativo di fuoriuscire dal provino, per cui nella primissima fase di applicazione del carico la sollecitazione viene interamente sopportata dall'acqua sotto forma di sovrappressione; nella schematizzazione del recipiente con la molla questa fase è idealizzata immaginando la valvola chiusa e quindi, per effetto dell'applicazione del carico, si ha un aumento della pressione nell'acqua ma la molla non riceve alcuna forza e quindi non subisce accorciamenti così come lo scheletro solido non riceve sovraccarichi e non si deforma volumetricamente (*figura 1 fase 2 -condizione non drenata* – figura 4.1). Con il passare del tempo, tuttavia, l'acqua nel terreno che comunque si muove per fuoriuscire anche se a bassissima velocità, gradualmente uscirà dal provino dissipando lentamente la sovrappressione iniziale (*figura 1 fase 3* – figura 4.1). In questa fase lo scheletro solido inizia a deformarsi poiché la parte di carico non più sopportata dall'acqua va a caricare la parte solida del terreno, che quindi si deforma. Nell'analogia con la molla questa fase può essere interpretata come il momento in cui la valvola viene aperta, per cui l'acqua inizialmente sotto pressione inizia a fuoriuscire e la molla inizia ad essere caricata e quindi deformata dal carico esterno. Al termine del processo tutta la sovrappressione inizialmente generatasi nell'acqua si dissipa a scapito della parte solida, la quale termina il suo processo di deformazione (naturalmente se si considera l'incremento di carico costante), condizione che corrisponde all'equilibrio. Nella schematizzazione questa fase finale può essere interpretata come il momento in cui l'acqua è fuoriuscita dalla valvola generando al suo interno una situazione di pressione in equilibrio con la situazione al contorno (*figura 1 fase 4 - condizione drenata* – figura 4.1).

Il processo di espulsione dell'acqua dai vuoti è un fenomeno dipendente dal tempo (ovvero dal coefficiente di permeabilità del terreno), l'entità della variazione di volume è legata alla rigidità dello scheletro solido. Occorre pertanto effettuare una distinzione tra due concetti: compressibilità e consolidazione.

Compressibilità è la risposta in termini di variazione di volume di un terreno sottoposto ad un incremento dello stato tensionale (efficace, in base al principio delle pressioni efficaci). È necessario studiare la compressibilità di un terreno per stimare le deformazioni volumetriche ed i conseguenti cedimenti. Consolidazione è la legge di variazione di volume del terreno nel tempo. È necessario studiare la consolidazione per stimare il decorso delle deformazioni volumetriche e dei conseguenti cedimenti, nel tempo. Sebbene in linea di principio si possano applicare i concetti di compressibilità e di consolidazione sia a terreni granulari che a terreni a grana fine, in pratica

interessano soprattutto questi ultimi, e particolarmente le argille, perché di norma responsabili di cedimenti maggiori di tempi di consolidazione molto più lunghi.

Il processo descritto con l'ausilio del modello analogico idromeccanico è noto come consolidazione e, pur essendo comune a tutti i tipi di terreni, assume significato rilevante ed evidente nelle argille e nei limi, tanto che in alcuni casi il fenomeno può durare diverse decine di anni.

4.2 LA CONSOLIDAZIONE MONODIMENSIONALE

4.2.1 Generalità

Come già evidenziato precedentemente, l'applicazione di un sistema di sollecitazioni induce nel terreno un sistema di distorsioni (cambiamenti di forma) e/o di deformazioni (variazioni di volume). Essendo i terreni mezzi particellari costituiti da grani solidi e vuoti, con i grani solidi praticamente incompressibili, ogni variazione di volume di un elemento di terreno corrisponde ad una variazione del volume dei vuoti. Inoltre, se il terreno è saturo, ovvero se tutti i vuoti sono riempiti d'acqua, essendo l'acqua praticamente incompressibile, una variazione di volume comporta un moto di filtrazione dell'acqua interstiziale: in allontanamento dall'elemento di terreno se il volume si riduce, in entrata nell'elemento se il volume aumenta. Il processo di espulsione dell'acqua dai pori avviene quando, per effetto del carico applicato, si genera, all'interno di un certo volume di terreno, un campo di sovrappressioni neutre, Δu , variabile da punto a punto. La conseguente differenza di carico idraulico, rispetto alle condizioni di equilibrio, provoca l'instaurarsi di un flusso dell'acqua in regime transitori dai punti a energia maggiore verso i punti a energia minore, e in particolare verso l'esterno della zona interessata dall'incremento delle pressioni interstiziali. Come già osservato in precedenza, via via che l'acqua viene espulsa dai pori, le particelle di terreno si deformano e si assestano in una configurazione più stabile e con meno vuoti, con conseguente diminuzione di volume. La velocità di questo processo dipende dalla permeabilità del terreno. L'entità della variazione di volume, dipende dalla rigidità dello scheletro solido, cioè dalla struttura del terreno.

Un primo approccio alla schematizzazione matematica del fenomeno della consolidazione è quello della consolidazione monodimensionale (o consolidazione edometrica). L'ipotesi alla base di tale schematizzazione è l'assunzione di esistenza delle condizioni geostatiche del banco di terreno in esame. In altre parole, in ogni punto del semispazio costituito da un deposito infinitamente esteso lateralmente, all'applicazione istantanea di una pressione verticale uniforme p si produce istantaneamente un incremento di tensione totale $\Delta\sigma_v=p$, per definizione non possono esservi deformazioni orizzontali. Questa condizione di deformazioni laterali impedita comporta che nella sabbia, molto permeabile, si manifestano (quasi) immediatamente deformazioni solo nella direzione verticale (per questo monodimensionale) e volumetriche, con il relativo cedimento del piano campagna: l'incremento di tensione totale determina (quasi immediatamente) un eguale incremento della tensione efficace (sopportata dallo scheletro solido), mentre l'acqua in eccesso filtra rapidamente in direzione verticale e la pressione interstiziale (praticamente) non varia. I grani si deformano e si addensano con riduzione dei vuoti, e quindi di volume. Si dice che la sabbia costituisce un sistema aperto. Nell'argilla, poco permeabile, la filtrazione avviene molto più lentamente e tutto il fenomeno, sopra descritto per la sabbia, è molto rallentato. La teoria della

consolidazione monodimensionale (o anche edometrica) di Terzaghi affronta il problema della determinazione dei modi e dei tempi in cui si svolge tale fenomeno. Si osservi a tal proposito che la prova edometrica riproduce quasi esattamente le condizioni di carico e di vincolo sopra descritte.

4.2.2 Le ipotesi

La teoria della consolidazione edometrica di Terzaghi si basa sulle seguenti ipotesi semplificative:

1. consolidazione monodimensionale, cioè filtrazione e cedimenti in una sola direzione (verticale);
2. incompressibilità dell'acqua ($\rho_w = \text{cost.}$) e delle particelle solide ($\rho_s = \text{cost.}$);
3. validità della legge di Darcy ($f_i = -\frac{\partial h}{\partial s}$; $\nabla^2 H = 0$ $\frac{\partial h}{\partial t} = \text{cost.}$);
4. terreno saturo, omogeneo, isotropo, con legame sforzi deformazioni elastico lineare, a permeabilità costante nel tempo e nello spazio;
5. validità del principio delle tensioni efficaci;
6. peso proprio del terreno coinvolto trascurabile.

4.2.3 L'equazione descrittiva del fenomeno

Nei terreni a grano grossa, per la loro elevata permeabilità, il regime di tensioni e deformazioni dello scheletro solido ed il regime delle pressioni neutre e velocità dell'acqua possono essere disaccoppiati, ovvero risultano l'uno indipendente dall'altro e pertanto possono essere trattati separatamente. Un eventuale moto vario dell'acqua derivante da deformazioni volumetriche dello scheletro solido avverrebbe in tempi brevissimi e quindi trascurabile. L'acqua si trova in quiete o in moto permanente e le caratteristiche del moto sono quindi costanti nel tempo e funzione delle sole condizioni idrauliche al contorno. In queste condizioni (condizioni drenate) la continuità della fase fluida richiede che sia:

$$\text{div } V = 0 \quad (4.1)$$

Quindi

$$\text{div } V = \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \quad (4.2)$$

Ma in virtù della legge di Darcy, essendo

$$V_x = -k \frac{\partial h}{\partial x} ; V_y = -k \frac{\partial h}{\partial y} ; V_z = -k \frac{\partial h}{\partial z} \quad (4.3)$$

ottenendo:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \Delta^2 h = 0 \quad (4.4)$$

L'equazione (4.4) mostra che, in condizioni di moto permanente, la quota piezometrica h è una funzione armonica. Con le opportune condizioni al contorno essa consente di calcolare il valore di h e quindi di u in ogni punto del mezzo; le forze di filtrazione appaiono dunque come termini noti (problema disaccoppiato).

Per i terreni a ridotta permeabilità il moto transitorio provocato dalle deformazioni volumetriche dello scheletro solido è di lunga durata e non può essere trascurato: ne consegue un accoppiamento fra regime di tensioni e deformazioni nello scheletro solido e regime delle pressioni e velocità dell'acqua. La condizioni di continuità della fase fluida si scrive, in questo caso:

$$\operatorname{div} V = \frac{\partial}{\partial t} (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) \quad (4.5)$$

Dove, come è noto, il primo invariante di deformazione, pari alla somma delle tre dilatazioni lineari, rappresenta la variazione di volume unitaria. Se assumiamo che lo scheletro solido del terreno sia assimilabile ad un mezzo elastico di costanti E e ν , può scriversi:

$$\operatorname{div} V = \frac{\partial}{\partial t} (\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) = \frac{1-2\nu}{E} \frac{\partial}{\partial t} (\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z) = \frac{1-2\nu}{E} \frac{\partial}{\partial t} (\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z - 3u) = \frac{1-2\nu}{E} \left(\frac{\partial T}{\partial t} - 3 \frac{\partial u}{\partial t} \right) \quad (4.6)$$

nella quale con $T = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$ si è indicato il primo invariante delle tensioni totali. Si ottiene allora ricordando l'espressione (4.2) della divergenza:

$$\frac{kE}{3\gamma_w(1-2\nu)} \Delta^2 u = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{1}{3} \frac{\partial T}{\partial t} \quad (4.7)$$

La (4.7) da risolvere assieme alle equazioni indefinite dell'equilibrio ed alle condizioni di congruenza, rappresenta la formulazione della teoria della consolidazione di un mezzo elastico poroso saturo, o teoria di Biot – Mandel (*Biot, 1941 – Mandel, 1950*). La necessità di una soluzione simultanea del sistema di equazioni differenziali riflette l'accoppiamento del problema. La soluzione completa del problema della consolidazione, è il decorso nel tempo dello stato di tensione e deformazione nel terreno, non è però sempre necessaria, bastando spesso far riferimento a due situazioni particolari: quella iniziale e quella finale ovvero alla condizione non drenata e quella drenata.

I tempi di consolidazione (cioè i tempi necessari perché in un banco di terreni argillosi si abbia un sostanziale esaurimento del processo) sono spesso molto più lunghi, dell'ordine di decenni o secoli;

può essere allora accettata l'ipotesi di condizioni perfettamente non drenate che, per problemi di fondazione, è fra l'altro cautelativa.

Per un mezzo saturo il liquido praticamente incompressibile, in condizioni non drenate non può verificarsi alcuna deformazione volumetrica ma solo deformazioni distorsionali senza variazione di volume. Ciò significa che le pressioni neutre generate istantaneamente dall'applicazione dei carichi assumono nei vari punti del corpo valori tali da soddisfare la (4.4) ovvero $\Delta^2 u_0 = 0$, dove con il termine u_0 si sono indicate appunto le pressioni neutre non drenate al tempo $t = 0$.

Vediamo come si esplicita l'equazione per la consolidazione monodimensionale.

Il comportamento del materiale dipende dall'interazione che si scambiano i granelli di terreno. Considerato un elemento di volume di dimensioni $dx dy dz$ si ha che la portata per unità di superficie è data da:

$$q = v dx dy \quad (4.8)$$

La descrizione della deformazione è gestibile partendo dall'equazione di continuità (4.5). ipotizzando il flusso nella direzione z dell'elemento di volume considerato l'equazione si esprime come:

$$\frac{\partial v}{\partial z} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (4.9)$$

Ricordando la legge di Darcy descritta dalla (4.3) si ottiene:

$$\frac{\partial v}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left(-k \frac{\partial h}{\partial z} \right) = -k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \quad (4.10)$$

Nell'ipotesi di mezzo omogeneo (k =costante) e ricordando il significato della quota piezometrica h

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w} \quad (4.11)$$

$$\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (4.12)$$

Confrontando la (4.10) e la (4.12) e sostituendo si ottiene:

$$\frac{\partial v}{\partial z} = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (4.13)$$

Per poter esplicitare il secondo membro dell'equazione (4.9) è necessario andare ad analizzare le caratteristiche deformative del mezzo poroso relativamente alla sue diverse fasi di costituzione. Se viene eseguito un confronto tra queste diverse aliquote di deformazione si può affermare che quella relativa alla deformabilità del fluido e dei granelli risulta trascurabile rispetto al contributo dovuto al riassetto. Possiamo quindi affermare che una variazione di volume viene associata esclusivamente ad una variazione di porosità. In definitiva:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \left(S \frac{\partial e}{\partial t} + e \frac{\partial S}{\partial t} \right) \quad (4.14)$$

Avendo indicato con:

S = grado di saturazione ($S=1$ se il mezzo è saturo)

e = indice dei vuoti

nell'ipotesi di mezzo saturo e flusso unidirezionale l'equazione si riduce a :

$$k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (4.15)$$

Nelle ipotesi di condizioni geostatiche ovvero di deformazioni laterali impedita la deformazione volumetrica è data dalla sola deformazione verticale:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta e}{1+e_0} = \Delta \sigma'_v m_v \quad (4.16)$$

Avendo indicato con

e_0 = indice dei vuoti iniziale

m_v = coefficiente di compressibilità volumetrica

facendo riferimento alla 4.15 si ottiene

$$k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} = -m_v \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} \quad (4.17)$$

posto

$$m_v = \frac{1}{E_{ed}} \quad (4.18)$$

si ottiene:

$$k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{E_{ed}} \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} \quad (4.19)$$

Definito il coefficiente di consolidazione C_v come il rapporto tra il prodotto della permeabilità per il modulo edometrico fratto il peso specifico del fluido ovvero:

$$C_v = \frac{k E_{ed}}{\gamma_w} \quad (4.20 a)$$

richiamando la (4.11) e la (4.12) ed operando le dovute sostituzioni si determina:

$$\frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (4.20 b)$$

Per il principio delle tensioni efficaci $\sigma'_v = \sigma_v - u$, sostituendo nella (4.20 b) si ottiene:

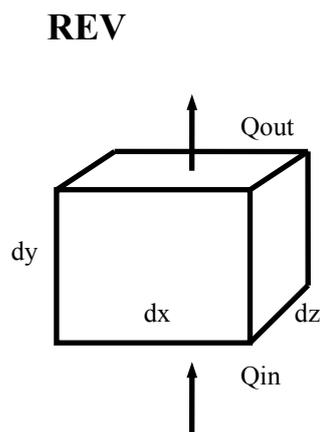
$$\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial \sigma}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (4.20 c)$$

Se $\frac{\partial \sigma}{\partial t} = 0$ si ottiene

$$\frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (4.21)$$

La (4.21) è l'equazione descrittiva del fenomeno della consolidazione monodimensionale di Terzaghi.

Alla medesima conclusione è possibile giungere attraverso considerazioni di bilanci su un elemento di volume elementare (di seguito R.E.V. acronimo di Representative Elementary Volume)



Partendo dalla legge di Darcy (4.3) $q = -k \frac{dh}{dy}$

La continuità impone che

$$\frac{\partial M}{\partial t} = Q_{in} - Q_{out} \quad (4.22)$$

dove:

$M = \text{massa (kg)}$

$t = \text{tempo (s)}$

$Q_{in} = \text{portata in ingresso (kg/s)}$

$Q_{out} = \text{portata in uscita (kg/s)}$

Ma la massa è il prodotto della densità per il volume

$$M = \rho_w \cdot V_w \quad (4.23)$$

Pertanto la portata in ingresso è data da

$$Q_{in} = \rho_w q_y dx dz \quad (4.24)$$

dove $q_y = \text{portata per unità di superficie}$

inoltre

$$Q_{out} = Q_{in} + \Delta Q = \rho_w \cdot q_y \cdot dx \cdot dz + \frac{\partial}{\partial y} (\rho_w \cdot q_y \cdot dx \cdot dz) \cdot dy \quad (4.25)$$

Sostituendo nell'equazione di continuità (4.22)

$$\frac{\partial(\rho_w V_w)}{\partial t} = \rho_w \cdot q_y \cdot dx \cdot dz - \left[\rho_w \cdot q_y \cdot dx \cdot dz + \frac{\partial}{\partial y} (\rho_w \cdot q_y \cdot dx \cdot dz) \cdot dy \right] \quad (4.26)$$

Ottenendo così

$$\frac{\partial(\rho_w V_w)}{\partial t} = - \frac{\partial}{\partial y} (\rho_w \cdot q_y \cdot dx \cdot dz) \cdot dy \quad (4.27)$$

ma $dy \cdot dz \cdot dx = V_t$ dove V_t rappresenta il volume totale

pertanto

$$\frac{\partial \left(\frac{V_w}{V_t} \right)}{\partial t} = - \frac{\partial q_y}{\partial y} \quad (4.28)$$

Richiamando la Legge di Darcy (1.3) ed la definizione di quota piezometrica $h = \frac{u}{\rho_w g} + z$

Sostituendo nella (4.28) si ottiene

$$\frac{\partial \left(\frac{V_w}{V_t} \right)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial h}{\partial y} \right) \quad (4.29)$$

Considerate che la permeabilità k varia con la profondità

$$\frac{\partial \left(\frac{V_w}{V_t} \right)}{\partial t} = \frac{\partial k(y)}{\partial y} \frac{\partial h}{\partial y} + k(y) \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \quad (4.30)$$

Ricordando la (4.16)

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_t} \quad m_v = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \sigma'} \quad -m_v = \frac{\left(\frac{\Delta V}{V_t} \right)}{\Delta \sigma'} \quad (4.31a)$$

e che

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma_t - \Delta u_w \quad (4.31b)$$

ed assumendo che all'istante di applicazione del carico le tensioni totali non cambino

$$\Delta\sigma' = -\Delta u_w \quad (4.32)$$

Si ottiene

$$m_v = \frac{\partial\left(\frac{V_w}{V_t}\right)}{\partial u_w} \quad (4.32)$$

ovvero

$$\partial\left(\frac{V_w}{V_t}\right) = m_v \partial u_w \quad (4.33)$$

inoltre essendo $u = (h - y)\rho_w g$ quindi

$$u = h\rho_w g - y\rho_w g \quad (4.34)$$

differenziando rispetto al tempo

$$\frac{\partial\left(\frac{V_w}{V_t}\right)}{\partial t} = m_v \frac{\partial u_w}{\partial t} \quad (4.35)$$

Sostituendo si ottiene

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial u}{\partial t} \frac{1}{\gamma_w} + \frac{\partial y}{\partial t} \quad (4.36)$$

Se si assume l'ipotesi di deformazioni infinitesimali allora il termine $\partial y / \partial t = 0$ così

$$\frac{\partial\left(\frac{V_w}{V_t}\right)}{\partial t} = \gamma_w m_v(y) \cdot \frac{\partial h}{\partial t} \quad (4.37)$$

Sostituendo nella (4.30) otteniamo

$$\gamma_w m_v(y) \cdot \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial k(y)}{\partial y} \frac{\partial h}{\partial y} + k(y) \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \quad (4.38)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{\gamma_w m_v(y)} \left[\frac{\partial k(y)}{\partial y} \frac{\partial h}{\partial y} + k(y) \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \right] \quad (4.39)$$

Questo può essere anche illustrato in termini di pressione interstiziale differenziando la seguente espressione

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + y$$

$$\frac{\partial h}{\partial y} = \frac{\partial u}{\partial y} \frac{1}{\gamma_w} + 1 \quad (4.40 \text{ a}) \quad \text{anche} \quad \frac{\partial h}{\partial a} = \frac{\partial u}{\partial a} \frac{1}{\gamma_w} + \frac{\partial y}{\partial a} \quad (4.40 \text{ b})$$

$$\frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \frac{1}{\gamma_w}$$

Se si assume che $\partial y / \partial t = 0$ allora abbiamo

$$\frac{\partial h}{\partial a} = \frac{\partial u}{\partial a} \frac{1}{\gamma_w} \quad (4.41)$$

Sostituendo queste equazioni nella (1.39) otteniamo

$$\frac{\partial u_w}{\partial a} = \frac{1}{\gamma_w m_v(y)} \left[\frac{\partial k(y)}{\partial y} \frac{\partial u_w}{\partial y} + \gamma_w \frac{\partial k}{\partial y} + k(y) \frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2} \right] \quad (4.42)$$

Se la permeabilità non varia con la profondità allora $\partial k / \partial y = 0$ si ha

$$\frac{\partial u_w}{\partial a} = \frac{k(y)}{\gamma_w m_v(y)} \frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2} \quad (4.43)$$

Posto $C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w}$ otteniamo nuovamente l'equazione della consolidazione monodimensionale di

Terzaghi

$$\frac{\partial u_w}{\partial a} = C_v \frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2} \quad (4.21)$$

L'equazione (4.21) è stata usata in maniera molto diffusa per la descrizione del fenomeno di dissipazione delle sovrappressioni del fluido interstiziale attivate a seguito dell'applicazione di un carico. Tuttavia l'applicazione casuale a tutti i problemi di consolidazione, attese le ipotesi poste alla base della teoria, potrebbe causare degli errori di valutazione. In fatti molte delle assunzioni fatte per le descrizione del modello matematico potrebbero essere contraddette in condizioni reali in sito. La permeabilità generalmente varia con l'indice dei vuoti, stesso dicasi per il coefficiente di compressibilità m_v .

4.2.4 Soluzioni

La derivazione dell'equazione della consolidazione monodimensionale di Terzaghi (4.21), segna la nascita della moderna meccanica dei terreni. Il caso più semplice di consolidazione si ha per problemi monodimensionali quando:

- a) la tensione totale non varia del tempo;
- b) la sovrappressione neutra iniziale è costante (non varia con la profondità);
- c) il drenaggio è consentito sia dalla superficie superiore che da quella inferiore del banco interessato dal processo di consolidazione.

L'ipotesi base è sempre quella di carico applicato rapidamente tanto da ritenere che il processo di consolidazione abbia inizio soltanto quando il carico ha già raggiunto l'intensità finale. In questo caso può ritenersi valida la condizione a) di carico costante nel tempo. Quindi, nel caso più semplice, l'equazione (1.21) può essere riscritta introducendo le variabili adimensionali Z e T .

$$Z = \frac{z}{H} \quad ; \quad T = \frac{C_v t}{H^2} \quad (4.44)$$

Avendo indicato con Z lo spessore adimensionalizzato rispetto all'altezza totale di drenaggio del banco H e con T il fattore tempo. Con tali assunzioni l'equazione 1.21 assume la forma:

$$\frac{\partial u_w}{\partial T} = \frac{\partial^2 u_w}{\partial Z^2} \quad (4.45)$$

La soluzione dell'equazione (4.45) dipende dalle condizioni iniziali e dalle condizioni al contorno (due condizioni per z e una per t), in particolare dalle condizioni di drenaggio (da un solo lato o da entrambi i lati) e dalla distribuzione iniziale della sovrappressione u_w con la profondità z (isocrona iniziale), che nel caso di consolidazione determinata da un carico infinitamente esteso applicato in superficie è uniforme. Sotto le ipotesi edometriche la soluzione risulta esprimibile in serie di Taylor come:

$$u_w(Z, T) = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2u_0}{M} (\sin MZ) e^{-M^2 T} \quad (4.46)$$

Dove $M = \frac{\pi}{2}(2m + 1)$. Tale soluzione che permette (per ogni z e t) di calcolare $u_w(z, t)$ noto C_v , si trova usualmente diagrammata in termini di grado di consolidazione U_z definito come il rapporto tra la sovrappressione dissipata al tempo t e la sovrappressione iniziale u_0 cioè:

$$U_z = 1 - \frac{u_w}{u_0} \quad (4.47)$$

Un diagramma tipico $U_z=f(Z, T)$ è riportato in figura 4.2 da tale soluzione si può osservare subito che:

- subito dopo l'applicazione del carico si ha un gradiente idraulico elevato alle estremità che si riduce progressivamente verso l'interno dello strato (e nel tempo);

- in mezzeria il gradiente dell'eccesso di pressione è sempre nullo, cioè non vi è alcun flusso attraverso il piano orizzontale a metà dello strato.

In base a quest'ultima osservazione si ha che il piano di mezzeria può essere considerato impermeabile e pertanto la soluzione può essere estesa anche al caso in cui si abbia uno strato drenato solo ad una estremità ponendo attenzione alla definizione di altezza di drenaggio che in questo caso è pari all'altezza dello strato. La soluzione dell'equazione della consolidazione monodimensionale fornisce il decorso nel tempo delle sovrappressioni interstiziali, ma può essere utilizzata anche per la previsione del decorso dei cedimenti nel tempo dell'intero strato. Infatti nella maggior parte dei casi pratici non interessa conoscere il valore del grado di consolidazione U_z in un dato punto dello strato di terreno, ma piuttosto il valore del grado di consolidazione medio dell'intero strato raggiunto dopo un certo periodo di tempo dall'applicazione del carico.

Il grado di consolidazione medio dell'intero strato in termini di sovrappressione interstiziali, corrispondente ad un certo fattore di tempo, T , ossia ad un certo istante, t , è dato da:

$$U_{med} = \frac{\int_0^{2H} [u_0 - u_w(z, t)] dz}{\int_0^{2H} u_0 dz} \quad (4.48)$$

Osservando che durante il processo di consolidazione le pressioni efficaci variano della stessa quantità delle pressioni interstiziali, con segno opposto, e che, per l'ipotesi di elasticità lineare, la deformazione verticale è direttamente proporzionale alla pressioni verticale efficace:

$$\frac{u_0 - u_w(t)}{u_0} = \frac{\Delta\sigma'(t)}{\Delta\sigma_v} = \frac{M\varepsilon(t)}{M\varepsilon_f} = \frac{\varepsilon(t)}{\varepsilon_f} \quad (4.48)$$

si ha che il grado di consolidazione medio in termini di sovrappressione interstiziali, U , (rapporto tra la sovrappressione dissipata al tempo t e la sovrappressione totale iniziale) coincide con il grado di consolidazione medio in termini di cedimento, U_m , definito come rapporto tra il cedimento al tempo t , $s(t)$, che per definizione è l'integrale delle deformazioni verticali al tempo t , e il cedimento finale totale, s_f :

$$U_m = \frac{\int_0^{2H} \varepsilon(t) dz}{\int_0^{2H} \varepsilon_f dz} = \frac{s(t)}{s_f} = U_{med}. \quad (4.49)$$

ed è questa l'informazione che generalmente interessa nei casi pratici (interessa conoscere l'aliquota del cedimento totale che si è realizzata dopo un certo tempo dall'applicazione del carico). Si può osservare che nei grafici U_z-T , il valore di U_m corrispondente ad un certo tempo adimensionalizzato T , rappresenta il rapporto tra l'area, $A(t)$, compresa tra la linea $U_z=0$ e la relativa curva di T e l'area totale del grafico, A_t , (quella compresa tra le linee $U_z=0$ e $U_z=1$). Ad esempio in figura 4.2 il

rapporto tra l'area tratteggiata e l'area totale del grafico rappresenta il grado di consolidazione medio corrispondente ad un fattore di tempo $T = 0.05$.

Le soluzioni del grado di consolidazione medio U_m in funzione del fattore di tempo T_v si trovano diagrammate o tabulate per diversi andamenti dell'isocrona iniziale (figura 4.3). Esistono anche espressioni analitiche che forniscono una stima approssimata della soluzione per il caso di isocrona iniziale costante con la profondità, ad esempio:

$$U_m = \sqrt[6]{\frac{T^3}{T^3 + 0.5}} ; T = \sqrt[6]{\frac{0.5U_m^6}{1 - U_m^6}} \quad (\text{Brinch - Hansen}) \quad (4.50)$$

$$U_m = 2 \sqrt{\frac{T}{\pi}} ; T = \frac{\pi}{4} U_m^2 \quad \text{per } U_m < 60\% \quad (\text{Terzaghi}) \quad (4.51)$$

$$T = 1.781 - 0.933 \log(100 - U_m 8\%) \quad \text{per } U_m > 60\% \quad (\text{Terzaghi}) \quad (4.52)$$

$$U_m = \frac{\left(\frac{4T}{\pi}\right)^{0.5}}{\left[1 + \left(\frac{4T}{\pi}\right)^{2.87}\right]^{0.179}} ; T = \frac{\frac{\pi}{4} U_m^2}{[1 - U_m^{5.6}]^{0.357}} \quad (\text{Sivaram \& Swamee}) \quad (4.53)$$

Se fossero verificate le ipotesi della teoria della consolidazione, le curve sperimentali in prova edometrica cedimento – tempo, per qualunque terreno e per qualunque carico applicato, dovrebbero essere eguali, a meno di fattori di scala, alle curve teoriche adimensionali $U_m = f(T)$. Infatti U_m è proporzionale al tempo t . I fattori di scala sono caratteristici dei diversi terreni e devono essere determinati sperimentalmente. In particolare occorre determinare il cedimento di consolidazione edometrica finale, s_r , la lunghezza del percorso di drenaggio H , e il coefficiente di consolidazione, C_v . In realtà le ipotesi alla base della teoria non sono ben verificate per i terreni reali, come discuteremo in seguito, ma l'accordo fra le curve adimensionali teoriche e quelle sperimentali è accettabile per gradi di consolidazione non superiori al 60%. A questo punto è opportuno conoscere come si può determinare il coefficiente di consolidazione, C_v , (parte essenziale del fattore di scala) l'unico parametro che nella soluzione dell'equazione della consolidazione tiene conto delle proprietà del terreno. Per la sua determinazione si utilizzano i risultati della prova edometrica.

La prova edometrica standard è eseguita, come ben noto, applicando incrementi successivi di carico, mantenuti costanti fino all'esaurimento del fenomeno di consolidazione (ed oltre). Durante

tale intervallo di tempo si rilevano i cedimenti nel tempo del provino. I valori osservati dell'altezza sono generalmente diagrammati secondo due modalità:

- in funzione del logaritmo del tempo;
- in funzione della radice quadrata del tempo.

Dai diagrammi così ottenuti è possibile determinare, relativamente a ciascuno dei gradini di carico applicati, il coefficiente di consolidazione C_v mediante le due procedure ben note di Casagrande e di Taylor.

Tali metodi, basandosi su considerazioni di natura geometrica da eseguire sui diagrammi consentono la definizione del coefficiente di consolidazione portando alle seguenti formulazioni:

$$C_v = \frac{0.197H_{50}^2}{t_{50}} \text{ (Casagrande) (4.54 a)}$$

$$C_v = \frac{0.848H_{50}^2}{t_{90}} \text{ (Terzaghi) (4.54 b)}$$

Avendo indicato con

- H_{50} l'altezza media di drenaggio per cui si ha la metà del processo di consolidazione;
- t_{50} tempo di consolidazione cui corrisponde un grado di consolidazione medio del 50%;
- t_{90} tempo di consolidazione cui corrisponde un grado di consolidazione medio del 90%;

4.2.5 Validità e limiti della teoria

La teoria della consolidazione edometrica si basa sullo schema di carico e di vincolo (condizioni al contorno) che considera gli strati perfettamente orizzontali, il carico applicato uniforme e infinitamente esteso, ipotesi che comportano l'assenza di deformazioni orizzontali e il flusso solo verticale dell'acqua. Le condizioni al contorno della prova edometrica riproducono fedelmente tale schema, che ha il vantaggio della semplicità essendo monodimensionale.

Talvolta lo schema corrisponde bene alle condizioni stratigrafiche e geotecniche del deposito ed alla causa perturbatrice (ad esempio un abbassamento uniforme del livello piezometrico, oppure un riporto strutturale di spessore costante o, più in generale, un manufatto che trasmette al terreno un carico uniformemente distribuito di estensione molto maggiore dello spessore dello strato compressibile), ma altre volte no.

Se ad esempio l'area di carico è di dimensioni piccole rispetto allo spessore dello strato compressibile, l'incremento di tensione verticale non può essere assunto costante con la profondità, le deformazioni di taglio non sono zero e quindi si hanno cedimenti istantanei anche a deformazione volumetrica nulla, la filtrazione avviene anche in direzione orizzontale, etc.

Ma anche quando lo schema stratigrafico e geotecnico corrisponde bene alle condizioni al contorno ed il fenomeno è unidirezionale, la soluzione di Terzaghi è solo approssimata poiché non sono verificate alcune ipotesi base. In particolare:

- il legame tensioni deformazioni è marcatamente non lineare;
- la permeabilità del terreno varia nel tempo, durante il processo di consolidazione, perché diminuisce l'indice dei vuoti;
- è trascurata la componente viscosa delle deformazioni.

Per potere comunque utilizzare la soluzione di Terzaghi, si ipotizza che il terreno abbia un comportamento lineare e permeabilità costante nell'ambito di ogni gradino di carico, e che le deformazioni viscosi abbiano inizio solo quando la consolidazione edometrica è in gran parte esaurita. Per ogni gradino di carico, sfruttando solo la parte iniziale della curva sperimentale allo scopo di escludere le deformazioni viscosi, si possono determinare i corrispondenti valori di C_v e k , ed utilizzare nelle applicazioni i valori di tali proprietà determinati per la pressione iniziale e l'incremento di pressione più prossimi a quelli reali. Se le ipotesi di Terzaghi fossero verificate, si otterrebbero gli stessi valori di C_v e k per tutti i gradini di carico, poiché tali grandezze sarebbero indipendenti dalla pressione.

4.3 LA CONSOLIDAZIONE CON DEFORMAZIONI FINITE (F.S.C.) E SOTTO PESO PROPRIO (S.W.C.)

4.3.1 Generalità

È stato illustrato precedentemente come in alcuni casi la teoria di Terzaghi risulti approssimata ad una corretta descrizione dei fenomeni di consolidazione per il venir meno di alcune ipotesi. La teoria del Terzaghi, anche se ampiamente usata, è basata sui presupposti che raramente si incontrano in pratica. Il più significativo di questi presupposti è l'ipotesi di piccoli spostamenti nei mezzi porosi in cui avviene il consolidamento. Spesso si verificano nei mezzi porosi livelli deformativi significativi e quindi occorre sviluppare nuove teorie che tengano conto di tali aspetti. Ciò comporta la necessità di apportare alcune correzioni alla teoria di Terzaghi; nella realtà è stato mostrato che la compressibilità per un terreno saturo è una funzione non lineare della tensione efficace, inoltre non è corretto supporre che la permeabilità del terreno resti costante durante il processo di consolidamento. In effetti ciò avviene in quanto durante l'evolvere della consolidazione si ha una compressione dello scheletro solido con conseguente diminuzione dell'indice dei vuoti; una diminuzione dell'indice dei vuoti si traduce in una minore sezione disponibile per il passaggio del fluido cui corrisponde una riduzione della permeabilità del terreno. Tra gli aspetti illustrati ai paragrafi precedenti, occorre aggiungere un ulteriore aspetto che è quello legato all'entità dei cedimenti attesi durante la consolidazione per alcuni tipi di materiali caratterizzati da un elevatissimo contenuto d'acqua quali i materiali dragati.

Per tali terreni il processo di consolidazione si innesca sotto l'azione del peso proprio e risulta caratterizzato da valori dei cedimenti che esorbitano notevolmente i limiti della teoria dei piccoli spostamenti. Tale processo è noto con il termine di *self weight consolidation* (di seguito *S.W.C.*) Poche sono le teorie che affrontano queste problematiche. Tra queste le più note sono quelle di Mikasa (1963) e Gibson (1984). Il tema oggetto della presente ricerca presenta dei riferimenti scientifici estremamente ridotti tuttavia è stato condotto uno studio bibliografico finalizzato a raccogliere un data base sul comportamento dei materiali dragati, individuare delle correlazioni che permettessero di ricavare dai parametri geotecnici noti per le teorie di consolidazione tradizionale da mettere in relazione con le grandezze significative per la trattazione delle problematiche connesse ai fenomeni di consolidazione sotto peso proprio dei materiali.

Nella limitata letteratura presente sono stati fatti diversi tentativi per estendere la teoria della consolidazione di Terzaghi tenendo conto anche dell'ipotesi di grandi deformazioni (*Richart, 1957; Lo, 1960; Davis & Raymond, 1965; Janbu, 1965; Barden e Berry, 1965*). Tuttavia queste elaborazioni risultano ancora basate su ipotesi riconducibili a quelle di piccoli spostamenti e pertanto presentano anch'esse le medesime limitazioni della teoria tradizionale di Terzaghi.

Oggetto di studio è stato l'analisi di una teoria di consolidamento S.W.C. sotto grandi deformazioni da confrontare con i risultati di prove eseguite su un modello sperimentale. La teoria di riferimento è quella di Robert Gibson. La simulazione numerica è stata poi eseguita con un procedimento iterativo mediante l'utilizzo congiunto di fogli di calcolo elaborati con software Microsoft Excel e Mathcad; i particolari sono riportati al capitolo V. I risultati della simulazione numerica sono stati poi confrontati con i dati riscontrati sul modello sperimentale.

Al fine di valutare il corretto sviluppo della soluzione numerica, il modello numerico elaborato è stato a sua volta confrontato con modelli di calcolo già eseguiti per verificarne l'esattezza. I modelli adoperati per il confronto sono basati su uno studio condotto da *F. C. Townsend* ed eseguito per un'industria di fosfati della Florida. Nel confronto dei risultati dei vari modelli numerici, è stato trovato da Townsend che le previsioni variavano da modello a modello. Questa differenza è stata attribuita alle differenze nel sistema coordinato usato (Eulariano o Lagrangiano), alla variabile dipendente selezionata (indice dei vuoti o pressione interstiziale), alla tecnica di soluzione impiegata alle differenze finite, (implicita o esplicita), o alla metodologia della soluzione usata (differenze finite o elementi finiti).

Scopo di F.C. Townsend è stato quello di fornire un livello del confronto per questi programmi e comprenderne i vantaggi e le limitazioni.

4.3.2 Ipotesi

Nella tradizionale teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi il processo viene esaminato basando lo studio sulle seguenti ipotesi:

- a) *incomprimibilità del fluido;*
- b) *incomprimibilità dello scheletro solido del terreno;*
- c) *mezzo completamente saturo;*
- d) *presenza di una condizione di carico esterna*
- e) *piccoli spostamenti;*
- f) *validità della legge di Darcy ($f_i = -\frac{\partial h}{\partial s}$; $\nabla^2 H = 0$ $\frac{\partial h}{\partial t} = \text{cost.}$)*
- g) *peso proprio del terreno coinvolto trascurabile.*

Per i materiali dragati i processi di consolidazione avvengono in condizioni in cui le ipotesi "c", "d" "e", "f" ed "g" non risultano valide.

- a₁) *incomprimibilità del fluido;*
- b₁) *incomprimibilità dello scheletro solido del terreno;*

4.3.3 Sistemi di coordinate

Il sistema di coordinate più comunemente usato nell'ingegneria geotecnica quello eulariano in cui le deformazioni materiali sono collegate con piani fissi nello spazio. Questo piano fisso è comunemente usato come riferimento. Le distanze sono pertanto misurate relativamente a questo piano di riferimento. Le proprietà del volume elementare rappresentativo (di seguito *R.E.V.* acronimo di *Representative Elementary Volume*) si riferiscono ad una distanza specifica dal piano di riferimento.

Questa specificazione del sistema di riferimento sfrutta il concetto matematico di campo, nel senso che le proprietà del flusso (velocità, densità, pressione) sono definite come funzioni dello spazio, ossia del vettore posizione, e del tempo t . L'osservatore è solidale ad un riferimento fisso o inerziale e "fotografa" l'intero campo della grandezza oggetto di osservazione (velocità, o spostamenti, o densità, o pressione...) a ciascun istante temporale, senza però avere alcuna informazione relativa al moto della singola particella.

La teoria di consolidamento del Terzaghi che è basata su questo tipo di sistema quindi suppone che sia il formato sia la posizione dell'elemento rimangano le stesso nel tempo. Tutte le deformazioni che avvengono nell'elemento del terreno sono ipotizzate come piccole rispetto al formato dell'elemento.

In presenza di una consolidazione con grandi deformazioni, i cedimenti risultano confrontabili con lo spessore dello strato compressibile. Ciò significa che se le deformazioni sono abbastanza grandi, le proprietà riferite ad un piano certo possono improvvisamente uscire fuori da detto riferimento. Occorre pertanto trovare un sistema che segua le stesse deformazioni delle particelle materiali. Un sistema adatto può essere un sistema convettivo o un sistema di coordinate di tipo Lagrangiano.

La specificazione Lagrangiana del moto focalizza l'attenzione non più su di un determinato volume di controllo, ma sulla singola particella. Le proprietà del flusso saranno quindi funzioni della scelta del particolare elemento, oltre che del tempo t . Scegliendo di identificare la particella mediante il vettore posizione x_0 del suo centro di massa al tempo iniziale t_0 , avremo che la sua velocità al tempo generico t sarà esprimibile come $u = u(x_0, t)$. Quando l'elemento di terreno si deforma, la posizione ed la forma dell'elemento cambiano, tali variazioni possono essere collegate al sistema convettivo (ζ, t) o al sistema lagrangiano (a, t) .

4.3.4 Variabile dipendente

I metodi risolutivi possono variare anche in funzione dalla variabile dipendente dell'equazione. Tipiche grandezze adottate quali variabili dipendenti sono la pressione neutra, la tensione efficace e l'indice dei vuoti. L'equazione della consolidazione di Terzaghi adotta la pressione neutra come variabile dipendente. Con tale variabile dipendente, le condizioni al contorno sono specificabili in

maniera semplice. Lo svantaggio principale derivante dall'utilizzo della pressione o del carico come variabile indipendente sembra essere quello che nelle formulazioni sviluppate nell'ipotesi di grandi deformazioni l'equazione descrittiva del fenomeno è altamente non lineare. Ciò provoca delle difficoltà nella ricerca di un metodo risolutivo attesa la natura non lineare dell'equazione. Davis & Raymond sono stati i primi a sviluppare un'equazione di consolidamento che tiene in conto le variazioni di permeabilità e di compressibilità del terreno. Questa equazione è stata basata sulle tensioni efficaci; è stato mostrato che la dissipazione delle pressioni neutre, presenta un tasso più lento rispetto a quello previsto nell'equazione di Terzaghi. Il lavoro sull'equazione della consolidazione in presenza di grandi deformazioni è stato successivamente implementato da Robert E. Gibson (*King's College – U.K.*). È stata sviluppata un'equazione che ha adottato l'indice dei vuoti come variabile dipendente. Questa scelta relativa alla variabile dipendente ha portato alla definizione di un'equazione più facile da risolvere portando così la popolarità dell'equazione del Gibson.

4.3.5 Equazione di Robert Gibson

La teoria consolidazione monodimensionale di argille sature di Robert Gibson assume che la densità del fluido interstiziale e la densità del solido restano entrambi costanti. L'equilibrio alla traslazione verticale e l'equilibrio del fluido interstiziale richiedono:

$$\frac{\partial \sigma}{\partial z} \pm (e\rho_f + \rho_s) = 0 \quad (4.55)$$

$$\frac{\partial p}{\partial z} - \frac{\partial u}{\partial z} \pm \rho_f \frac{\partial \zeta}{\partial z} = 0 \quad (4.56)$$

Dove p è la pressione dell'acqua, u la sovrappressione. ζ è la coordinata lagrangiana che descrive l'altezza dell'elemento di terreno.

$$\text{Se } \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{e(v_f - v_s)}{1+e} \right] + \frac{\partial e}{\partial t} = 0 \quad (4.57)$$

la continuità del fluido è verificata e tenendo conto della legge di Darcy si ha che

$$\frac{e(v_f - v_s)}{k} \pm (1+e) + \frac{1}{\rho_f} \frac{\partial p}{\partial z} = 0 \quad (4.58)$$

dove k è il coefficiente di permeabilità. Se lo scheletro solido è omogeneo, non ci sono effetti di creep, e la consolidazione è monotonica, allora la permeabilità può dipendere solo dall'indice dei vuoti $k = k(e)$ inoltre essendo $\sigma' = \sigma - p \rightarrow \sigma' = \sigma'(e)$. sostituendo si ottiene

$$\pm \left(\frac{\rho_s}{\rho_f} - 1 \right) \frac{\partial}{\partial e} \left[\frac{k(e)}{1+e} \right] \frac{\partial e}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k(e)}{\rho_f(1+e)} \frac{\partial \sigma'}{\partial e} \frac{\partial e}{\partial z} \right] = - \frac{\partial e}{\partial t} \quad (4.59)$$

La (4.59) è l'equazione di Gibson per la consolidazione dei materiali in presenza di grandi deformazioni. Tale equazione è non lineare. Può essere resa lineare esaminando le proprietà del terreno fermo restando la non linearità della permeabilità e della compressibilità. Se si introducono le ipotesi di piccole deformazioni, questa equazione si semplifica ritornando così all'equazione di Terzaghi (1924). Si può vedere come l'equazione (4.59) presenti sul lato sinistro due termini che assumono la forma di avvezione il primo ed equazione diffusione il secondo. Il termine a destra rappresenta il processo di consolidazione. Una soluzione analitica dell'equazione è possibile solo sotto speciali condizioni, introducendo costanti di linearizzazione:

$$g(e) = - \frac{k(e)}{\gamma_w(1+e)} \frac{\partial \sigma'}{\partial e} \quad (4.60)$$

$$\lambda(e) = - \frac{d}{de} \left(\frac{de}{d\sigma'} \right) \quad (4.61)$$

L'equazione (4.59) potrebbe essere risolta per via numerica facendo delle assunzioni sulle proprietà dei materiali interessati nel fenomeno e sulle condizioni al contorno. In modo particolare possono farsi assunzioni sulla permeabilità e sulla compressibilità in una dipendenza monotonica con l'indice dei vuoti. L'equazione potrà essere risolta con il metodo numerico delle differenze finite.

4.3.6 Soluzioni

Per ottenere una soluzione è conveniente convertire l'equazione (4.59) in forma adimensionalizzata normalizzando alcuni parametri:

$$E(Z, T) = \frac{s(z, t)}{s(0, 0)} \rightarrow \text{indice dei vuoti normalizzato}$$

$$Z = \frac{z}{H} \rightarrow \text{coordinata verticale adimensionalizzata}$$

$$T = \frac{gt}{H^2} \rightarrow \text{fattore tempo}$$

$$N = \lambda H (\gamma_s - \gamma_w) \rightarrow \text{parametro } \lambda \text{ dell'equazione normalizzato}$$

$B = \frac{e_{\infty}}{e(0,0)} \rightarrow$ indice dei vuoti normalizzato all' inizio del fenomeno

$R = \frac{e(0,t)}{e(0,0)} \rightarrow$ indice dei vuoti normalizzato all' istante t

$H \rightarrow$ spessore dello strato di terreno

Sostituendo nell'equazione di Gibson si ottiene

$$\frac{\partial^2 E}{\partial Z^2} + N \frac{\partial E}{\partial Z} = \frac{\partial E}{\partial T} \quad (4.62)$$

In funzione del numero e posizionamento di drenaggi le condizioni iniziali vengono così definite:

Drenaggio doppio:

$$E(Z,0) = (1-B) \exp(-NZ) + B = E_0 \quad \text{se } 0 \leq Z \leq 1$$

$$E(0,T) = (1-B) Q(T) + B = R \quad \text{se } T > 0$$

$$E(1,T) = (R-B) \exp(-N) + B = R \quad \text{se } T > 0$$

$$\text{Dove } Q(T) = \exp \{-\lambda[\sigma'_0 + q(T)]\}$$

Drenaggio singolo:

$$\frac{\partial E(1,T)}{\partial Z} + N[E(1,T) - B] = 0 \quad \text{se } T > 0$$

$$E(Z,\infty) = (R-B) \exp(-NZ) + B = E_0 \quad \text{se } 0 \leq Z \leq 1$$

Tramite la trasformata di Laplace all'equazione (1.40) si ottiene

$$\frac{\partial^2 \underline{E}}{\partial Z^2} + N \frac{\partial \underline{E}}{\partial Z} = S * \underline{E}(Z,S) - \underline{E}(Z,0) \quad (4.63)$$

Drenaggio doppio:

$$\underline{E}(Z,0) = (1-B) \exp(-NZ) + B = \quad \text{se } 0 \leq Z \leq 1$$

$$\underline{E}(0,S) = \underline{R} = (1-B) \underline{Q}(S) + B/S \quad \text{se } T > 0$$

$$\underline{E}(1,S) = (\underline{R}-B/S) \exp(-N) + B/S \quad \text{se } T > 0$$

Drenaggio singolo:

$$\frac{\partial \underline{E}(1, S)}{\partial Z} + N[\underline{E}(1, S) - B] = 0 \text{ se } T > 0$$

Dove $\bar{E}(Z, S)$ è la trasformata di Laplace di $E(Z, T)$, \bar{R} è la trasformata di Laplace di R , $\bar{Q}(S)$ è la trasformata di Laplace di $Q(T)$ σ'_0 è la tensione efficace iniziale.

Le soluzioni sono:

$$\underline{E}(Z, S) = m_1 \exp(a_1 Z) + m_2 \exp(a_2 Z) + \underline{E}^*(Z, S) \quad (4.64)$$

Nel quale $\underline{E}^*(Z, S)$ è una soluzione particolare dell'equazione (4.63) dove

$$a_1 = \frac{-N + \sqrt{N^2 + 4S}}{2} \quad (4.65 a) \quad e \quad a_2 = \frac{-N - \sqrt{N^2 + 4S}}{2} \quad (4.65 b)$$

La sostituzione fornisce:

Doppio drenaggio

$$m_1 = \frac{(1 - B) \left(\bar{Q} - \frac{1}{S} \right) [\exp(-N) - \exp(a_2)]}{\exp(a_1) - \exp(a_2)} \quad (4.66 a)$$

$$m_2 = \frac{(1 - B) \left(\bar{Q} - \frac{1}{S} \right) [\exp(a_1) - \exp(-N)]}{\exp(a_1) - \exp(a_2)} \quad (4.66 b)$$

$$\underline{E}^*(Z, S) = \frac{(1 - B) \exp(-NZ) + B}{S} \quad (4.66 c)$$

Singolo drenaggio

$$m_1 = \frac{(1 - B) \left(\bar{Q} - \frac{1}{S} \right) (a_2 + N) \exp(a_2)}{(a_2 + N) \exp(a_2) - (a_1 + N) \exp(a_1)} \quad (4.67 a)$$

$$m_2 = \frac{(1 - B) \left(\bar{Q} - \frac{1}{S} \right) [\exp(a_1 + N) - \exp(a_1)]}{(a_1 + N) \exp(a_1) - (a_2 + N) \exp(a_2)} \quad (4.67 b)$$

$$\underline{E}^*(Z,S) = \frac{(1 - B) \exp(-NZ) + B}{S} \quad (4.67 \text{ c})$$

Carico imposto istantaneamente

Quindi

$$Q(T) = \begin{cases} \exp(-\lambda\sigma'_0) & \text{se } T = 0 \\ \exp(-\lambda\sigma'_0 - \lambda q) & \text{se } T > 0 \end{cases}$$

La trasformata di Laplace è

$$\underline{Q}(S) = \begin{cases} \frac{\exp(-\lambda\sigma'_0)}{S} & \text{se } T = 0 \\ \frac{\exp(-\lambda\sigma'_0 - \lambda q)}{S} & \text{se } T > 0 \end{cases}$$

La sostituzione nell'equazione fornisce la soluzione desiderata per $\underline{E}(Z,S)$ e dopo applicando l'inversa della trasformata di Laplace per $\underline{E}(Z,S)$ fornisce la seguente soluzione analitica:

$$E(Z,T) = (R - B) \exp(-NZ) + B + (1 + R) \exp\left(-\frac{NZ}{2} - \frac{N^2 T}{4}\right) \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{2\pi n \left[1 + (-1)^{n+1} \exp\left(-\frac{N}{2}\right)\right] \sin(n\pi Z) \exp(-n^2 \pi^2 T)}{\left(\frac{N^2}{2}\right) + (n\pi)^2} \quad (4.68)$$

Il cedimento adimensionale può essere definito come:

$$S(T) = \int_0^1 [E(Z, 0) - E(Z, T)] dZ \quad (4.69)$$

Ed il grado di consolidazione

$$U(T) = \frac{\int_0^1 [E(Z, 0) - E(Z, T)] dZ}{\int_0^1 [E(Z, 0) - E(Z, \infty)] dZ} \quad (4.70)$$

4.4 CONCLUSIONI

È stato illustrato un inquadramento generale del fenomeno della consolidazione partendo dalla descrizione generale del fenomeno. Successivamente si è passati alla schematizzazione di studio classica di tale fenomeno ovvero alla teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi illustrandone ipotesi, soluzioni applicazioni e campo di validità.

Sono stati dopo descritti gli aspetti non contemplati dalla teoria monodimensionale di Terzaghi come in presenza di fenomeni per cui le ipotesi di piccoli spostamenti vengono meno.

A seguire sono stati esposti le peculiarità di fenomeni di consolidazione che si innescano con una condizione di carico caratterizzata dal solo peso proprio del terreno (fenomeno della *self weight consolidation* – *S.W.C.*) caratterizzati dalla presenza di grandi deformazioni. Infine sono state mostrate le teorie che forniscono una descrizione analitica di tali fenomeni partendo dall'equazione di Robert Gibson.

Nel capitolo cinque, verranno illustrati i dati scaturenti dalla simulazione numerica elaborata con procedura iterativa mediante applicazione congiunta di fogli di calcolo predisposti con Microsoft Excel e Mathcad.

Figura 4.1 – modello analogico idromeccanico (*Lambe e Withman*)

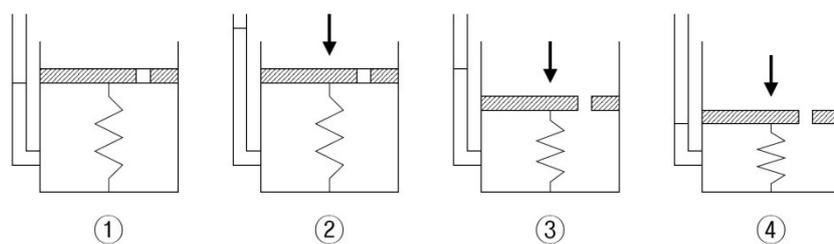


Figura 4.2 – grado di consolidazione U_z in funzione del fattore di tempo, T_v , e di z/H (*Taylor, 1948*)

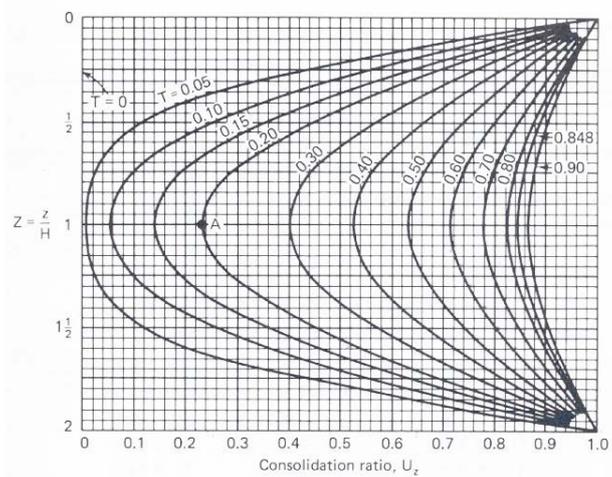
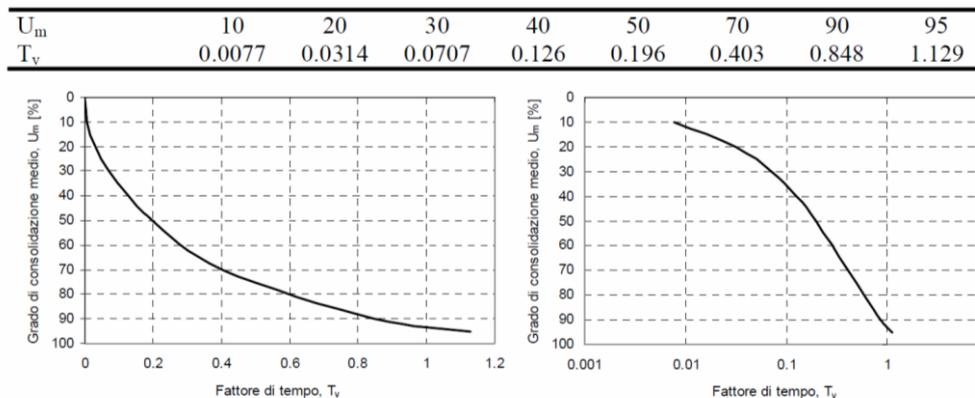


Figura 4.3 – Valori tabulati della soluzione dell'equazione $U_m = f(T_v)$ per il caso di isocrona iniziale costante con la profondità con diagrammi della soluzione dell'equazione $U_m = f(T_v)$ per il caso di isocrona iniziale costante con la profondità, con ascissa in scala lineare (a) e logaritmica (b)



5.1 GENERALITÀ

La documentazione fino esposta ha evidenziato le complessità del fenomeno trattato. Le difficoltà derivano dal venir meno di alcune ipotesi semplificative della tradizionale teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi facendo risultare tale teoria non perfettamente adatta alla descrizione del fenomeno. La teoria del Terzaghi, anche se ampiamente usata, è basata sui presupposti che raramente si incontrano in pratica. Il più significativo di questi presupposti è l'ipotesi di piccoli spostamenti nei mezzi porosi in cui avviene il consolidamento. Spesso si verificano nei mezzi porosi livelli deformativi significativi e quindi occorre sviluppare nuove teorie che tengano conto di tali aspetti.

Quanto illustrato nei capitoli precedenti ha mostrato che la compressibilità per un terreno saturo è una funzione non lineare della tensione efficace, inoltre non è corretto supporre che la permeabilità del terreno resti costante durante il processo di consolidamento. In effetti ciò avviene in quanto durante l'evolvere della consolidazione si ha una compressione dello scheletro solido con conseguente diminuzione dell'indice dei vuoti; una diminuzione dell'indice dei vuoti si traduce in una minore sezione disponibile per il passaggio del fluido cui corrisponde una riduzione della permeabilità del terreno. Occorre inoltre aggiungere l'ulteriore peculiarità dei materiali provenienti dalle attività di dragaggio dei porti marittimi e fluviali ovvero che durante il processo di consolidazione si assiste al verificarsi di cedimenti di entità tale da uscire dal campo delle piccole deformazioni.

A tali aspetti si devono aggiungere la non linearità dell'equazione, l'adozione del più adatto sistema di coordinate nonché le complessità derivanti dalla determinazione della legge di variazione di permeabilità e compressibilità. La modellazione numerica illustrata nel presente capitolo è stata sviluppata risolvendo per via iterativa l'equazione di Robert Gibson adimensionalizzata mediante la costruzione di un foglio di calcolo realizzato con Microsoft Excel congiuntamente alle soluzioni ottenute con Mathcad.

5.2 IL PROCEDIMENTO ITERATIVO ADOTTATO

5.2.1 Generalità

Nei capitoli precedenti è stato abbondantemente illustrato come i terreni oggetto dragati presentino un processo di consolidazione che si innesca sotto l'azione del peso proprio, caratterizzato da valori dei cedimenti che esorbitano i limiti della teoria dei piccoli spostamenti. Tale processo è noto con il termine di *self weight consolidation* (di seguito *S.W.C.*) Poche sono le teorie che affrontano queste problematiche. Tra queste la più nota è quella di Robert Gibson (1984).

La simulazione numerica proposta pertanto è stata elaborata ipotizzando una ben definita legge di variazione tra indice dei vuoti e tensioni efficaci. La procedura implementata prevede l'immissione di valori iniziali dell'indice dei vuoti "e". Nell'ipotesi di esistenza di condizioni edometriche si ricava un primo valore dell'altezza "z" del banco di terreno sottoposto a consolidazione. Sulla scorta dei risultati ottenuti tale valore della quota viene utilizzato come valore di ingresso nell'equazione di Gibson (4.68). tale equazione fornisce come risultato il valore di E, indice dei vuoti adimensionalizzato dal quale, una volta noto il valore di e finale, si ricava il valore di "e" allo step prefissato. Il foglio di calcolo è stato modellato su un totale di quaranta passi, in tutti i casi esaminati la procedura risulta convergente.

5.2.2 Le leggi di variazioni indice dei vuoti – tensioni efficaci

Al fine di poter sviluppare il modello matematico sopra esposto risulta di fondamentale importanza l'individuazione di una legge di variazione indice dei vuoti – tensioni efficaci (legge $e - \sigma'$) e di valori di riferimento di indice di vuoti iniziali e finali. Una serie di sperimentazioni dirette eseguite da *P.H. Morris* e *Poindexter* forniscono una legge di variazione tra indice dei vuoti e tensioni efficaci ricavata da uno studio condotto sulla scorta di quanto osservato direttamente su alcuni rilevati di prova di materiali sottoposti a S.W.C. unitamente a risultati di studi eseguiti da Gibson, Cargill, Duncan e Fox.

I risultati ottenuti da Morris e Poindexter, oltre la sopra citata legge di variazione, forniscono dei valori indicativi dell'indice dei vuoti iniziale (materiale appena deposto) e finale (materiale consolidato sotto peso proprio) di alcuni tipi di sedimenti studiati.

Ricordando l'equazione di Gibson

$$\pm \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_f} - 1 \right) \frac{\partial}{\partial e} \left[\frac{k(e)}{1+e} \right] \frac{\partial e}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k(e)}{\gamma_f(1+e)} \frac{\partial \sigma'}{\partial e} \frac{\partial e}{\partial z} \right] = - \frac{\partial e}{\partial t} \quad (5.1)$$

Il termine a destra rappresenta il processo di consolidazione. Una soluzione analitica dell'equazione è possibile solo sotto speciali condizioni, introducendo costanti di linearizzazione:

$$g(e) = -\frac{k(e)}{\gamma_w(1+e)} \frac{\partial \sigma'}{\partial e} \quad (5.2)$$

$$\lambda(e) = -\frac{d}{de} \left(\frac{de}{d\sigma'} \right) \quad (5.3)$$

Sostituendo la (5.2) e la (5.3) nell'equazione (5.1) si ottiene:

$$\frac{\partial^2 e}{\partial z^2} + \lambda(\gamma_s - \gamma_f) \frac{\partial e}{\partial z} = \frac{1}{g} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (5.4)$$

Avendo indicato con “g” il coefficiente di consolidazione per deformazioni finite. L'assunzione di λ e g costanti è valida solo intervalli limitati di $e - \sigma'$. Tentativi di utilizzare valori medi di g secondo Benson e Sill, Cargill e McVay porta a degli errori non trascurabili. Il parametro g è correlato al coefficiente di consolidazione tradizione C_v mediante la seguente relazione dovuta a Cargill:

$$g = \frac{C_v}{(1+e^2)} \quad (5.5)$$

La relazione $e - \sigma'$ è implicita nell'equazione di Gibson (5.3). Integrando si ottiene:

$$e = \frac{C_1}{\lambda} + C_2 \exp(-\lambda \sigma') \quad (5.6)$$

Dove C_1 e C_2 sono costanti di integrazione. L'applicazione delle condizioni al contorno

$$e_{in} = e \quad \text{per } \sigma' = 0 \quad (5.7 a)$$

$$e_{fin} = e_\infty \quad \text{per } \sigma' = \infty \quad (5.7 b)$$

Determina la legge di variazione $e - \sigma'$

$$e = (e_{in} - e_{fin}) \exp(-\lambda \sigma') + e_{fin} \quad (5.8)$$

I dati della relazione valori $e - \sigma'$ per i sedimenti dragati descritti dall'equazione (5.8) sono mostrati in figura 5.1. I valori di e_{in} , di e_{fin} e di λ corrispondenti alla regressione ai minimi quadrati sono riportati sulla tabella 5.1.

5.2.3 Equazione di Robert Gibson adimensionalizzata

Come già ampiamente esposto al capitolo quattro, la teoria consolidazione monodimensionale di Robert Gibson assume che la densità del fluido interstiziale e la densità del solido restano entrambi costanti. Se lo scheletro solido è omogeneo, non ci sono effetti di creep, e la consolidazione è

monotonica, allora la permeabilità può dipendere solo dall'indice dei vuoti $k = k(e)$ inoltre essendo $\sigma' = \sigma - p \rightarrow \sigma' = \sigma'(e)$ si ottiene

$$\pm \left(\frac{\rho_s}{\rho_f} - 1 \right) \frac{\partial}{\partial e} \left[\frac{k(e)}{1+e} \right] \frac{\partial e}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k(e)}{\rho_f(1+e)} \frac{\partial \sigma'}{\partial e} \frac{\partial e}{\partial z} \right] = - \frac{\partial e}{\partial t} \quad (5.9 a)$$

La (5.9) è l'equazione di Gibson per la consolidazione dei materiali in presenza di grandi deformazioni. Tale equazione è non lineare. Può essere resa lineare introducendo le costanti di linearizzazione (5.2) e (5.3).

Il modello di Gibson e Lo è posto alla base della formulazione matematica (5.9 a). È un modello reologico complesso composto da una molla di Hooke in serie con un corpo di Kelvin (il corpo di Kelvin costituito da una molla di Hooke in parallelo con un ammortizzatore di Newton). Esso è descritto in Figura 5.67 ed caratterizzato dalla seguente espressione per il calcolo del cedimento:

$$s(t) = H\varepsilon(t) = H\Delta\sigma \left[a + b \left(1 - e^{-\frac{\lambda}{b}t} \right) \right] \quad (5.9 b)$$

avendo indicato con:

- $s(t)$ – cedimento al tempo t ;
- H – altezza iniziale dello strato;
- $\varepsilon(t)$ – deformazione verticale al tempo t ;
- $\Delta\sigma$ – sforzo di compressione verticale;
- a – parametro di compressione primaria;
- b – parametro di compressione secondaria;
- λ/b – velocità di compressione secondaria;
- t - tempo trascorso dall'applicazione dello sforzo $\Delta\sigma$

Quando l'incremento di sforzo $\Delta\sigma$ agisce sul modello, la molla di Hooke, con costante elastica a , si comprime istantaneamente (fase di compressione primaria). La compressione del corpo di Kelvin viene ritardata dalla presenza dell'ammortizzatore idraulico di Newton, con viscosità λ/b . Tale ammortizzatore, che inizialmente sostiene parte dello sforzo $\Delta\sigma$, trasferisce progressivamente il suo carico alla molla posta in parallelo. Al termine del processo, dopo molto tempo, l'intero sforzo $\Delta\sigma$ sostenuto dalle due molle (fase compressione secondaria). I valori di a , b e λ/b variano con il tipo di materiale.

L'equazione (5.9 a) potrebbe essere risolta per via numerica facendo delle assunzioni sulle proprietà dei materiali interessati nel fenomeno e sulle condizioni al contorno. In modo particolare possono farsi assunzioni sulla permeabilità e sulla compressibilità in una dipendenza monotonica con l'indice dei vuoti. Per ottenere una soluzione è conveniente convertire l'equazione (5.9) in forma adimensionalizzata normalizzando alcuni parametri:

$$E(Z, T) = \frac{e(z, t)}{e(0, 0)} \rightarrow \text{indice dei vuoti normalizzato}$$

$$Z = \frac{z}{H} \rightarrow \text{coordinata verticale adimensionalizzata}$$

$$T = \frac{gt}{H^2} \rightarrow \text{fattore tempo}$$

$$N = \lambda H(\gamma_s - \gamma_w) \rightarrow \text{parametro } \lambda \text{ dell'equazione normalizzato}$$

$$B = \frac{e_\infty}{e(0, 0)} \rightarrow \text{indice dei vuoti normalizzato all'inizio del fenomeno}$$

$$R = \frac{e(0, t)}{e(0, 0)} \rightarrow \text{indice dei vuoti normalizzato all'istante } t$$

$$H \rightarrow \text{spessore dello strato di terreno}$$

Sostituendo nell'equazione di Gibson si ottiene

$$\frac{\partial^2 E}{\partial Z^2} + N \frac{\partial E}{\partial Z} = \frac{\partial E}{\partial T} \quad (5.10)$$

In funzione del numero e posizionamento di drenaggi e di tutte le ipotesi illustrate al capitolo quattro l'equazione fornisce la soluzione desiderata mediante la seguente soluzione analitica:

$$E(Z, T) = (R - B) \exp(-NZ) + B + (1 + R) \exp\left(-\frac{NZ}{2} - \frac{N^2 T}{4}\right) \sum_{n=1,2,3,\dots}^{\infty} \frac{2\pi n \left[1 + (-1)^{n+1} \exp\left(-\frac{N}{2}\right)\right] \sin(n\pi Z) \exp(-n^2 \pi^2 T)}{\left(\frac{N^2}{2}\right) + (n\pi)^2} \quad (5.11)$$

5.2.4 Simulazioni numeriche eseguite

Utilizzando la legge di correlazione $e - \sigma'$ definita nella (5.8) si determinano le variazioni di indice dei vuoti “ e ”. Nell’ipotesi di validità delle condizioni edometriche (5.12)

$$\frac{\Delta z}{H} = \frac{\Delta e}{(1 + e)} \quad \Rightarrow \quad \Delta z = \frac{\Delta e}{(1 + e)} H \quad (5.12)$$

si ricava la quota “ z ” dalla (5.13):

$$z = H - \Delta z \quad (5.13)$$

Noto il valore di “ z ”, si inserisce tale valore nella (5.11) ricavando “ E ”. Avendo definito “ E ” come il rapporto tra l’indice dei vuoti ad una quota determinata quota z ed ad un determinato istante t , rispetto all’indice dei vuoti finale “ e_{fin} ” (quantità nota dalla tabella 5.1 - Poindexter) viene ricavato il nuovo valore dell’indice dei vuoti denominato “ e_g ”. Avendo assunto l’ipotesi di validità delle condizioni edometriche viene ricalcolato il valore della quota “ z_g ” utilizzando sempre le espressioni (5.12) e (5.13) sostituendo “ e_g ” in luogo di “ e ”.

Il foglio di calcolo elaborato con Microsoft Excel interfacciato con Mathcad riporta i valori dividendo l’intero processo in quaranta steps successivi. Il foglio è stato costruito in maniera tale da inserire come dati di input le seguenti grandezze

- il peso specifico dei sedimenti;
- il peso specifico del fluido;
- lo spessore del banco;
- l’indice dei vuoti iniziale;
- l’indice dei vuoti finale;
- la costante λ ;
- l’intervallo di tempo per l’avanzamento del calcolo;
- la permeabilità del terreno.

I risultati forniti sono l’abbassamento del banco (fino alla convergenza dei risultati), ed i tempi necessari per il completo sviluppo di tale processo.

Le elaborazioni svolte hanno contemplato diverse situazioni essenzialmente mirate ad osservare il comportamento del materiale in differenti scenari.

La simulazione è stata condotta per tutti e nelle ipotesi di comportamento del terreno del tipo “Black Rock” con valori di “ e_{in} ”, “ e_{fin} ” e “ λ ” di cui alla tabella (5.1) sviluppati per quattro

differenti leggi di variazione e σ' di cui alla tabella (5.2). Nella fattispecie, avendo previsto la realizzazione di vasche di colmata con altezza variabile tra 1,50 e 3,00 metri, sono state condotte, per ogni legge di variazione, simulazioni numeriche per quattro diverse altezze ovvero:

- $H_1 = 1,50$ m.
- $H_2 = 2,00$ m.
- $H_3 = 2,50$ m.
- $H_4 = 3,00$ m.

Nell'ambito delle simulazioni sopra sviluppate è stata altresì studiato l'andamento del fenomeno facendo variare la permeabilità di ben quattro ordini di grandezza ovvero

- $k_1 = 1 \times 10^{-4}$ cm/sec.
- $K_2 = 1 \times 10^{-5}$ cm/sec.
- $K_3 = 1 \times 10^{-6}$ cm/sec.
- $K_4 = 1 \times 10^{-7}$ cm/sec.

I terreni in sito presentano una permeabilità di circa 1×10^{-4} cm/sec. Tale valore è tipico di una sabbia, pertanto sintomatico di cedimenti con un decorso più speditivo rispetto ai materiali a grana fine. La scelta delle variazioni di permeabilità è stata affrontata nell'ottica di indagare il comportamento dei materiali con permeabilità tipiche dei materiali a grana fine.

5.2.5 Risultati

Dall'esame dei risultati che scaturiscono dalla simulazione numerica del processo di S.W.C. si riscontra subito come il processo sia fortemente dipendente dalla permeabilità del terreno e dallo spessore del banco esaminato. Di seguito i tabulati (tabella 5.3 e seguenti) ed i grafici delle curva cedimento tempo (figura 5.2 e seguenti) delle elaborazioni svolte.

La disamina dei risultati ha evidenziato come il comportamento del materiale dragato, manifestamente non lineare, sia caratterizzato da vistosi cedimenti iniziali che rappresentano una percentuale, alcune volte considerevole dello spessore totale considerato.

Esaminando per primi i terreni a grana grossa (ghiaie e sabbie), con loro elevata permeabilità ($k > 10^{-4}$ cm/s), in cui l'espulsione dell'acqua è praticamente istantanea e quindi anche la deformazione volumetrica, il ventaglio di variazioni di permeabilità è stato esteso fino al caso dei terreni a grana fine (limi e argille), che a causa della loro scarsa permeabilità ($k < 10^{-4}$ cm/s) presentano un processo di espulsione dell'acqua dai pori con dissipazione delle sovrappressioni neutre, e quindi la deformazione volumetrica differita nel tempo.

L'esame delle simulazioni numeriche sviluppate ha messo in evidenza come, per tempi corrispondenti ad un grado di consolidazione medio definito in termini di pressioni interstiziali pari al 50% , le corrispondenti deformazioni raggiungono valori compresi tra il 70 e il 100% di quelle finali. Esaminando i diagrammi di riportati a tergo del presente capitolo si osserva che al crescere del parametro T a parità di aumenta la velocità di dissipazione delle sovrappressioni interstiziali, come risulta chiaramente dalla posizione delle isocrone nei diversi casi, mentre diminuisce la velocità di deformazione. Per bassi valori di T la deformazione viscosa si sovrappone in larga misura a quella elastica durante la fase idrodinamica del processo. I diagrammi mostrano come, per opportuni valori dei parametri viscosi, è possibile ottenere curve di deformazione aventi sempre la concavità rivolta verso il basso come spesso si osserva esaminando i cedimenti di terreni molto compressibili e ricchi di sostanze organiche come appunto i materiali esaminati.

La curva teorica della consolidazione prevede, nella parte terminale, un asintoto orizzontale. Le curve sperimentali di letteratura mostrano invece un asintoto leggermente inclinato. Tale differenza, più o meno marcata a seconda del tipo di terreno, è dovuta alle deformazioni viscosi dello scheletro solido. Deformazioni che avvengono anche a pressione efficace costante, e quindi anche (ma non solo) a consolidazione primaria esaurita. La pendenza dell'asintoto inclinato nel piano, detto indice di compressione secondaria C_α per i materiali molto compressibili riveste notevole importanza.

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} \quad (5.14)$$

L'indice di compressione, per i materiali dragati, può variare col trascorrere del tempo contemplando l'ipotesi di una consolidazione secondaria intermedia ed una di lungo periodo ognuna delle quali caratterizzata da un differente indice di compressione $C_{\alpha 1}$ e $C_{\alpha 2}$

La disamina delle curve cedimento – tempo scaturenti dalle elaborazioni numeriche eseguite e riportate in calce al presente capitolo, evidenzia il pieno riscontro con quanto desumibile dalla limitata letteratura presente in materia. Si assiste a cedimenti iniziali di notevole entità ed in tempi relativamente brevi se rapportati all'intera durata del processo, rilevando dalle curve cedimento tempo la parte di consolidazione primaria, secondaria e terziaria tipica dei materiali compressibili ed illustrata ai capitoli precedenti.

Lo sviluppo e la risoluzione dell'equazione generale di Gibson, che regge il fenomeno della consolidazione sotto peso proprio, ha messo in evidenza l'importanza che i diversi fattori in gioco rivestono nell'evoluzione del fenomeno. Prescindendo dai parametri che tengono in larga misura conto di fattori esterni, quali la geometria del problema e l'entità di eventuali carichi esterni, si osserva chiaramente il ruolo svolto dai parametri che definiscono le proprietà reologiche del terreno.

Nella fase iniziale del fenomeno si può ritenere, ragionando in termini di volume occupato, che gli elementi più deformabili e degradabili, caratterizzati da un elevato contenuto di sostane organiche, siano la componente prevalente dell'intero ammasso rispetto alla minima parte di inerti stabili. Con l'innescarsi del fenomeno gli elementi molto deformabili producono la maggior parte della diminuzione di volume dell'ammasso. Gli inerti stabili tendono a traslare da una parte all'altra dell'ammasso fino ad una configurazione pressoché definitiva. La sostanza organica e i materiali deformabili, impediscono in questa fase il contatto diretto tra più elementi stabili dello scheletro solido. Con il passare del tempo la deformazione del banco consolidante dipende dall'evolvere della notevole componente viscosa del processo di S.W.C., una volta esauriti tali processi, il sedimento presenta medesime caratteristiche di un terreno naturale.

Già al livello di sviluppo dell'analisi, appare che tanto le caratteristiche di viscosità proprie dello scheletro solido, che quelle idrodinamiche connesse con l'interazione tra le fasi, come la permeabilità k , influenzano fortemente il processo di consolidazione con una intensità mediata dalla deformabilità del terreno. La variazione di permeabilità influisce fortemente sui tempi di consolidazione variando da poche ore dei banchi di spessore minimo ($H_1 = 1,50$ m) e ad elevate permeabilità all'ordine di diversi anni per spessori di tre metri e bassissime permeabilità.

Nella fattispecie si assiste ad un comportamento estremamente significativo nell'osservare che a parità di spessore H_1 ($H_1 = 1,50$ m) il processo di consolidazione varia da appena nove ore della permeabilità k_1 ($k_1 = 1 \times 10^{-4}$ cm/sec) a poco più di un anno (circa 380 giorni) per lo stesso banco di terreno ma con permeabilità k_4 ($k_4 = 1 \times 10^{-7}$ cm/sec). Allo stesso modo, esaminando un banco di

terreno di altezza H_4 ($H_4 = 3,00$ m), si passa da circa quattro giorni (poco più di settanta ore) per sedimenti con permeabilità k_1 ($k_1 = 1 \times 10^{-4}$ cm/sec) a quasi cinque anni (circa 2.100,00 giorni) per i sedimenti con permeabilità k_4 ($k_4 = 1 \times 10^{-7}$ cm/sec). Questo marcata influenza della permeabilità sui terreni fortemente compressibili risulta responsabile in larga misura della forma delle curve di deformazione. Tuttavia occorre evidenziare come la peculiarità dei terreni compressibili soggetti a S.W.C. ovvero quella dell'esistenza di vistosi cedimenti sia riscontrabile anche con in materiali con ridottissime permeabilità. Il 90% della deformazione totale si verifica, in tutti i casi esaminati, sempre e comunque nella primissima parte del processo, e la rimanente deformazione, detta consolidazione secondaria e terziaria in tempi più lunghi.

I risultati del modello implementato tuttavia sono stati comparati con i risultati di uno studio eseguito da F.C. Townsend nel 1990 per i rilevati di scarto di alcune miniere di fosfati della Florida (figura 5.68 e figura 5.69) . I risultati ottenuti con la simulazione numerica concordano perfettamente in termini di andamento e tempi con quelli desumibili dal predetto studio di Townsend.

5.3 CONCLUSIONI

È stato illustrato lo sviluppo delle simulazione numerica del processo di S.W.C. applicato allo specifico caso dei materiali presenti sul sito interessato dalla campagna di indagini effettuata. Sono stati illustrate le considerazioni poste alla base delle elaborazioni impostate sul foglio di calcolo elaborato con Microsoft Excel congiuntamente a Mathcad. Sono poi state esposte le modalità di input dell'algoritmo, i risultati ottenibili, gli scenari investigati dalla simulazione numerica consistenti nell'esame di banchi di terreno con quattro spessori diversi, afferenti ognuno quattro differenti leggi di variazione $e - \sigma'$ (tabella 5.2) facendo variare la permeabilità per quattro ordini di grandezza ed assumendo come grandezze relative a "e_{in}", "e_{fin}" e "λ" quelle di Black Rock cui alla tabella (5.1). Sono stati altresì discussi i risultati delle elaborazioni numeriche eseguite relativamente all'influenza della permeabilità e dello spessore del banco consolidante e sono stati riportati gli esiti dei calcoli effettuati in forma di tabulati e grafici curve abbassamento - tempo manifestando il comportamento fortemente non lineare dei sedimenti dragati.

Nel capitolo sei, verranno illustrati i dati scaturenti dalla sperimentazione in sito effettuata con la vasca di prova strumentata. Verranno esposte le caratteristiche della strumentazione di misura ed i risultati rilevati in sito.

Tabella 5.1 – Valori dell'indice dei vuoti iniziale e finale (*Poindexter 1988*)

Sediment	e_{in}	e_{fin}	λ
			[kPa]
Black Rock	8,872	6,334	1,339
New Haven	9,503	4,079	1,37
Stamford	6,105	4,079	1,607
Duwamish	6,605	3,011	1,916

Tabella 5.2 – Leggi di variazione indice dei vuoti – tensione efficace verticale

Author	Dependent variable	Parameter choice
Carrier	Void ratio	$e = 0,27 \ln(k) + 5,95$
Lin & Penumadu	Void ratio	$e = -0,22 \ln(\sigma') + 1,46$
Masala & Chan	Void ratio	$e = 2,81 \sigma'^{-0,102}$
Pyke & Sills	Void ratio	$e = -0,21 \ln(\sigma') + 1,26$

Tabella 5.3 – Dati di input simulazione numerica: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock

Legge di variaizone di "e"		Carrier	
$e=2,933(\sigma' + 5,32)^{-0,10}$			
γ_s		20	kN
γ_w		10	kN
σ'_o		0	kPa
H		1,50	m
Cv		0,00021	m ² /sec
einiz.	Table 1	8,872	
efin.	Table 1	6,334	
λ	table 1	1,339	kPa-1
E	e/einiz.		
B	efin./einiz.	0,7139	
R	e/enizi.		
N		10,0000	
g	$Cv/(1+e)^2$		
T	$g*t/H^2$		
ξ	$\exp((-N*z*0,5)+(-N^2*T*0,25))$		
η	$\exp(-N*z)$		
Δt	1000		s.
	16,667		m.
	0,278	1	h.
	0,012		d.
Δe	0,0100		
Δz	0,0375		m.
f	1,00E-04		cm/sec
Eed	21		Mpa

Tabella 5.4 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_1=1*10^{-4}$

(BR - Carrier - H1 - k1)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	1,500	0,0000
1	0	0,9641	8,5531	1,456	0,0069
2	1	0,9325	8,2733	1,412	0,0139
3	1	0,9049	8,0279	1,372	0,0209
4	1	0,8806	7,8128	1,337	0,0279
5	1	0,8594	7,6243	1,305	0,0350
6	2	0,8408	7,4594	1,276	0,0421
7	2	0,8245	7,3150	1,250	0,0492
8	2	0,8103	7,1888	1,228	0,0563
9	2	0,7978	7,0784	1,207	0,0634
10	3	0,7870	6,9820	1,189	0,0706
11	3	0,7775	6,8979	1,174	0,0778
12	3	0,7692	6,8244	1,160	0,0850
13	3	0,7620	6,7603	1,147	0,0923
14	4	0,7557	6,7045	1,137	0,0995
15	4	0,7502	6,6558	1,127	0,1068
16	4	0,7454	6,6134	1,119	0,1141
17	4	0,7413	6,5765	1,112	0,1215
18	5	0,7376	6,5444	1,105	0,1288
19	5	0,7345	6,5165	1,100	0,1362
20	5	0,7318	6,4922	1,095	0,1436
21	5	0,7294	6,4711	1,091	0,1510
22	6	0,7273	6,4528	1,087	0,1584
23	6	0,7255	6,4368	1,084	0,1659
24	6	0,7240	6,4230	1,081	0,1733
25	6	0,7226	6,4110	1,078	0,1808
26	7	0,7214	6,4006	1,076	0,1883
27	7	0,7204	6,3916	1,075	0,1959
28	7	0,7195	6,3838	1,073	0,2034
29	7	0,7188	6,3771	1,072	0,2110
30	8	0,7181	6,3712	1,070	0,2186
31	8	0,7176	6,3662	1,069	0,2262
32	8	0,7171	6,3618	1,068	0,2338
33	8	0,7166	6,3580	1,068	0,2414
34	9	0,7163	6,3547	1,067	0,2491
35	9	0,7159	6,3519	1,066	0,2567
36	9	0,7157	6,3494	1,066	0,2644
37	9	0,7154	6,3473	1,066	0,2721
38	10	0,7152	6,3455	1,065	0,2798
39	10	0,7150	6,3439	1,065	0,2876
40	10	0,7149	6,3426	1,065	0,2953

Tabella 5.5 – Dati di output simulazione numerica: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_2= 1*10^{-5}$

(BR - Carrier - H1 - k2)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	1,500	0,0000
1	3	0,9604	8,5203	1,452	0,0077
2	6	0,9261	8,2162	1,404	0,0155
3	8	0,8965	7,9535	1,361	0,0232
4	11	0,8709	7,7266	1,323	0,0310
5	14	0,8488	7,5309	1,290	0,0389
6	17	0,8298	7,3621	1,260	0,0467
7	19	0,8134	7,2167	1,234	0,0546
8	22	0,7993	7,0914	1,211	0,0625
9	25	0,7871	6,9836	1,191	0,0705
10	28	0,7767	6,8908	1,174	0,0785
11	31	0,7677	6,8111	1,159	0,0865
12	33	0,7600	6,7425	1,145	0,0945
13	36	0,7533	6,6837	1,134	0,1025
14	39	0,7477	6,6332	1,124	0,1106
15	42	0,7428	6,5898	1,116	0,1187
16	44	0,7386	6,5527	1,108	0,1268
17	47	0,7350	6,5208	1,102	0,1350
18	50	0,7319	6,4936	1,097	0,1431
19	53	0,7293	6,4702	1,092	0,1513
20	56	0,7270	6,4502	1,088	0,1595
21	58	0,7251	6,4331	1,084	0,1678
22	61	0,7235	6,4185	1,081	0,1760
23	64	0,7221	6,4061	1,079	0,1843
24	67	0,7209	6,3954	1,077	0,1926
25	69	0,7198	6,3863	1,075	0,2009
26	72	0,7189	6,3785	1,073	0,2093
27	75	0,7182	6,3719	1,072	0,2176
28	78	0,7176	6,3662	1,071	0,2260
29	81	0,7170	6,3614	1,070	0,2344
30	83	0,7166	6,3573	1,069	0,2429
31	86	0,7162	6,3538	1,068	0,2513
32	89	0,7158	6,3509	1,068	0,2598
33	92	0,7155	6,3483	1,067	0,2682
34	94	0,7153	6,3462	1,067	0,2767
35	97	0,7151	6,3444	1,066	0,2853
36	100	0,7149	6,3428	1,066	0,2938
37	103	0,7148	6,3415	1,066	0,3024
38	106	0,7146	6,3404	1,066	0,3109
39	108	0,7145	6,3394	1,065	0,3195
40	111	0,7145	6,3386	1,065	0,3281

Tabella 5.6 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_3= 1*10^{-6}$

(BR - Carrier - H1 - k3)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	1,500	0,0000
1	1	0,9604	8,5203	1,452	0,0077
2	2	0,9261	8,2162	1,404	0,0155
3	3	0,8965	7,9535	1,361	0,0232
4	5	0,8709	7,7266	1,323	0,0310
5	6	0,8488	7,5309	1,290	0,0389
6	7	0,8298	7,3621	1,260	0,0467
7	8	0,8134	7,2167	1,234	0,0546
8	9	0,7993	7,0914	1,211	0,0625
9	10	0,7871	6,9836	1,191	0,0705
10	12	0,7767	6,8908	1,174	0,0785
11	13	0,7677	6,8111	1,159	0,0865
12	14	0,7600	6,7425	1,145	0,0945
13	15	0,7533	6,6837	1,134	0,1025
14	16	0,7477	6,6332	1,124	0,1106
15	17	0,7428	6,5898	1,116	0,1187
16	19	0,7386	6,5527	1,108	0,1268
17	20	0,7350	6,5208	1,102	0,1350
18	21	0,7319	6,4936	1,097	0,1431
19	22	0,7293	6,4702	1,092	0,1513
20	23	0,7270	6,4502	1,088	0,1595
21	24	0,7251	6,4331	1,084	0,1678
22	25	0,7235	6,4185	1,081	0,1760
23	27	0,7221	6,4061	1,079	0,1843
24	28	0,7209	6,3954	1,077	0,1926
25	29	0,7198	6,3863	1,075	0,2009
26	30	0,7189	6,3785	1,073	0,2093
27	31	0,7182	6,3719	1,072	0,2176
28	32	0,7176	6,3662	1,071	0,2260
29	34	0,7170	6,3614	1,070	0,2344
30	35	0,7166	6,3573	1,069	0,2429
31	36	0,7162	6,3538	1,068	0,2513
32	37	0,7158	6,3509	1,068	0,2598
33	38	0,7155	6,3483	1,067	0,2682
34	39	0,7153	6,3462	1,067	0,2767
35	41	0,7151	6,3444	1,066	0,2853
36	42	0,7149	6,3428	1,066	0,2938
37	43	0,7148	6,3415	1,066	0,3024
38	44	0,7146	6,3404	1,066	0,3109
39	45	0,7145	6,3394	1,065	0,3195
40	46	0,7145	6,3386	1,065	0,3281

Tabella 5.7 – Dati di output simulazione numerica: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_4= 1*10^{-7}$

(BR - Carrier - H1 - k4)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	1,500	0,0000
1	12	0,9604	8,5203	1,452	0,0077
2	23	0,9261	8,2162	1,404	0,0155
3	35	0,8965	7,9535	1,361	0,0232
4	46	0,8709	7,7266	1,323	0,0310
5	58	0,8488	7,5309	1,290	0,0389
6	69	0,8298	7,3621	1,260	0,0467
7	81	0,8134	7,2167	1,234	0,0546
8	93	0,7993	7,0914	1,211	0,0625
9	104	0,7871	6,9836	1,191	0,0705
10	116	0,7767	6,8908	1,174	0,0785
11	127	0,7677	6,8111	1,159	0,0865
12	139	0,7600	6,7425	1,145	0,0945
13	150	0,7533	6,6837	1,134	0,1025
14	162	0,7477	6,6332	1,124	0,1106
15	174	0,7428	6,5898	1,116	0,1187
16	185	0,7386	6,5527	1,108	0,1268
17	197	0,7350	6,5208	1,102	0,1350
18	208	0,7319	6,4936	1,097	0,1431
19	220	0,7293	6,4702	1,092	0,1513
20	231	0,7270	6,4502	1,088	0,1595
21	243	0,7251	6,4331	1,084	0,1678
22	255	0,7235	6,4185	1,081	0,1760
23	266	0,7221	6,4061	1,079	0,1843
24	278	0,7209	6,3954	1,077	0,1926
25	289	0,7198	6,3863	1,075	0,2009
26	301	0,7189	6,3785	1,073	0,2093
27	313	0,7182	6,3719	1,072	0,2176
28	324	0,7176	6,3662	1,071	0,2260
29	336	0,7170	6,3614	1,070	0,2344
30	347	0,7166	6,3573	1,069	0,2429
31	359	0,7162	6,3538	1,068	0,2513
32	370	0,7158	6,3509	1,068	0,2598
33	382	0,7155	6,3483	1,067	0,2682
34	394	0,7153	6,3462	1,067	0,2767
35	405	0,7151	6,3444	1,066	0,2853
36	417	0,7149	6,3428	1,066	0,2938
37	428	0,7148	6,3415	1,066	0,3024
38	440	0,7146	6,3404	1,066	0,3109
39	451	0,7145	6,3394	1,065	0,3195
40	463	0,7145	6,3386	1,065	0,3281

Tabella 5.8 – Dati di output simulazione numerica: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_1= 1*10^{-4}$

(BR - Carrier - H2 - k1)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	2,000	0,0000
1	0	0,9619	8,5344	1,938	0,0074
2	1	0,9288	8,2403	1,877	0,0148
3	1	0,8999	7,9843	1,821	0,0223
4	2	0,8748	7,7616	1,772	0,0298
5	2	0,8530	7,5682	1,727	0,0373
6	3	0,8341	7,4002	1,688	0,0449
7	3	0,8177	7,2545	1,654	0,0525
8	4	0,8034	7,1282	1,623	0,0601
9	4	0,7911	7,0188	1,596	0,0678
10	5	0,7804	6,9241	1,572	0,0755
11	5	0,7712	6,8422	1,552	0,0832
12	6	0,7632	6,7714	1,534	0,0910
13	6	0,7563	6,7102	1,518	0,0987
14	7	0,7504	6,6574	1,504	0,1066
15	7	0,7453	6,6119	1,492	0,1144
16	8	0,7408	6,5727	1,482	0,1223
17	8	0,7370	6,5388	1,473	0,1302
18	9	0,7337	6,5097	1,465	0,1381
19	9	0,7309	6,4847	1,459	0,1461
20	9	0,7285	6,4631	1,453	0,1541
21	10	0,7264	6,4446	1,448	0,1621
22	10	0,7246	6,4287	1,444	0,1701
23	11	0,7231	6,4151	1,440	0,1782
24	11	0,7217	6,4033	1,437	0,1863
25	12	0,7206	6,3933	1,434	0,1944
26	12	0,7196	6,3847	1,432	0,2026
27	13	0,7188	6,3773	1,430	0,2107
28	13	0,7181	6,3710	1,428	0,2189
29	14	0,7175	6,3656	1,427	0,2271
30	14	0,7170	6,3610	1,425	0,2353
31	15	0,7165	6,3570	1,424	0,2436
32	15	0,7161	6,3536	1,423	0,2519
33	16	0,7158	6,3507	1,423	0,2602
34	16	0,7155	6,3483	1,422	0,2685
35	17	0,7153	6,3462	1,421	0,2768
36	17	0,7151	6,3444	1,421	0,2852
37	17	0,7149	6,3429	1,421	0,2936
38	18	0,7148	6,3416	1,420	0,3020
39	18	0,7147	6,3405	1,420	0,3104
40	19	0,7146	6,3395	1,420	0,3188

Tabella 5.9 – Dati di output simulazione numerica: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_2= 1*10^{-5}$

(BR - Carrier - H2 - k2)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	2,000	0,0000
1	5	0,9619	8,5344	1,938	0,0074
2	9	0,9288	8,2403	1,877	0,0148
3	14	0,8999	7,9843	1,821	0,0223
4	19	0,8748	7,7616	1,772	0,0298
5	24	0,8530	7,5682	1,727	0,0373
6	28	0,8341	7,4002	1,688	0,0449
7	33	0,8177	7,2545	1,654	0,0525
8	38	0,8034	7,1282	1,623	0,0601
9	43	0,7911	7,0188	1,596	0,0678
10	47	0,7804	6,9241	1,572	0,0755
11	52	0,7712	6,8422	1,552	0,0832
12	57	0,7632	6,7714	1,534	0,0910
13	61	0,7563	6,7102	1,518	0,0987
14	66	0,7504	6,6574	1,504	0,1066
15	71	0,7453	6,6119	1,492	0,1144
16	76	0,7408	6,5727	1,482	0,1223
17	80	0,7370	6,5388	1,473	0,1302
18	85	0,7337	6,5097	1,465	0,1381
19	90	0,7309	6,4847	1,459	0,1461
20	94	0,7285	6,4631	1,453	0,1541
21	99	0,7264	6,4446	1,448	0,1621
22	104	0,7246	6,4287	1,444	0,1701
23	109	0,7231	6,4151	1,440	0,1782
24	113	0,7217	6,4033	1,437	0,1863
25	118	0,7206	6,3933	1,434	0,1944
26	123	0,7196	6,3847	1,432	0,2026
27	128	0,7188	6,3773	1,430	0,2107
28	132	0,7181	6,3710	1,428	0,2189
29	137	0,7175	6,3656	1,427	0,2271
30	142	0,7170	6,3610	1,425	0,2353
31	146	0,7165	6,3570	1,424	0,2436
32	151	0,7161	6,3536	1,423	0,2519
33	156	0,7158	6,3507	1,423	0,2602
34	161	0,7155	6,3483	1,422	0,2685
35	165	0,7153	6,3462	1,421	0,2768
36	170	0,7151	6,3444	1,421	0,2852
37	175	0,7149	6,3429	1,421	0,2936
38	179	0,7148	6,3416	1,420	0,3020
39	184	0,7147	6,3405	1,420	0,3104
40	189	0,7146	6,3395	1,420	0,3188

Tabella 5.10 – Dati di output simulazione numerica: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_3=1*10^{-6}$

(BR - Carrier - H2 - k3)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	2,000	0,0000
1	2	0,9619	8,5344	1,938	0,0074
2	4	0,9288	8,2403	1,877	0,0148
3	6	0,8999	7,9843	1,821	0,0223
4	8	0,8748	7,7616	1,772	0,0298
5	10	0,8530	7,5682	1,727	0,0373
6	12	0,8341	7,4002	1,688	0,0449
7	14	0,8177	7,2545	1,654	0,0525
8	16	0,8034	7,1282	1,623	0,0601
9	18	0,7911	7,0188	1,596	0,0678
10	20	0,7804	6,9241	1,572	0,0755
11	22	0,7712	6,8422	1,552	0,0832
12	24	0,7632	6,7714	1,534	0,0910
13	26	0,7563	6,7102	1,518	0,0987
14	28	0,7504	6,6574	1,504	0,1066
15	30	0,7453	6,6119	1,492	0,1144
16	31	0,7408	6,5727	1,482	0,1223
17	33	0,7370	6,5388	1,473	0,1302
18	35	0,7337	6,5097	1,465	0,1381
19	37	0,7309	6,4847	1,459	0,1461
20	39	0,7285	6,4631	1,453	0,1541
21	41	0,7264	6,4446	1,448	0,1621
22	43	0,7246	6,4287	1,444	0,1701
23	45	0,7231	6,4151	1,440	0,1782
24	47	0,7217	6,4033	1,437	0,1863
25	49	0,7206	6,3933	1,434	0,1944
26	51	0,7196	6,3847	1,432	0,2026
27	53	0,7188	6,3773	1,430	0,2107
28	55	0,7181	6,3710	1,428	0,2189
29	57	0,7175	6,3656	1,427	0,2271
30	59	0,7170	6,3610	1,425	0,2353
31	61	0,7165	6,3570	1,424	0,2436
32	63	0,7161	6,3536	1,423	0,2519
33	65	0,7158	6,3507	1,423	0,2602
34	67	0,7155	6,3483	1,422	0,2685
35	69	0,7153	6,3462	1,421	0,2768
36	71	0,7151	6,3444	1,421	0,2852
37	73	0,7149	6,3429	1,421	0,2936
38	75	0,7148	6,3416	1,420	0,3020
39	77	0,7147	6,3405	1,420	0,3104
40	79	0,7146	6,3395	1,420	0,3188

Tabella 5.11 – Dati di output simulazione numerica: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_4=1*10^{-7}$

(BR - Carrier - H2 - k4)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	2,000	0,0000
1	20	0,9619	8,5344	1,938	0,0074
2	39	0,9288	8,2403	1,877	0,0148
3	59	0,8999	7,9843	1,821	0,0223
4	79	0,8748	7,7616	1,772	0,0298
5	98	0,8530	7,5682	1,727	0,0373
6	118	0,8341	7,4002	1,688	0,0449
7	138	0,8177	7,2545	1,654	0,0525
8	157	0,8034	7,1282	1,623	0,0601
9	177	0,7911	7,0188	1,596	0,0678
10	197	0,7804	6,9241	1,572	0,0755
11	216	0,7712	6,8422	1,552	0,0832
12	236	0,7632	6,7714	1,534	0,0910
13	256	0,7563	6,7102	1,518	0,0987
14	275	0,7504	6,6574	1,504	0,1066
15	295	0,7453	6,6119	1,492	0,1144
16	315	0,7408	6,5727	1,482	0,1223
17	334	0,7370	6,5388	1,473	0,1302
18	354	0,7337	6,5097	1,465	0,1381
19	374	0,7309	6,4847	1,459	0,1461
20	394	0,7285	6,4631	1,453	0,1541
21	413	0,7264	6,4446	1,448	0,1621
22	433	0,7246	6,4287	1,444	0,1701
23	453	0,7231	6,4151	1,440	0,1782
24	472	0,7217	6,4033	1,437	0,1863
25	492	0,7206	6,3933	1,434	0,1944
26	512	0,7196	6,3847	1,432	0,2026
27	531	0,7188	6,3773	1,430	0,2107
28	551	0,7181	6,3710	1,428	0,2189
29	571	0,7175	6,3656	1,427	0,2271
30	590	0,7170	6,3610	1,425	0,2353
31	610	0,7165	6,3570	1,424	0,2436
32	630	0,7161	6,3536	1,423	0,2519
33	649	0,7158	6,3507	1,423	0,2602
34	669	0,7155	6,3483	1,422	0,2685
35	689	0,7153	6,3462	1,421	0,2768
36	708	0,7151	6,3444	1,421	0,2852
37	728	0,7149	6,3429	1,421	0,2936
38	748	0,7148	6,3416	1,420	0,3020
39	767	0,7147	6,3405	1,420	0,3104
40	787	0,7146	6,3395	1,420	0,3188

Tabella 5.12 – Dati di output simulazione numerica: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_1=1*10^{-4}$

(BR - Carrier - H3 - k1)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	2,500	0,0000
1	3	0,8810	7,8164	2,324	0,0278
2	6	0,8112	7,1968	2,149	0,0558
3	8	0,7703	6,8345	2,038	0,0840
4	11	0,7466	6,6234	1,971	0,1123
5	14	0,7327	6,5009	1,931	0,1408
6	17	0,7247	6,4299	1,907	0,1695
7	19	0,7201	6,3890	1,893	0,1983
8	22	0,7175	6,3655	1,885	0,2273
9	25	0,7160	6,3520	1,881	0,2564
10	28	0,7151	6,3443	1,878	0,2856
11	31	0,7146	6,3399	1,877	0,3150
12	33	0,7143	6,3374	1,876	0,3446
13	36	0,7142	6,3360	1,875	0,3743
14	39	0,7141	6,3352	1,875	0,4041
15	42	0,7140	6,3347	1,875	0,4340
16	44	0,7140	6,3345	1,875	0,4641
17	47	0,7140	6,3343	1,875	0,4943
18	50	0,7140	6,3342	1,875	0,5246
19	53	0,7140	6,3342	1,875	0,5550
20	56	0,7140	6,3342	1,875	0,5855
21	58	0,7140	6,3342	1,875	0,6162
22	61	0,7140	6,3342	1,875	0,6469
23	64	0,7139	6,3342	1,875	0,6778
24	67	0,7139	6,3342	1,875	0,7088
25	69	0,7139	6,3342	1,875	0,7399
26	72	0,7139	6,3342	1,875	0,7711
27	75	0,7140	6,3342	1,875	0,8023
28	78	0,7140	6,3342	1,875	0,8337
29	81	0,7140	6,3342	1,875	0,8652
30	83	0,7140	6,3342	1,875	0,8968
31	86	0,7140	6,3342	1,875	0,9285
32	89	0,7140	6,3342	1,875	0,9602
33	92	0,7140	6,3342	1,875	0,9921
34	94	0,7140	6,3342	1,875	1,0240
35	97	0,7140	6,3342	1,875	1,0561
36	100	0,7140	6,3342	1,875	1,0882
37	103	0,7140	6,3342	1,875	1,1204
38	106	0,7140	6,3342	1,875	1,1527
39	108	0,7140	6,3342	1,875	1,1851
40	111	0,7140	6,3342	1,875	1,2175

Tabella 5.13 – Dati di output simulazione numerica: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_2=1*10^{-5}$

(BR - Carrier - H3 - k2)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	2,500	0,0000
1	1	0,8810	7,8164	2,324	0,0278
2	2	0,8112	7,1968	2,149	0,0558
3	3	0,7703	6,8345	2,038	0,0840
4	5	0,7466	6,6234	1,971	0,1123
5	6	0,7327	6,5009	1,931	0,1408
6	7	0,7247	6,4299	1,907	0,1695
7	8	0,7201	6,3890	1,893	0,1983
8	9	0,7175	6,3655	1,885	0,2273
9	10	0,7160	6,3520	1,881	0,2564
10	12	0,7151	6,3443	1,878	0,2856
11	13	0,7146	6,3399	1,877	0,3150
12	14	0,7143	6,3374	1,876	0,3446
13	15	0,7142	6,3360	1,875	0,3743
14	16	0,7141	6,3352	1,875	0,4041
15	17	0,7140	6,3347	1,875	0,4340
16	19	0,7140	6,3345	1,875	0,4641
17	20	0,7140	6,3343	1,875	0,4943
18	21	0,7140	6,3342	1,875	0,5246
19	22	0,7140	6,3342	1,875	0,5550
20	23	0,7140	6,3342	1,875	0,5855
21	24	0,7140	6,3342	1,875	0,6162
22	25	0,7140	6,3342	1,875	0,6469
23	27	0,7139	6,3342	1,875	0,6778
24	28	0,7139	6,3342	1,875	0,7088
25	29	0,7139	6,3342	1,875	0,7399
26	30	0,7139	6,3342	1,875	0,7711
27	31	0,7140	6,3342	1,875	0,8023
28	32	0,7140	6,3342	1,875	0,8337
29	34	0,7140	6,3342	1,875	0,8652
30	35	0,7140	6,3342	1,875	0,8968
31	36	0,7140	6,3342	1,875	0,9285
32	37	0,7140	6,3342	1,875	0,9602
33	38	0,7140	6,3342	1,875	0,9921
34	39	0,7140	6,3342	1,875	1,0240
35	41	0,7140	6,3342	1,875	1,0561
36	42	0,7140	6,3342	1,875	1,0882
37	43	0,7140	6,3342	1,875	1,1204
38	44	0,7140	6,3342	1,875	1,1527
39	45	0,7140	6,3342	1,875	1,1851
40	46	0,7140	6,3342	1,875	1,2175

Tabella 5.14 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_3= 1*10^{-6}$

(BR - Carrier - H3 - k3)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	2,500	0,0000
1	12	0,8810	7,8164	2,324	0,0278
2	23	0,8112	7,1968	2,149	0,0558
3	35	0,7703	6,8345	2,038	0,0840
4	46	0,7466	6,6234	1,971	0,1123
5	58	0,7327	6,5009	1,931	0,1408
6	69	0,7247	6,4299	1,907	0,1695
7	81	0,7201	6,3890	1,893	0,1983
8	93	0,7175	6,3655	1,885	0,2273
9	104	0,7160	6,3520	1,881	0,2564
10	116	0,7151	6,3443	1,878	0,2856
11	127	0,7146	6,3399	1,877	0,3150
12	139	0,7143	6,3374	1,876	0,3446
13	150	0,7142	6,3360	1,875	0,3743
14	162	0,7141	6,3352	1,875	0,4041
15	174	0,7140	6,3347	1,875	0,4340
16	185	0,7140	6,3345	1,875	0,4641
17	197	0,7140	6,3343	1,875	0,4943
18	208	0,7140	6,3342	1,875	0,5246
19	220	0,7140	6,3342	1,875	0,5550
20	231	0,7140	6,3342	1,875	0,5855
21	243	0,7140	6,3342	1,875	0,6162
22	255	0,7140	6,3342	1,875	0,6469
23	266	0,7139	6,3342	1,875	0,6778
24	278	0,7139	6,3342	1,875	0,7088
25	289	0,7139	6,3342	1,875	0,7399
26	301	0,7139	6,3342	1,875	0,7711
27	313	0,7140	6,3342	1,875	0,8023
28	324	0,7140	6,3342	1,875	0,8337
29	336	0,7140	6,3342	1,875	0,8652
30	347	0,7140	6,3342	1,875	0,8968
31	359	0,7140	6,3342	1,875	0,9285
32	370	0,7140	6,3342	1,875	0,9602
33	382	0,7140	6,3342	1,875	0,9921
34	394	0,7140	6,3342	1,875	1,0240
35	405	0,7140	6,3342	1,875	1,0561
36	417	0,7140	6,3342	1,875	1,0882
37	428	0,7140	6,3342	1,875	1,1204
38	440	0,7140	6,3342	1,875	1,1527
39	451	0,7140	6,3342	1,875	1,1851
40	463	0,7140	6,3342	1,875	1,2175

Tabella 5.15 – Dati di output simulazione numerica: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_4=1*10^{-7}$

(BR - Carrier - H3 - k3)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	2,500	0,0000
1	116	0,8810	7,8164	2,324	0,0278
2	231	0,8112	7,1968	2,149	0,0558
3	347	0,7703	6,8345	2,038	0,0840
4	463	0,7466	6,6234	1,971	0,1123
5	579	0,7327	6,5009	1,931	0,1408
6	694	0,7247	6,4299	1,907	0,1695
7	810	0,7201	6,3890	1,893	0,1983
8	926	0,7175	6,3655	1,885	0,2273
9	1042	0,7160	6,3520	1,881	0,2564
10	1157	0,7151	6,3443	1,878	0,2856
11	1273	0,7146	6,3399	1,877	0,3150
12	1389	0,7143	6,3374	1,876	0,3446
13	1505	0,7142	6,3360	1,875	0,3743
14	1620	0,7141	6,3352	1,875	0,4041
15	1736	0,7140	6,3347	1,875	0,4340
16	1852	0,7140	6,3345	1,875	0,4641
17	1968	0,7140	6,3343	1,875	0,4943
18	2083	0,7140	6,3342	1,875	0,5246
19	2199	0,7140	6,3342	1,875	0,5550
20	2315	0,7140	6,3342	1,875	0,5855
21	2431	0,7140	6,3342	1,875	0,6162
22	2546	0,7140	6,3342	1,875	0,6469
23	2662	0,7139	6,3342	1,875	0,6778
24	2778	0,7139	6,3342	1,875	0,7088
25	2894	0,7139	6,3342	1,875	0,7399
26	3009	0,7139	6,3342	1,875	0,7711
27	3125	0,7140	6,3342	1,875	0,8023
28	3241	0,7140	6,3342	1,875	0,8337
29	3356	0,7140	6,3342	1,875	0,8652
30	3472	0,7140	6,3342	1,875	0,8968
31	3588	0,7140	6,3342	1,875	0,9285
32	3704	0,7140	6,3342	1,875	0,9602
33	3819	0,7140	6,3342	1,875	0,9921
34	3935	0,7140	6,3342	1,875	1,0240
35	4051	0,7140	6,3342	1,875	1,0561
36	4167	0,7140	6,3342	1,875	1,0882
37	4282	0,7140	6,3342	1,875	1,1204
38	4398	0,7140	6,3342	1,875	1,1527
39	4514	0,7140	6,3342	1,875	1,1851
40	4630	0,7140	6,3342	1,875	1,2175

Tabella 5.16 – Dati di output simulazione numerica: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_1=1*10^{-4}$

(BR - Carrier - H4 - k1)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	3,000	0,0000
1	3	0,9108	8,0807	2,819	0,0193
2	6	0,8490	7,5326	2,638	0,0388
3	8	0,8064	7,1542	2,505	0,0584
4	11	0,7770	6,8938	2,409	0,0782
5	14	0,7569	6,7151	2,341	0,0981
6	17	0,7431	6,5928	2,294	0,1181
7	19	0,7337	6,5093	2,261	0,1382
8	22	0,7273	6,4525	2,238	0,1585
9	25	0,7229	6,4140	2,222	0,1789
10	28	0,7200	6,3878	2,212	0,1994
11	31	0,7180	6,3702	2,205	0,2200
12	33	0,7167	6,3583	2,200	0,2408
13	36	0,7158	6,3503	2,197	0,2616
14	39	0,7152	6,3449	2,194	0,2825
15	42	0,7148	6,3413	2,193	0,3036
16	44	0,7145	6,3389	2,192	0,3247
17	47	0,7143	6,3373	2,191	0,3459
18	50	0,7142	6,3362	2,191	0,3673
19	53	0,7141	6,3355	2,190	0,3887
20	56	0,7141	6,3351	2,190	0,4102
21	58	0,7140	6,3348	2,190	0,4318
22	61	0,7140	6,3346	2,190	0,4534
23	64	0,7140	6,3344	2,190	0,4752
24	67	0,7140	6,3343	2,190	0,4971
25	69	0,7140	6,3343	2,190	0,5190
26	72	0,7140	6,3342	2,190	0,5410
27	75	0,7140	6,3342	2,190	0,5631
28	78	0,7140	6,3342	2,190	0,5852
29	81	0,7140	6,3342	2,190	0,6074
30	83	0,7140	6,3342	2,190	0,6297
31	86	0,7140	6,3342	2,190	0,6521
32	89	0,7140	6,3342	2,190	0,6746
33	92	0,7140	6,3342	2,190	0,6971
34	94	0,7140	6,3342	2,190	0,7197
35	97	0,7140	6,3342	2,190	0,7423
36	100	0,7140	6,3342	2,190	0,7650
37	103	0,7140	6,3342	2,190	0,7878
38	106	0,7140	6,3342	2,190	0,8106
39	108	0,7140	6,3342	2,190	0,8335
40	111	0,7140	6,3342	2,190	0,8565

Tabella 5.17 – Dati di output simulazione numerica: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_2=1*10^{-5}$

(BR - Carrier - H4 - k2)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	3,000	0,0000
1	1	0,9108	8,0807	2,819	0,0193
2	2	0,8490	7,5326	2,638	0,0388
3	3	0,8064	7,1542	2,505	0,0584
4	5	0,7770	6,8938	2,409	0,0782
5	6	0,7569	6,7151	2,341	0,0981
6	7	0,7431	6,5928	2,294	0,1181
7	8	0,7337	6,5093	2,261	0,1382
8	9	0,7273	6,4525	2,238	0,1585
9	10	0,7229	6,4140	2,222	0,1789
10	12	0,7200	6,3878	2,212	0,1994
11	13	0,7180	6,3702	2,205	0,2200
12	14	0,7167	6,3583	2,200	0,2408
13	15	0,7158	6,3503	2,197	0,2616
14	16	0,7152	6,3449	2,194	0,2825
15	17	0,7148	6,3413	2,193	0,3036
16	19	0,7145	6,3389	2,192	0,3247
17	20	0,7143	6,3373	2,191	0,3459
18	21	0,7142	6,3362	2,191	0,3673
19	22	0,7141	6,3355	2,190	0,3887
20	23	0,7141	6,3351	2,190	0,4102
21	24	0,7140	6,3348	2,190	0,4318
22	25	0,7140	6,3346	2,190	0,4534
23	27	0,7140	6,3344	2,190	0,4752
24	28	0,7140	6,3343	2,190	0,4971
25	29	0,7140	6,3343	2,190	0,5190
26	30	0,7140	6,3342	2,190	0,5410
27	31	0,7140	6,3342	2,190	0,5631
28	32	0,7140	6,3342	2,190	0,5852
29	34	0,7140	6,3342	2,190	0,6074
30	35	0,7140	6,3342	2,190	0,6297
31	36	0,7140	6,3342	2,190	0,6521
32	37	0,7140	6,3342	2,190	0,6746
33	38	0,7140	6,3342	2,190	0,6971
34	39	0,7140	6,3342	2,190	0,7197
35	41	0,7140	6,3342	2,190	0,7423
36	42	0,7140	6,3342	2,190	0,7650
37	43	0,7140	6,3342	2,190	0,7878
38	44	0,7140	6,3342	2,190	0,8106
39	45	0,7140	6,3342	2,190	0,8335
40	46	0,7140	6,3342	2,190	0,8565

Tabella 5.18 – Dati di output simulazione numerica: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_3= 1*10^{-6}$

(BR - Carrier - H4 - k3)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	3,000	0,0000
1	12	0,9108	8,0807	2,819	0,0193
2	23	0,8490	7,5326	2,638	0,0388
3	35	0,8064	7,1542	2,505	0,0584
4	46	0,7770	6,8938	2,409	0,0782
5	58	0,7569	6,7151	2,341	0,0981
6	69	0,7431	6,5928	2,294	0,1181
7	81	0,7337	6,5093	2,261	0,1382
8	93	0,7273	6,4525	2,238	0,1585
9	104	0,7229	6,4140	2,222	0,1789
10	116	0,7200	6,3878	2,212	0,1994
11	127	0,7180	6,3702	2,205	0,2200
12	139	0,7167	6,3583	2,200	0,2408
13	150	0,7158	6,3503	2,197	0,2616
14	162	0,7152	6,3449	2,194	0,2825
15	174	0,7148	6,3413	2,193	0,3036
16	185	0,7145	6,3389	2,192	0,3247
17	197	0,7143	6,3373	2,191	0,3459
18	208	0,7142	6,3362	2,191	0,3673
19	220	0,7141	6,3355	2,190	0,3887
20	231	0,7141	6,3351	2,190	0,4102
21	243	0,7140	6,3348	2,190	0,4318
22	255	0,7140	6,3346	2,190	0,4534
23	266	0,7140	6,3344	2,190	0,4752
24	278	0,7140	6,3343	2,190	0,4971
25	289	0,7140	6,3343	2,190	0,5190
26	301	0,7140	6,3342	2,190	0,5410
27	313	0,7140	6,3342	2,190	0,5631
28	324	0,7140	6,3342	2,190	0,5852
29	336	0,7140	6,3342	2,190	0,6074
30	347	0,7140	6,3342	2,190	0,6297
31	359	0,7140	6,3342	2,190	0,6521
32	370	0,7140	6,3342	2,190	0,6746
33	382	0,7140	6,3342	2,190	0,6971
34	394	0,7140	6,3342	2,190	0,7197
35	405	0,7140	6,3342	2,190	0,7423
36	417	0,7140	6,3342	2,190	0,7650
37	428	0,7140	6,3342	2,190	0,7878
38	440	0,7140	6,3342	2,190	0,8106
39	451	0,7140	6,3342	2,190	0,8335
40	463	0,7140	6,3342	2,190	0,8565

Tabella 5.19 – Dati di output simulazione numerica: legge e - σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_4=1*10^{-7}$

(BR - Carrier - H4 - k4)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	3,000	0,0000
1	116	0,9108	8,0807	2,819	0,0193
2	231	0,8490	7,5326	2,638	0,0388
3	347	0,8064	7,1542	2,505	0,0584
4	463	0,7770	6,8938	2,409	0,0782
5	579	0,7569	6,7151	2,341	0,0981
6	694	0,7431	6,5928	2,294	0,1181
7	810	0,7337	6,5093	2,261	0,1382
8	926	0,7273	6,4525	2,238	0,1585
9	1042	0,7229	6,4140	2,222	0,1789
10	1157	0,7200	6,3878	2,212	0,1994
11	1273	0,7180	6,3702	2,205	0,2200
12	1389	0,7167	6,3583	2,200	0,2408
13	1505	0,7158	6,3503	2,197	0,2616
14	1620	0,7152	6,3449	2,194	0,2825
15	1736	0,7148	6,3413	2,193	0,3036
16	1852	0,7145	6,3389	2,192	0,3247
17	1968	0,7143	6,3373	2,191	0,3459
18	2083	0,7142	6,3362	2,191	0,3673
19	2199	0,7141	6,3355	2,190	0,3887
20	2315	0,7141	6,3351	2,190	0,4102
21	2431	0,7140	6,3348	2,190	0,4318
22	2546	0,7140	6,3346	2,190	0,4534
23	2662	0,7140	6,3344	2,190	0,4752
24	2778	0,7140	6,3343	2,190	0,4971
25	2894	0,7140	6,3343	2,190	0,5190
26	3009	0,7140	6,3342	2,190	0,5410
27	3125	0,7140	6,3342	2,190	0,5631
28	3241	0,7140	6,3342	2,190	0,5852
29	3356	0,7140	6,3342	2,190	0,6074
30	3472	0,7140	6,3342	2,190	0,6297
31	3588	0,7140	6,3342	2,190	0,6521
32	3704	0,7140	6,3342	2,190	0,6746
33	3819	0,7140	6,3342	2,190	0,6971
34	3935	0,7140	6,3342	2,190	0,7197
35	4051	0,7140	6,3342	2,190	0,7423
36	4167	0,7140	6,3342	2,190	0,7650
37	4282	0,7140	6,3342	2,190	0,7878
38	4398	0,7140	6,3342	2,190	0,8106
39	4514	0,7140	6,3342	2,190	0,8335
40	4630	0,7140	6,3342	2,190	0,8565

Tabella 5.20 – Dati di input simulazione numerica: legge e – σ' di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock

Legge di variazione di "e"		Lin & Penumadu	
$e = -0,22 \ln(\sigma') + 1,46$			
γ_s		20	kN
γ_w		10	kN
σ'_o		0	kPa
H		1,50	m
Cv		0,00021	m ² /sec
$e_{iniz.}$	Table 1	8,872	
$e_{fin.}$	Table 1	6,334	
λ	table 1	1,339	kPa ⁻¹
E	$e/e_{iniz.}$		
B	$e_{fin.}/e_{iniz.}$	0,7139	
R	$e/e_{iniz.}$		
N		10,0000	
g	$Cv/(1+e)^2$		
T	$g*t/H^2$		
ξ	$\exp((-N*z*0,5)+(-N^2*t*0,25))$		
η	$\exp(-N*z)$		
Δt	1000		s.
	16,667		m.
	0,278	1	h.
	0,012		d.
Δe	0,0100		
Δz	0,0375		m.
f	1,00E-04		cm/sec
Eed	21		Mpa

Tabella 5.21 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_1= 1*10^{-4}$

(BR - Lin & Penumadu - H1 - k1)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	1,500	0,0000
1	0	0,9732	8,6344	1,460	0,0051
2	0	0,9440	8,3753	1,419	0,0113
3	0	0,9160	8,1268	1,380	0,0180
4	1	0,8901	7,8968	1,342	0,0251
5	1	0,8666	7,6885	1,307	0,0326
6	1	0,8456	7,5023	1,274	0,0403
7	1	0,8271	7,3377	1,245	0,0483
8	1	0,8108	7,1933	1,219	0,0564
9	1	0,7966	7,0675	1,196	0,0648
10	1	0,7843	6,9587	1,176	0,0733
11	2	0,7738	6,8650	1,159	0,0820
12	2	0,7647	6,7848	1,143	0,0908
13	2	0,7570	6,7163	1,130	0,0998
14	2	0,7505	6,6582	1,119	0,1089
15	2	0,7449	6,6091	1,109	0,1181
16	2	0,7403	6,5677	1,101	0,1275
17	2	0,7364	6,5330	1,094	0,1370
18	3	0,7331	6,5040	1,088	0,1466
19	3	0,7304	6,4799	1,084	0,1563
20	3	0,7281	6,4599	1,079	0,1661
21	3	0,7263	6,4434	1,076	0,1759
22	3	0,7247	6,4298	1,073	0,1859
23	3	0,7235	6,4188	1,071	0,1960
24	3	0,7225	6,4099	1,069	0,2062
25	3	0,7217	6,4027	1,068	0,2164
26	4	0,7210	6,3969	1,067	0,2268
27	4	0,7205	6,3924	1,066	0,2372
28	4	0,7201	6,3889	1,065	0,2477
29	4	0,7198	6,3863	1,065	0,2583
30	4	0,7196	6,3843	1,064	0,2689
31	4	0,7194	6,3830	1,064	0,2797
32	4	0,7193	6,3821	1,064	0,2905
33	5	0,7193	6,3815	1,064	0,3013
34	5	0,7193	6,3814	1,064	0,3123
35	5	0,7193	6,3814	1,064	0,3233
36	5	0,7193	6,3817	1,064	0,3344
37	5	0,7194	6,3822	1,064	0,3455
38	5	0,7194	6,3828	1,064	0,3567
39	5	0,7195	6,3836	1,064	0,3680
40	6	0,7196	6,3844	1,064	0,3793

Tabella 5.22 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_2= 1*10^{-5}$

(BR - Lin & Penumadu - H1 - k2)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	1,500	0,0000
1	1	0,9732	8,6344	1,460	0,0051
2	3	0,9440	8,3753	1,419	0,0113
3	4	0,9160	8,1268	1,380	0,0180
4	6	0,8901	7,8968	1,342	0,0251
5	7	0,8666	7,6885	1,307	0,0326
6	8	0,8456	7,5023	1,274	0,0403
7	10	0,8271	7,3377	1,245	0,0483
8	11	0,8108	7,1933	1,219	0,0564
9	13	0,7966	7,0675	1,196	0,0648
10	14	0,7843	6,9587	1,176	0,0733
11	15	0,7738	6,8650	1,159	0,0820
12	17	0,7647	6,7848	1,143	0,0908
13	18	0,7570	6,7163	1,130	0,0998
14	19	0,7505	6,6582	1,119	0,1089
15	21	0,7449	6,6091	1,109	0,1181
16	22	0,7403	6,5677	1,101	0,1275
17	24	0,7364	6,5330	1,094	0,1370
18	25	0,7331	6,5040	1,088	0,1466
19	26	0,7304	6,4799	1,084	0,1563
20	28	0,7281	6,4599	1,079	0,1661
21	29	0,7263	6,4434	1,076	0,1759
22	31	0,7247	6,4298	1,073	0,1859
23	32	0,7235	6,4188	1,071	0,1960
24	33	0,7225	6,4099	1,069	0,2062
25	35	0,7217	6,4027	1,068	0,2164
26	36	0,7210	6,3969	1,067	0,2268
27	38	0,7205	6,3924	1,066	0,2372
28	39	0,7201	6,3889	1,065	0,2477
29	40	0,7198	6,3863	1,065	0,2583
30	42	0,7196	6,3843	1,064	0,2689
31	43	0,7194	6,3830	1,064	0,2797
32	44	0,7193	6,3821	1,064	0,2905
33	46	0,7193	6,3815	1,064	0,3013
34	47	0,7193	6,3814	1,064	0,3123
35	49	0,7193	6,3814	1,064	0,3233
36	50	0,7193	6,3817	1,064	0,3344
37	51	0,7194	6,3822	1,064	0,3455
38	53	0,7194	6,3828	1,064	0,3567
39	54	0,7195	6,3836	1,064	0,3680
40	56	0,7196	6,3844	1,064	0,3793

Tabella 5.23 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_3= 1*10^{-6}$

(BR - Lin & Penumadu - H1 - k3)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	1,500	0,0000
1	1	0,9732	8,6344	1,460	0,0051
2	1	0,9440	8,3753	1,419	0,0113
3	2	0,9160	8,1268	1,380	0,0180
4	2	0,8901	7,8968	1,342	0,0251
5	3	0,8666	7,6885	1,307	0,0326
6	3	0,8456	7,5023	1,274	0,0403
7	4	0,8271	7,3377	1,245	0,0483
8	5	0,8108	7,1933	1,219	0,0564
9	5	0,7966	7,0675	1,196	0,0648
10	6	0,7843	6,9587	1,176	0,0733
11	6	0,7738	6,8650	1,159	0,0820
12	7	0,7647	6,7848	1,143	0,0908
13	8	0,7570	6,7163	1,130	0,0998
14	8	0,7505	6,6582	1,119	0,1089
15	9	0,7449	6,6091	1,109	0,1181
16	9	0,7403	6,5677	1,101	0,1275
17	10	0,7364	6,5330	1,094	0,1370
18	10	0,7331	6,5040	1,088	0,1466
19	11	0,7304	6,4799	1,084	0,1563
20	12	0,7281	6,4599	1,079	0,1661
21	12	0,7263	6,4434	1,076	0,1759
22	13	0,7247	6,4298	1,073	0,1859
23	13	0,7235	6,4188	1,071	0,1960
24	14	0,7225	6,4099	1,069	0,2062
25	14	0,7217	6,4027	1,068	0,2164
26	15	0,7210	6,3969	1,067	0,2268
27	16	0,7205	6,3924	1,066	0,2372
28	16	0,7201	6,3889	1,065	0,2477
29	17	0,7198	6,3863	1,065	0,2583
30	17	0,7196	6,3843	1,064	0,2689
31	18	0,7194	6,3830	1,064	0,2797
32	19	0,7193	6,3821	1,064	0,2905
33	19	0,7193	6,3815	1,064	0,3013
34	20	0,7193	6,3814	1,064	0,3123
35	20	0,7193	6,3814	1,064	0,3233
36	21	0,7193	6,3817	1,064	0,3344
37	21	0,7194	6,3822	1,064	0,3455
38	22	0,7194	6,3828	1,064	0,3567
39	23	0,7195	6,3836	1,064	0,3680
40	23	0,7196	6,3844	1,064	0,3793

Tabella 5.24 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_4= 1*10^{-7}$

(BR - Lin & Penumadu - H1 - k4)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	1,500	0,0000
1	6	0,9732	8,6344	1,460	0,0051
2	12	0,9440	8,3753	1,419	0,0113
3	17	0,9160	8,1268	1,380	0,0180
4	23	0,8901	7,8968	1,342	0,0251
5	29	0,8666	7,6885	1,307	0,0326
6	35	0,8456	7,5023	1,274	0,0403
7	41	0,8271	7,3377	1,245	0,0483
8	46	0,8108	7,1933	1,219	0,0564
9	52	0,7966	7,0675	1,196	0,0648
10	58	0,7843	6,9587	1,176	0,0733
11	64	0,7738	6,8650	1,159	0,0820
12	69	0,7647	6,7848	1,143	0,0908
13	75	0,7570	6,7163	1,130	0,0998
14	81	0,7505	6,6582	1,119	0,1089
15	87	0,7449	6,6091	1,109	0,1181
16	93	0,7403	6,5677	1,101	0,1275
17	98	0,7364	6,5330	1,094	0,1370
18	104	0,7331	6,5040	1,088	0,1466
19	110	0,7304	6,4799	1,084	0,1563
20	116	0,7281	6,4599	1,079	0,1661
21	122	0,7263	6,4434	1,076	0,1759
22	127	0,7247	6,4298	1,073	0,1859
23	133	0,7235	6,4188	1,071	0,1960
24	139	0,7225	6,4099	1,069	0,2062
25	145	0,7217	6,4027	1,068	0,2164
26	150	0,7210	6,3969	1,067	0,2268
27	156	0,7205	6,3924	1,066	0,2372
28	162	0,7201	6,3889	1,065	0,2477
29	168	0,7198	6,3863	1,065	0,2583
30	174	0,7196	6,3843	1,064	0,2689
31	179	0,7194	6,3830	1,064	0,2797
32	185	0,7193	6,3821	1,064	0,2905
33	191	0,7193	6,3815	1,064	0,3013
34	197	0,7193	6,3814	1,064	0,3123
35	203	0,7193	6,3814	1,064	0,3233
36	208	0,7193	6,3817	1,064	0,3344
37	214	0,7194	6,3822	1,064	0,3455
38	220	0,7194	6,3828	1,064	0,3567
39	226	0,7195	6,3836	1,064	0,3680
40	231	0,7196	6,3844	1,064	0,3793

Tabella 5.25 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_1=1*10^{-4}$

(BR - Lin & Penumadu - H2 - k1)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	2,000	0,0000
1	0	0,9793	8,6887	1,958	0,0039
2	0	0,9561	8,4830	1,915	0,0086
3	1	0,9332	8,2795	1,872	0,0138
4	1	0,9113	8,0852	1,830	0,0193
5	1	0,8908	7,9032	1,790	0,0250
6	1	0,8718	7,7350	1,752	0,0309
7	1	0,8545	7,5810	1,717	0,0371
8	1	0,8387	7,4411	1,685	0,0434
9	2	0,8245	7,3147	1,655	0,0498
10	2	0,8117	7,2012	1,627	0,0564
11	2	0,8002	7,0998	1,603	0,0631
12	2	0,7901	7,0095	1,580	0,0699
13	2	0,7810	6,9295	1,560	0,0769
14	3	0,7731	6,8588	1,542	0,0839
15	3	0,7661	6,7966	1,527	0,0911
16	3	0,7599	6,7421	1,513	0,0983
17	3	0,7546	6,6945	1,500	0,1057
18	3	0,7499	6,6530	1,490	0,1131
19	3	0,7458	6,6169	1,480	0,1206
20	4	0,7423	6,5857	1,472	0,1282
21	4	0,7393	6,5589	1,465	0,1358
22	4	0,7367	6,5358	1,459	0,1436
23	4	0,7344	6,5160	1,454	0,1514
24	4	0,7326	6,4992	1,449	0,1593
25	5	0,7310	6,4850	1,445	0,1673
26	5	0,7296	6,4730	1,442	0,1753
27	5	0,7285	6,4630	1,439	0,1834
28	5	0,7275	6,4546	1,437	0,1915
29	5	0,7268	6,4478	1,435	0,1998
30	5	0,7261	6,4422	1,434	0,2080
31	6	0,7256	6,4378	1,433	0,2164
32	6	0,7252	6,4343	1,432	0,2248
33	6	0,7249	6,4317	1,431	0,2332
34	6	0,7247	6,4297	1,430	0,2417
35	6	0,7246	6,4284	1,430	0,2503
36	7	0,7245	6,4276	1,430	0,2589
37	7	0,7244	6,4273	1,430	0,2676
38	7	0,7245	6,4274	1,430	0,2763
39	7	0,7245	6,4278	1,430	0,2851
40	7	0,7246	6,4284	1,430	0,2939

Tabella 5.26 – Dati di output simulazione numerica: legge e – σ' di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_2= 1*10^{-5}$

(BR - Lin & Penumadu - H2 - k2)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	2,000	0,0000
1	2	0,9793	8,6887	1,958	0,0039
2	4	0,9561	8,4830	1,915	0,0086
3	5	0,9332	8,2795	1,872	0,0138
4	7	0,9113	8,0852	1,830	0,0193
5	9	0,8908	7,9032	1,790	0,0250
6	11	0,8718	7,7350	1,752	0,0309
7	13	0,8545	7,5810	1,717	0,0371
8	14	0,8387	7,4411	1,685	0,0434
9	16	0,8245	7,3147	1,655	0,0498
10	18	0,8117	7,2012	1,627	0,0564
11	20	0,8002	7,0998	1,603	0,0631
12	22	0,7901	7,0095	1,580	0,0699
13	23	0,7810	6,9295	1,560	0,0769
14	25	0,7731	6,8588	1,542	0,0839
15	27	0,7661	6,7966	1,527	0,0911
16	29	0,7599	6,7421	1,513	0,0983
17	31	0,7546	6,6945	1,500	0,1057
18	33	0,7499	6,6530	1,490	0,1131
19	34	0,7458	6,6169	1,480	0,1206
20	36	0,7423	6,5857	1,472	0,1282
21	38	0,7393	6,5589	1,465	0,1358
22	40	0,7367	6,5358	1,459	0,1436
23	42	0,7344	6,5160	1,454	0,1514
24	43	0,7326	6,4992	1,449	0,1593
25	45	0,7310	6,4850	1,445	0,1673
26	47	0,7296	6,4730	1,442	0,1753
27	49	0,7285	6,4630	1,439	0,1834
28	51	0,7275	6,4546	1,437	0,1915
29	52	0,7268	6,4478	1,435	0,1998
30	54	0,7261	6,4422	1,434	0,2080
31	56	0,7256	6,4378	1,433	0,2164
32	58	0,7252	6,4343	1,432	0,2248
33	60	0,7249	6,4317	1,431	0,2332
34	61	0,7247	6,4297	1,430	0,2417
35	63	0,7246	6,4284	1,430	0,2503
36	65	0,7245	6,4276	1,430	0,2589
37	67	0,7244	6,4273	1,430	0,2676
38	69	0,7245	6,4274	1,430	0,2763
39	70	0,7245	6,4278	1,430	0,2851
40	72	0,7246	6,4284	1,430	0,2939

Tabella 5.27 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_3= 1*10^{-6}$

(BR - Lin & Penumadu - H2 - k3)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	2,000	0,0000
1	1	0,9793	8,6887	1,958	0,0039
2	2	0,9561	8,4830	1,915	0,0086
3	2	0,9332	8,2795	1,872	0,0138
4	3	0,9113	8,0852	1,830	0,0193
5	4	0,8908	7,9032	1,790	0,0250
6	5	0,8718	7,7350	1,752	0,0309
7	5	0,8545	7,5810	1,717	0,0371
8	6	0,8387	7,4411	1,685	0,0434
9	7	0,8245	7,3147	1,655	0,0498
10	8	0,8117	7,2012	1,627	0,0564
11	8	0,8002	7,0998	1,603	0,0631
12	9	0,7901	7,0095	1,580	0,0699
13	10	0,7810	6,9295	1,560	0,0769
14	11	0,7731	6,8588	1,542	0,0839
15	11	0,7661	6,7966	1,527	0,0911
16	12	0,7599	6,7421	1,513	0,0983
17	13	0,7546	6,6945	1,500	0,1057
18	14	0,7499	6,6530	1,490	0,1131
19	14	0,7458	6,6169	1,480	0,1206
20	15	0,7423	6,5857	1,472	0,1282
21	16	0,7393	6,5589	1,465	0,1358
22	17	0,7367	6,5358	1,459	0,1436
23	17	0,7344	6,5160	1,454	0,1514
24	18	0,7326	6,4992	1,449	0,1593
25	19	0,7310	6,4850	1,445	0,1673
26	20	0,7296	6,4730	1,442	0,1753
27	20	0,7285	6,4630	1,439	0,1834
28	21	0,7275	6,4546	1,437	0,1915
29	22	0,7268	6,4478	1,435	0,1998
30	23	0,7261	6,4422	1,434	0,2080
31	23	0,7256	6,4378	1,433	0,2164
32	24	0,7252	6,4343	1,432	0,2248
33	25	0,7249	6,4317	1,431	0,2332
34	26	0,7247	6,4297	1,430	0,2417
35	26	0,7246	6,4284	1,430	0,2503
36	27	0,7245	6,4276	1,430	0,2589
37	28	0,7244	6,4273	1,430	0,2676
38	29	0,7245	6,4274	1,430	0,2763
39	29	0,7245	6,4278	1,430	0,2851
40	30	0,7246	6,4284	1,430	0,2939

Tabella 5.28 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_4= 1*10^{-7}$

(BR - Lin & Penumadu - H2 - k4)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	2,000	0,0000
1	8	0,9793	8,6887	1,958	0,0039
2	15	0,9561	8,4830	1,915	0,0086
3	23	0,9332	8,2795	1,872	0,0138
4	30	0,9113	8,0852	1,830	0,0193
5	38	0,8908	7,9032	1,790	0,0250
6	45	0,8718	7,7350	1,752	0,0309
7	53	0,8545	7,5810	1,717	0,0371
8	60	0,8387	7,4411	1,685	0,0434
9	68	0,8245	7,3147	1,655	0,0498
10	75	0,8117	7,2012	1,627	0,0564
11	83	0,8002	7,0998	1,603	0,0631
12	90	0,7901	7,0095	1,580	0,0699
13	98	0,7810	6,9295	1,560	0,0769
14	105	0,7731	6,8588	1,542	0,0839
15	113	0,7661	6,7966	1,527	0,0911
16	120	0,7599	6,7421	1,513	0,0983
17	128	0,7546	6,6945	1,500	0,1057
18	135	0,7499	6,6530	1,490	0,1131
19	143	0,7458	6,6169	1,480	0,1206
20	150	0,7423	6,5857	1,472	0,1282
21	158	0,7393	6,5589	1,465	0,1358
22	166	0,7367	6,5358	1,459	0,1436
23	173	0,7344	6,5160	1,454	0,1514
24	181	0,7326	6,4992	1,449	0,1593
25	188	0,7310	6,4850	1,445	0,1673
26	196	0,7296	6,4730	1,442	0,1753
27	203	0,7285	6,4630	1,439	0,1834
28	211	0,7275	6,4546	1,437	0,1915
29	218	0,7268	6,4478	1,435	0,1998
30	226	0,7261	6,4422	1,434	0,2080
31	233	0,7256	6,4378	1,433	0,2164
32	241	0,7252	6,4343	1,432	0,2248
33	248	0,7249	6,4317	1,431	0,2332
34	256	0,7247	6,4297	1,430	0,2417
35	263	0,7246	6,4284	1,430	0,2503
36	271	0,7245	6,4276	1,430	0,2589
37	278	0,7244	6,4273	1,430	0,2676
38	286	0,7245	6,4274	1,430	0,2763
39	293	0,7245	6,4278	1,430	0,2851
40	301	0,7246	6,4284	1,430	0,2939

Tabella 5.29 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_1=1*10^{-4}$

(BR - Lin & Penumadu - H3 - k1)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	2,500	0,0000
1	0	0,9831	8,7217	2,456	0,0032
2	0	0,9637	8,5500	2,412	0,0070
3	1	0,9442	8,3771	2,366	0,0113
4	1	0,9253	8,2089	2,322	0,0158
5	1	0,9071	8,0482	2,278	0,0205
6	1	0,8901	7,8967	2,236	0,0253
7	2	0,8741	7,7551	2,196	0,0304
8	2	0,8593	7,6237	2,159	0,0355
9	2	0,8456	7,5025	2,124	0,0408
10	2	0,8331	7,3912	2,091	0,0462
11	2	0,8216	7,2896	2,061	0,0518
12	3	0,8112	7,1971	2,033	0,0574
13	3	0,8018	7,1132	2,007	0,0631
14	3	0,7932	7,0374	1,984	0,0689
15	3	0,7855	6,9692	1,963	0,0748
16	4	0,7786	6,9079	1,943	0,0808
17	4	0,7724	6,8531	1,926	0,0868
18	4	0,7669	6,8042	1,910	0,0929
19	4	0,7620	6,7607	1,897	0,0991
20	4	0,7577	6,7221	1,884	0,1054
21	5	0,7538	6,6880	1,873	0,1117
22	5	0,7504	6,6579	1,863	0,1181
23	5	0,7475	6,6316	1,855	0,1246
24	5	0,7449	6,6085	1,847	0,1311
25	6	0,7426	6,5884	1,841	0,1377
26	6	0,7406	6,5710	1,835	0,1443
27	6	0,7390	6,5560	1,830	0,1510
28	6	0,7375	6,5432	1,826	0,1577
29	6	0,7363	6,5323	1,822	0,1645
30	7	0,7352	6,5231	1,819	0,1714
31	7	0,7344	6,5154	1,816	0,1783
32	7	0,7337	6,5091	1,814	0,1852
33	7	0,7331	6,5040	1,813	0,1922
34	8	0,7326	6,5000	1,811	0,1993
35	8	0,7323	6,4969	1,810	0,2063
36	8	0,7320	6,4946	1,809	0,2135
37	8	0,7319	6,4931	1,809	0,2206
38	8	0,7318	6,4923	1,809	0,2279
39	9	0,7317	6,4920	1,809	0,2351
40	9	0,7318	6,4923	1,809	0,2424

Tabella 5.30 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_2= 1*10^{-5}$

(BR - Lin & Penumadu - H3 - k2)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	2,500	0,0000
1	2	0,9831	8,7217	2,456	0,0032
2	4	0,9637	8,5500	2,412	0,0070
3	7	0,9442	8,3771	2,366	0,0113
4	9	0,9253	8,2089	2,322	0,0158
5	11	0,9071	8,0482	2,278	0,0205
6	13	0,8901	7,8967	2,236	0,0253
7	16	0,8741	7,7551	2,196	0,0304
8	18	0,8593	7,6237	2,159	0,0355
9	20	0,8456	7,5025	2,124	0,0408
10	22	0,8331	7,3912	2,091	0,0462
11	24	0,8216	7,2896	2,061	0,0518
12	27	0,8112	7,1971	2,033	0,0574
13	29	0,8018	7,1132	2,007	0,0631
14	31	0,7932	7,0374	1,984	0,0689
15	33	0,7855	6,9692	1,963	0,0748
16	36	0,7786	6,9079	1,943	0,0808
17	38	0,7724	6,8531	1,926	0,0868
18	40	0,7669	6,8042	1,910	0,0929
19	42	0,7620	6,7607	1,897	0,0991
20	44	0,7577	6,7221	1,884	0,1054
21	47	0,7538	6,6880	1,873	0,1117
22	49	0,7504	6,6579	1,863	0,1181
23	51	0,7475	6,6316	1,855	0,1246
24	53	0,7449	6,6085	1,847	0,1311
25	56	0,7426	6,5884	1,841	0,1377
26	58	0,7406	6,5710	1,835	0,1443
27	60	0,7390	6,5560	1,830	0,1510
28	62	0,7375	6,5432	1,826	0,1577
29	64	0,7363	6,5323	1,822	0,1645
30	67	0,7352	6,5231	1,819	0,1714
31	69	0,7344	6,5154	1,816	0,1783
32	71	0,7337	6,5091	1,814	0,1852
33	73	0,7331	6,5040	1,813	0,1922
34	76	0,7326	6,5000	1,811	0,1993
35	78	0,7323	6,4969	1,810	0,2063
36	80	0,7320	6,4946	1,809	0,2135
37	82	0,7319	6,4931	1,809	0,2206
38	84	0,7318	6,4923	1,809	0,2279
39	87	0,7317	6,4920	1,809	0,2351
40	89	0,7318	6,4923	1,809	0,2424

Tabella 5.31 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_3= 1*10^{-6}$

(BR - Lin & Penumadu - H3 - k3)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	2,500	0,0000
1	1	0,9831	8,7217	2,456	0,0032
2	2	0,9637	8,5500	2,412	0,0070
3	3	0,9442	8,3771	2,366	0,0113
4	4	0,9253	8,2089	2,322	0,0158
5	5	0,9071	8,0482	2,278	0,0205
6	6	0,8901	7,8967	2,236	0,0253
7	6	0,8741	7,7551	2,196	0,0304
8	7	0,8593	7,6237	2,159	0,0355
9	8	0,8456	7,5025	2,124	0,0408
10	9	0,8331	7,3912	2,091	0,0462
11	10	0,8216	7,2896	2,061	0,0518
12	11	0,8112	7,1971	2,033	0,0574
13	12	0,8018	7,1132	2,007	0,0631
14	13	0,7932	7,0374	1,984	0,0689
15	14	0,7855	6,9692	1,963	0,0748
16	15	0,7786	6,9079	1,943	0,0808
17	16	0,7724	6,8531	1,926	0,0868
18	17	0,7669	6,8042	1,910	0,0929
19	18	0,7620	6,7607	1,897	0,0991
20	19	0,7577	6,7221	1,884	0,1054
21	19	0,7538	6,6880	1,873	0,1117
22	20	0,7504	6,6579	1,863	0,1181
23	21	0,7475	6,6316	1,855	0,1246
24	22	0,7449	6,6085	1,847	0,1311
25	23	0,7426	6,5884	1,841	0,1377
26	24	0,7406	6,5710	1,835	0,1443
27	25	0,7390	6,5560	1,830	0,1510
28	26	0,7375	6,5432	1,826	0,1577
29	27	0,7363	6,5323	1,822	0,1645
30	28	0,7352	6,5231	1,819	0,1714
31	29	0,7344	6,5154	1,816	0,1783
32	30	0,7337	6,5091	1,814	0,1852
33	31	0,7331	6,5040	1,813	0,1922
34	31	0,7326	6,5000	1,811	0,1993
35	32	0,7323	6,4969	1,810	0,2063
36	33	0,7320	6,4946	1,809	0,2135
37	34	0,7319	6,4931	1,809	0,2206
38	35	0,7318	6,4923	1,809	0,2279
39	36	0,7317	6,4920	1,809	0,2351
40	37	0,7318	6,4923	1,809	0,2424

Tabella 5.32 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_4= 1*10^{-7}$

(BR - Lin & Penumadu - H3 - k4)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	2,500	0,0000
1	9	0,9831	8,7217	2,456	0,0032
2	19	0,9637	8,5500	2,412	0,0070
3	28	0,9442	8,3771	2,366	0,0113
4	37	0,9253	8,2089	2,322	0,0158
5	46	0,9071	8,0482	2,278	0,0205
6	56	0,8901	7,8967	2,236	0,0253
7	65	0,8741	7,7551	2,196	0,0304
8	74	0,8593	7,6237	2,159	0,0355
9	83	0,8456	7,5025	2,124	0,0408
10	93	0,8331	7,3912	2,091	0,0462
11	102	0,8216	7,2896	2,061	0,0518
12	111	0,8112	7,1971	2,033	0,0574
13	120	0,8018	7,1132	2,007	0,0631
14	130	0,7932	7,0374	1,984	0,0689
15	139	0,7855	6,9692	1,963	0,0748
16	148	0,7786	6,9079	1,943	0,0808
17	157	0,7724	6,8531	1,926	0,0868
18	167	0,7669	6,8042	1,910	0,0929
19	176	0,7620	6,7607	1,897	0,0991
20	185	0,7577	6,7221	1,884	0,1054
21	194	0,7538	6,6880	1,873	0,1117
22	204	0,7504	6,6579	1,863	0,1181
23	213	0,7475	6,6316	1,855	0,1246
24	222	0,7449	6,6085	1,847	0,1311
25	231	0,7426	6,5884	1,841	0,1377
26	241	0,7406	6,5710	1,835	0,1443
27	250	0,7390	6,5560	1,830	0,1510
28	259	0,7375	6,5432	1,826	0,1577
29	269	0,7363	6,5323	1,822	0,1645
30	278	0,7352	6,5231	1,819	0,1714
31	287	0,7344	6,5154	1,816	0,1783
32	296	0,7337	6,5091	1,814	0,1852
33	306	0,7331	6,5040	1,813	0,1922
34	315	0,7326	6,5000	1,811	0,1993
35	324	0,7323	6,4969	1,810	0,2063
36	333	0,7320	6,4946	1,809	0,2135
37	343	0,7319	6,4931	1,809	0,2206
38	352	0,7318	6,4923	1,809	0,2279
39	361	0,7317	6,4920	1,809	0,2351
40	370	0,7318	6,4923	1,809	0,2424

Tabella 5.33 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_1=1*10^{-4}$

(BR - Lin & Penumadu - H4 - k1)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	3,000	0,0000
1	0	0,9856	8,7440	2,954	0,0027
2	1	0,9689	8,5961	2,909	0,0060
3	1	0,9519	8,4453	2,862	0,0096
4	1	0,9352	8,2968	2,815	0,0134
5	1	0,9190	8,1532	2,768	0,0174
6	2	0,9035	8,0159	2,723	0,0216
7	2	0,8889	7,8860	2,680	0,0259
8	2	0,8751	7,7637	2,639	0,0303
9	2	0,8622	7,6494	2,600	0,0348
10	3	0,8502	7,5429	2,563	0,0394
11	3	0,8391	7,4443	2,528	0,0442
12	3	0,8288	7,3533	2,496	0,0490
13	3	0,8194	7,2695	2,466	0,0539
14	4	0,8107	7,1928	2,438	0,0588
15	4	0,8028	7,1226	2,412	0,0639
16	4	0,7956	7,0586	2,388	0,0690
17	4	0,7891	7,0005	2,367	0,0742
18	5	0,7831	6,9479	2,347	0,0794
19	5	0,7778	6,9004	2,329	0,0847
20	5	0,7730	6,8576	2,313	0,0901
21	6	0,7686	6,8192	2,298	0,0955
22	6	0,7648	6,7849	2,285	0,1010
23	6	0,7613	6,7542	2,273	0,1065
24	6	0,7582	6,7270	2,263	0,1121
25	7	0,7555	6,7030	2,253	0,1178
26	7	0,7531	6,6818	2,245	0,1235
27	7	0,7510	6,6632	2,238	0,1292
28	7	0,7492	6,6471	2,232	0,1350
29	8	0,7476	6,6331	2,226	0,1408
30	8	0,7463	6,6211	2,221	0,1467
31	8	0,7451	6,6109	2,217	0,1526
32	8	0,7442	6,6023	2,214	0,1586
33	9	0,7434	6,5952	2,211	0,1646
34	9	0,7427	6,5894	2,209	0,1706
35	9	0,7422	6,5849	2,207	0,1767
36	10	0,7418	6,5814	2,206	0,1829
37	10	0,7415	6,5789	2,205	0,1890
38	10	0,7414	6,5773	2,204	0,1952
39	10	0,7413	6,5765	2,204	0,2015
40	11	0,7413	6,5764	2,204	0,2078

Tabella 5.34 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_2= 1*10^{-5}$

(BR - Lin & Penumadu - H4 - k2)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	3,000	0,0000
1	3	0,9856	8,7440	2,954	0,0027
2	5	0,9689	8,5961	2,909	0,0060
3	8	0,9519	8,4453	2,862	0,0096
4	11	0,9352	8,2968	2,815	0,0134
5	13	0,9190	8,1532	2,768	0,0174
6	16	0,9035	8,0159	2,723	0,0216
7	18	0,8889	7,8860	2,680	0,0259
8	21	0,8751	7,7637	2,639	0,0303
9	24	0,8622	7,6494	2,600	0,0348
10	26	0,8502	7,5429	2,563	0,0394
11	29	0,8391	7,4443	2,528	0,0442
12	32	0,8288	7,3533	2,496	0,0490
13	34	0,8194	7,2695	2,466	0,0539
14	37	0,8107	7,1928	2,438	0,0588
15	40	0,8028	7,1226	2,412	0,0639
16	42	0,7956	7,0586	2,388	0,0690
17	45	0,7891	7,0005	2,367	0,0742
18	48	0,7831	6,9479	2,347	0,0794
19	50	0,7778	6,9004	2,329	0,0847
20	53	0,7730	6,8576	2,313	0,0901
21	55	0,7686	6,8192	2,298	0,0955
22	58	0,7648	6,7849	2,285	0,1010
23	61	0,7613	6,7542	2,273	0,1065
24	63	0,7582	6,7270	2,263	0,1121
25	66	0,7555	6,7030	2,253	0,1178
26	69	0,7531	6,6818	2,245	0,1235
27	71	0,7510	6,6632	2,238	0,1292
28	74	0,7492	6,6471	2,232	0,1350
29	77	0,7476	6,6331	2,226	0,1408
30	79	0,7463	6,6211	2,221	0,1467
31	82	0,7451	6,6109	2,217	0,1526
32	84	0,7442	6,6023	2,214	0,1586
33	87	0,7434	6,5952	2,211	0,1646
34	90	0,7427	6,5894	2,209	0,1706
35	92	0,7422	6,5849	2,207	0,1767
36	95	0,7418	6,5814	2,206	0,1829
37	98	0,7415	6,5789	2,205	0,1890
38	100	0,7414	6,5773	2,204	0,1952
39	103	0,7413	6,5765	2,204	0,2015
40	106	0,7413	6,5764	2,204	0,2078

Tabella 5.35 – Dati di output simulazione numerica: legge e – σ' di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_3= 1*10^{-6}$

(BR - Lin & Penumadu - H4 - k3)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	3,000	0,0000
1	1	0,9856	8,7440	2,954	0,0027
2	2	0,9689	8,5961	2,909	0,0060
3	3	0,9519	8,4453	2,862	0,0096
4	4	0,9352	8,2968	2,815	0,0134
5	5	0,9190	8,1532	2,768	0,0174
6	7	0,9035	8,0159	2,723	0,0216
7	8	0,8889	7,8860	2,680	0,0259
8	9	0,8751	7,7637	2,639	0,0303
9	10	0,8622	7,6494	2,600	0,0348
10	11	0,8502	7,5429	2,563	0,0394
11	12	0,8391	7,4443	2,528	0,0442
12	13	0,8288	7,3533	2,496	0,0490
13	14	0,8194	7,2695	2,466	0,0539
14	15	0,8107	7,1928	2,438	0,0588
15	16	0,8028	7,1226	2,412	0,0639
16	18	0,7956	7,0586	2,388	0,0690
17	19	0,7891	7,0005	2,367	0,0742
18	20	0,7831	6,9479	2,347	0,0794
19	21	0,7778	6,9004	2,329	0,0847
20	22	0,7730	6,8576	2,313	0,0901
21	23	0,7686	6,8192	2,298	0,0955
22	24	0,7648	6,7849	2,285	0,1010
23	25	0,7613	6,7542	2,273	0,1065
24	26	0,7582	6,7270	2,263	0,1121
25	27	0,7555	6,7030	2,253	0,1178
26	29	0,7531	6,6818	2,245	0,1235
27	30	0,7510	6,6632	2,238	0,1292
28	31	0,7492	6,6471	2,232	0,1350
29	32	0,7476	6,6331	2,226	0,1408
30	33	0,7463	6,6211	2,221	0,1467
31	34	0,7451	6,6109	2,217	0,1526
32	35	0,7442	6,6023	2,214	0,1586
33	36	0,7434	6,5952	2,211	0,1646
34	37	0,7427	6,5894	2,209	0,1706
35	38	0,7422	6,5849	2,207	0,1767
36	40	0,7418	6,5814	2,206	0,1829
37	41	0,7415	6,5789	2,205	0,1890
38	42	0,7414	6,5773	2,204	0,1952
39	43	0,7413	6,5765	2,204	0,2015
40	44	0,7413	6,5764	2,204	0,2078

Tabella 5.36 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_4= 1*10^{-7}$

(BR - Lin & Penumadu - H4 - k4)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	3,000	0,0000
1	11	0,9856	8,7440	2,954	0,0027
2	22	0,9689	8,5961	2,909	0,0060
3	33	0,9519	8,4453	2,862	0,0096
4	44	0,9352	8,2968	2,815	0,0134
5	55	0,9190	8,1532	2,768	0,0174
6	66	0,9035	8,0159	2,723	0,0216
7	77	0,8889	7,8860	2,680	0,0259
8	88	0,8751	7,7637	2,639	0,0303
9	99	0,8622	7,6494	2,600	0,0348
10	110	0,8502	7,5429	2,563	0,0394
11	121	0,8391	7,4443	2,528	0,0442
12	132	0,8288	7,3533	2,496	0,0490
13	143	0,8194	7,2695	2,466	0,0539
14	154	0,8107	7,1928	2,438	0,0588
15	165	0,8028	7,1226	2,412	0,0639
16	176	0,7956	7,0586	2,388	0,0690
17	187	0,7891	7,0005	2,367	0,0742
18	198	0,7831	6,9479	2,347	0,0794
19	209	0,7778	6,9004	2,329	0,0847
20	220	0,7730	6,8576	2,313	0,0901
21	231	0,7686	6,8192	2,298	0,0955
22	242	0,7648	6,7849	2,285	0,1010
23	253	0,7613	6,7542	2,273	0,1065
24	264	0,7582	6,7270	2,263	0,1121
25	275	0,7555	6,7030	2,253	0,1178
26	286	0,7531	6,6818	2,245	0,1235
27	297	0,7510	6,6632	2,238	0,1292
28	308	0,7492	6,6471	2,232	0,1350
29	319	0,7476	6,6331	2,226	0,1408
30	330	0,7463	6,6211	2,221	0,1467
31	341	0,7451	6,6109	2,217	0,1526
32	352	0,7442	6,6023	2,214	0,1586
33	363	0,7434	6,5952	2,211	0,1646
34	374	0,7427	6,5894	2,209	0,1706
35	385	0,7422	6,5849	2,207	0,1767
36	396	0,7418	6,5814	2,206	0,1829
37	407	0,7415	6,5789	2,205	0,1890
38	418	0,7414	6,5773	2,204	0,1952
39	429	0,7413	6,5765	2,204	0,2015
40	440	0,7413	6,5764	2,204	0,2078

Tabella 5.37 – Dati di input simulazione numerica: legge e – σ' di Masala & Chan, e_{in} Black Rock

Legge di variazione di "e"		Masala & Chan	
$e=2,81(\sigma')^{-0,102}$			
γ_s		20	kN
γ_w		10	kN
σ'_o		0	kPa
H		1,50	m
Cv		0,00021	m ² /sec
einiz.	Table 1	8,872	
efin.	Table 1	6,334	
λ	table 1	1,339	kPa ⁻¹
E	e/einiz.		
B	efin./einiz.	0,7139	
R	e/enizi.		
N		10,0000	
g	$Cv/(1+e)^2$		
T	$g*t/H^2$		
ξ	$\exp((-N*z*0,5)+(-N^2*t*0,25))$		
η	$\exp(-N*z)$		
Δt	1000		s.
	16,667		m.
	0,278	1	h.
	0,012		d.
Δe	0,0100		
Δz	0,0375		m.
f	1,00E-04		cm/sec
Eed	21		Mpa

Tabella 5.38 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_1= 1*10^{-4}$

(BR -Masala & Chan - H1 - k1)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	min				
0	0	1,0000	8,8720	1,500	0,0000
1	0	0,9783	8,6794	1,466	0,0041
2	1	0,9539	8,4631	1,433	0,0091
3	1	0,9302	8,2523	1,400	0,0146
4	1	0,9078	8,0539	1,367	0,0203
5	1	0,8871	7,8706	1,337	0,0263
6	2	0,8683	7,7033	1,309	0,0325
7	2	0,8512	7,5519	1,283	0,0388
8	2	0,8359	7,4158	1,259	0,0452
9	2	0,8222	7,2942	1,237	0,0518
10	3	0,8100	7,1860	1,218	0,0585
11	3	0,7992	7,0901	1,200	0,0653
12	3	0,7896	7,0055	1,184	0,0721
13	3	0,7812	6,9311	1,170	0,0791
14	4	0,7739	6,8658	1,158	0,0861
15	4	0,7674	6,8088	1,147	0,0933
16	4	0,7618	6,7591	1,138	0,1004
17	4	0,7570	6,7159	1,129	0,1077
18	5	0,7528	6,6786	1,122	0,1150
19	5	0,7491	6,6463	1,116	0,1224
20	5	0,7460	6,6186	1,110	0,1298
21	6	0,7433	6,5948	1,106	0,1373
22	6	0,7410	6,5745	1,102	0,1448
23	6	0,7391	6,5573	1,098	0,1524
24	6	0,7375	6,5428	1,095	0,1600
25	7	0,7361	6,5305	1,093	0,1677
26	7	0,7349	6,5204	1,091	0,1754
27	7	0,7340	6,5119	1,089	0,1832
28	7	0,7332	6,5050	1,088	0,1910
29	8	0,7326	6,4995	1,087	0,1989
30	8	0,7321	6,4951	1,086	0,2067
31	8	0,7317	6,4917	1,085	0,2147
32	8	0,7314	6,4891	1,085	0,2226
33	9	0,7312	6,4873	1,084	0,2306
34	9	0,7311	6,4861	1,084	0,2387
35	9	0,7310	6,4855	1,084	0,2467
36	10	0,7310	6,4853	1,084	0,2548
37	10	0,7310	6,4856	1,084	0,2630
38	10	0,7311	6,4862	1,084	0,2711
39	10	0,7312	6,4870	1,084	0,2793
40	11	0,7313	6,4882	1,084	0,2875

Tabella 5.39 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_2= 1*10^{-5}$

(BR -Masala & Chan - H1 - k2)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	1,500	0,0000
1	3	0,9783	8,6794	1,466	0,0041
2	5	0,9539	8,4631	1,433	0,0091
3	8	0,9302	8,2523	1,400	0,0146
4	11	0,9078	8,0539	1,367	0,0203
5	13	0,8871	7,8706	1,337	0,0263
6	16	0,8683	7,7033	1,309	0,0325
7	18	0,8512	7,5519	1,283	0,0388
8	21	0,8359	7,4158	1,259	0,0452
9	24	0,8222	7,2942	1,237	0,0518
10	26	0,8100	7,1860	1,218	0,0585
11	29	0,7992	7,0901	1,200	0,0653
12	32	0,7896	7,0055	1,184	0,0721
13	34	0,7812	6,9311	1,170	0,0791
14	37	0,7739	6,8658	1,158	0,0861
15	40	0,7674	6,8088	1,147	0,0933
16	42	0,7618	6,7591	1,138	0,1004
17	45	0,7570	6,7159	1,129	0,1077
18	48	0,7528	6,6786	1,122	0,1150
19	50	0,7491	6,6463	1,116	0,1224
20	53	0,7460	6,6186	1,110	0,1298
21	55	0,7433	6,5948	1,106	0,1373
22	58	0,7410	6,5745	1,102	0,1448
23	61	0,7391	6,5573	1,098	0,1524
24	63	0,7375	6,5428	1,095	0,1600
25	66	0,7361	6,5305	1,093	0,1677
26	69	0,7349	6,5204	1,091	0,1754
27	71	0,7340	6,5119	1,089	0,1832
28	74	0,7332	6,5050	1,088	0,1910
29	77	0,7326	6,4995	1,087	0,1989
30	79	0,7321	6,4951	1,086	0,2067
31	82	0,7317	6,4917	1,085	0,2147
32	84	0,7314	6,4891	1,085	0,2226
33	87	0,7312	6,4873	1,084	0,2306
34	90	0,7311	6,4861	1,084	0,2387
35	92	0,7310	6,4855	1,084	0,2467
36	95	0,7310	6,4853	1,084	0,2548
37	98	0,7310	6,4856	1,084	0,2630
38	100	0,7311	6,4862	1,084	0,2711
39	103	0,7312	6,4870	1,084	0,2793
40	106	0,7313	6,4882	1,084	0,2875

Tabella 5.40 – Dati di output simulazione numerica: legge e – σ' di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_3= 1*10^{-6}$

(BR -Masala & Chan - H1 - k3)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	1,500	0,0000
1	26	0,9783	8,6794	1,466	0,0041
2	53	0,9539	8,4631	1,433	0,0091
3	79	0,9302	8,2523	1,400	0,0146
4	106	0,9078	8,0539	1,367	0,0203
5	132	0,8871	7,8706	1,337	0,0263
6	158	0,8683	7,7033	1,309	0,0325
7	185	0,8512	7,5519	1,283	0,0388
8	211	0,8359	7,4158	1,259	0,0452
9	238	0,8222	7,2942	1,237	0,0518
10	264	0,8100	7,1860	1,218	0,0585
11	290	0,7992	7,0901	1,200	0,0653
12	317	0,7896	7,0055	1,184	0,0721
13	343	0,7812	6,9311	1,170	0,0791
14	369	0,7739	6,8658	1,158	0,0861
15	396	0,7674	6,8088	1,147	0,0933
16	422	0,7618	6,7591	1,138	0,1004
17	449	0,7570	6,7159	1,129	0,1077
18	475	0,7528	6,6786	1,122	0,1150
19	501	0,7491	6,6463	1,116	0,1224
20	528	0,7460	6,6186	1,110	0,1298
21	554	0,7433	6,5948	1,106	0,1373
22	581	0,7410	6,5745	1,102	0,1448
23	607	0,7391	6,5573	1,098	0,1524
24	633	0,7375	6,5428	1,095	0,1600
25	660	0,7361	6,5305	1,093	0,1677
26	686	0,7349	6,5204	1,091	0,1754
27	713	0,7340	6,5119	1,089	0,1832
28	739	0,7332	6,5050	1,088	0,1910
29	765	0,7326	6,4995	1,087	0,1989
30	792	0,7321	6,4951	1,086	0,2067
31	818	0,7317	6,4917	1,085	0,2147
32	844	0,7314	6,4891	1,085	0,2226
33	871	0,7312	6,4873	1,084	0,2306
34	897	0,7311	6,4861	1,084	0,2387
35	924	0,7310	6,4855	1,084	0,2467
36	950	0,7310	6,4853	1,084	0,2548
37	976	0,7310	6,4856	1,084	0,2630
38	1003	0,7311	6,4862	1,084	0,2711
39	1029	0,7312	6,4870	1,084	0,2793
40	1056	0,7313	6,4882	1,084	0,2875

Tabella 5.41 – Dati di output simulazione numerica: legge e - σ' di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_4= 1*10^{-7}$

(BR -Masala & Chan - H1 - k4)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	1,500	0,0000
1	11	0,9783	8,6794	1,466	0,0041
2	22	0,9539	8,4631	1,433	0,0091
3	33	0,9302	8,2523	1,400	0,0146
4	44	0,9078	8,0539	1,367	0,0203
5	55	0,8871	7,8706	1,337	0,0263
6	66	0,8683	7,7033	1,309	0,0325
7	77	0,8512	7,5519	1,283	0,0388
8	88	0,8359	7,4158	1,259	0,0452
9	99	0,8222	7,2942	1,237	0,0518
10	110	0,8100	7,1860	1,218	0,0585
11	121	0,7992	7,0901	1,200	0,0653
12	132	0,7896	7,0055	1,184	0,0721
13	143	0,7812	6,9311	1,170	0,0791
14	154	0,7739	6,8658	1,158	0,0861
15	165	0,7674	6,8088	1,147	0,0933
16	176	0,7618	6,7591	1,138	0,1004
17	187	0,7570	6,7159	1,129	0,1077
18	198	0,7528	6,6786	1,122	0,1150
19	209	0,7491	6,6463	1,116	0,1224
20	220	0,7460	6,6186	1,110	0,1298
21	231	0,7433	6,5948	1,106	0,1373
22	242	0,7410	6,5745	1,102	0,1448
23	253	0,7391	6,5573	1,098	0,1524
24	264	0,7375	6,5428	1,095	0,1600
25	275	0,7361	6,5305	1,093	0,1677
26	286	0,7349	6,5204	1,091	0,1754
27	297	0,7340	6,5119	1,089	0,1832
28	308	0,7332	6,5050	1,088	0,1910
29	319	0,7326	6,4995	1,087	0,1989
30	330	0,7321	6,4951	1,086	0,2067
31	341	0,7317	6,4917	1,085	0,2147
32	352	0,7314	6,4891	1,085	0,2226
33	363	0,7312	6,4873	1,084	0,2306
34	374	0,7311	6,4861	1,084	0,2387
35	385	0,7310	6,4855	1,084	0,2467
36	396	0,7310	6,4853	1,084	0,2548
37	407	0,7310	6,4856	1,084	0,2630
38	418	0,7311	6,4862	1,084	0,2711
39	429	0,7312	6,4870	1,084	0,2793
40	440	0,7313	6,4882	1,084	0,2875

Tabella 5.42 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_1= 1*10^{-4}$

(BR -Masala & Chan - H2 - k1)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	2,000	0,0000
1	0	0,9837	8,7273	1,966	0,0030
2	1	0,9651	8,5621	1,932	0,0068
3	1	0,9465	8,3974	1,898	0,0108
4	1	0,9286	8,2385	1,864	0,0151
5	2	0,9116	8,0879	1,831	0,0195
6	2	0,8957	7,9466	1,800	0,0241
7	2	0,8809	7,8151	1,771	0,0288
8	3	0,8672	7,6934	1,743	0,0336
9	3	0,8545	7,5813	1,717	0,0384
10	3	0,8429	7,4784	1,693	0,0434
11	4	0,8323	7,3845	1,671	0,0484
12	4	0,8227	7,2988	1,651	0,0535
13	4	0,8139	7,2210	1,632	0,0587
14	5	0,8060	7,1506	1,615	0,0639
15	5	0,7988	7,0869	1,599	0,0692
16	5	0,7923	7,0295	1,585	0,0745
17	6	0,7865	6,9778	1,572	0,0799
18	6	0,7813	6,9316	1,561	0,0853
19	6	0,7766	6,8901	1,550	0,0907
20	7	0,7725	6,8532	1,541	0,0962
21	7	0,7687	6,8203	1,532	0,1018
22	7	0,7655	6,7912	1,525	0,1074
23	8	0,7626	6,7654	1,518	0,1130
24	8	0,7600	6,7426	1,512	0,1186
25	8	0,7577	6,7227	1,507	0,1243
26	9	0,7558	6,7052	1,503	0,1300
27	9	0,7541	6,6901	1,499	0,1358
28	9	0,7526	6,6769	1,495	0,1416
29	10	0,7513	6,6656	1,492	0,1474
30	10	0,7502	6,6560	1,490	0,1532
31	10	0,7493	6,6479	1,488	0,1591
32	11	0,7485	6,6411	1,486	0,1650
33	11	0,7479	6,6355	1,485	0,1709
34	11	0,7474	6,6310	1,483	0,1768
35	12	0,7470	6,6274	1,482	0,1828
36	12	0,7467	6,6247	1,482	0,1888
37	12	0,7465	6,6228	1,481	0,1948
38	13	0,7463	6,6216	1,481	0,2009
39	13	0,7463	6,6210	1,481	0,2069
40	13	0,7463	6,6209	1,481	0,2130

Tabella 5.43 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_2= 1*10^{-5}$

(BR -Masala & Chan - H2 - k2)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	2,000	0,0000
1	3	0,9837	8,7273	1,966	0,0030
2	7	0,9651	8,5621	1,932	0,0068
3	10	0,9465	8,3974	1,898	0,0108
4	13	0,9286	8,2385	1,864	0,0151
5	17	0,9116	8,0879	1,831	0,0195
6	20	0,8957	7,9466	1,800	0,0241
7	23	0,8809	7,8151	1,771	0,0288
8	27	0,8672	7,6934	1,743	0,0336
9	30	0,8545	7,5813	1,717	0,0384
10	33	0,8429	7,4784	1,693	0,0434
11	37	0,8323	7,3845	1,671	0,0484
12	40	0,8227	7,2988	1,651	0,0535
13	43	0,8139	7,2210	1,632	0,0587
14	47	0,8060	7,1506	1,615	0,0639
15	50	0,7988	7,0869	1,599	0,0692
16	53	0,7923	7,0295	1,585	0,0745
17	57	0,7865	6,9778	1,572	0,0799
18	60	0,7813	6,9316	1,561	0,0853
19	63	0,7766	6,8901	1,550	0,0907
20	67	0,7725	6,8532	1,541	0,0962
21	70	0,7687	6,8203	1,532	0,1018
22	73	0,7655	6,7912	1,525	0,1074
23	77	0,7626	6,7654	1,518	0,1130
24	80	0,7600	6,7426	1,512	0,1186
25	83	0,7577	6,7227	1,507	0,1243
26	87	0,7558	6,7052	1,503	0,1300
27	90	0,7541	6,6901	1,499	0,1358
28	93	0,7526	6,6769	1,495	0,1416
29	97	0,7513	6,6656	1,492	0,1474
30	100	0,7502	6,6560	1,490	0,1532
31	103	0,7493	6,6479	1,488	0,1591
32	107	0,7485	6,6411	1,486	0,1650
33	110	0,7479	6,6355	1,485	0,1709
34	113	0,7474	6,6310	1,483	0,1768
35	117	0,7470	6,6274	1,482	0,1828
36	120	0,7467	6,6247	1,482	0,1888
37	123	0,7465	6,6228	1,481	0,1948
38	127	0,7463	6,6216	1,481	0,2009
39	130	0,7463	6,6210	1,481	0,2069
40	133	0,7463	6,6209	1,481	0,2130

Tabella 5.44 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_3= 1*10^{-6}$

(BR -Masala & Chan - H2 - k3)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	2,000	0,0000
1	1	0,9837	8,7273	1,966	0,0030
2	3	0,9651	8,5621	1,932	0,0068
3	4	0,9465	8,3974	1,898	0,0108
4	6	0,9286	8,2385	1,864	0,0151
5	7	0,9116	8,0879	1,831	0,0195
6	8	0,8957	7,9466	1,800	0,0241
7	10	0,8809	7,8151	1,771	0,0288
8	11	0,8672	7,6934	1,743	0,0336
9	13	0,8545	7,5813	1,717	0,0384
10	14	0,8429	7,4784	1,693	0,0434
11	15	0,8323	7,3845	1,671	0,0484
12	17	0,8227	7,2988	1,651	0,0535
13	18	0,8139	7,2210	1,632	0,0587
14	19	0,8060	7,1506	1,615	0,0639
15	21	0,7988	7,0869	1,599	0,0692
16	22	0,7923	7,0295	1,585	0,0745
17	24	0,7865	6,9778	1,572	0,0799
18	25	0,7813	6,9316	1,561	0,0853
19	26	0,7766	6,8901	1,550	0,0907
20	28	0,7725	6,8532	1,541	0,0962
21	29	0,7687	6,8203	1,532	0,1018
22	31	0,7655	6,7912	1,525	0,1074
23	32	0,7626	6,7654	1,518	0,1130
24	33	0,7600	6,7426	1,512	0,1186
25	35	0,7577	6,7227	1,507	0,1243
26	36	0,7558	6,7052	1,503	0,1300
27	38	0,7541	6,6901	1,499	0,1358
28	39	0,7526	6,6769	1,495	0,1416
29	40	0,7513	6,6656	1,492	0,1474
30	42	0,7502	6,6560	1,490	0,1532
31	43	0,7493	6,6479	1,488	0,1591
32	44	0,7485	6,6411	1,486	0,1650
33	46	0,7479	6,6355	1,485	0,1709
34	47	0,7474	6,6310	1,483	0,1768
35	49	0,7470	6,6274	1,482	0,1828
36	50	0,7467	6,6247	1,482	0,1888
37	51	0,7465	6,6228	1,481	0,1948
38	53	0,7463	6,6216	1,481	0,2009
39	54	0,7463	6,6210	1,481	0,2069
40	56	0,7463	6,6209	1,481	0,2130

Tabella 5.45 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_4= 1*10^{-7}$

(BR -Masala & Chan - H2 - k4)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	2,000	0,0000
1	14	0,9837	8,7273	1,966	0,0030
2	28	0,9651	8,5621	1,932	0,0068
3	42	0,9465	8,3974	1,898	0,0108
4	56	0,9286	8,2385	1,864	0,0151
5	69	0,9116	8,0879	1,831	0,0195
6	83	0,8957	7,9466	1,800	0,0241
7	97	0,8809	7,8151	1,771	0,0288
8	111	0,8672	7,6934	1,743	0,0336
9	125	0,8545	7,5813	1,717	0,0384
10	139	0,8429	7,4784	1,693	0,0434
11	153	0,8323	7,3845	1,671	0,0484
12	167	0,8227	7,2988	1,651	0,0535
13	181	0,8139	7,2210	1,632	0,0587
14	194	0,8060	7,1506	1,615	0,0639
15	208	0,7988	7,0869	1,599	0,0692
16	222	0,7923	7,0295	1,585	0,0745
17	236	0,7865	6,9778	1,572	0,0799
18	250	0,7813	6,9316	1,561	0,0853
19	264	0,7766	6,8901	1,550	0,0907
20	278	0,7725	6,8532	1,541	0,0962
21	292	0,7687	6,8203	1,532	0,1018
22	306	0,7655	6,7912	1,525	0,1074
23	319	0,7626	6,7654	1,518	0,1130
24	333	0,7600	6,7426	1,512	0,1186
25	347	0,7577	6,7227	1,507	0,1243
26	361	0,7558	6,7052	1,503	0,1300
27	375	0,7541	6,6901	1,499	0,1358
28	389	0,7526	6,6769	1,495	0,1416
29	403	0,7513	6,6656	1,492	0,1474
30	417	0,7502	6,6560	1,490	0,1532
31	431	0,7493	6,6479	1,488	0,1591
32	444	0,7485	6,6411	1,486	0,1650
33	458	0,7479	6,6355	1,485	0,1709
34	472	0,7474	6,6310	1,483	0,1768
35	486	0,7470	6,6274	1,482	0,1828
36	500	0,7467	6,6247	1,482	0,1888
37	514	0,7465	6,6228	1,481	0,1948
38	528	0,7463	6,6216	1,481	0,2009
39	542	0,7463	6,6210	1,481	0,2069
40	556	0,7463	6,6209	1,481	0,2130

Tabella 5.46 – Dati di output simulazione numerica: legge e - σ' di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_1= 1*10^{-4}$

(BR -Masala & Chan - H3 - k1)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	2,500	0,0000
1	0	0,9855	8,7436	2,462	0,0027
2	1	0,9690	8,5970	2,425	0,0060
3	1	0,9525	8,4502	2,387	0,0096
4	2	0,9364	8,3079	2,349	0,0133
5	2	0,9211	8,1722	2,312	0,0172
6	3	0,9067	8,0441	2,277	0,0213
7	3	0,8931	7,9240	2,244	0,0254
8	4	0,8805	7,8121	2,213	0,0296
9	4	0,8688	7,7083	2,184	0,0339
10	4	0,8580	7,6124	2,156	0,0383
11	5	0,8481	7,5241	2,130	0,0427
12	5	0,8389	7,4431	2,107	0,0472
13	6	0,8306	7,3689	2,085	0,0518
14	6	0,8229	7,3011	2,064	0,0564
15	7	0,8160	7,2395	2,046	0,0610
16	7	0,8097	7,1835	2,029	0,0657
17	8	0,8040	7,1328	2,013	0,0704
18	8	0,7988	7,0870	1,999	0,0752
19	8	0,7942	7,0458	1,987	0,0800
20	9	0,7900	7,0088	1,975	0,0849
21	9	0,7862	6,9756	1,965	0,0898
22	10	0,7829	6,9460	1,955	0,0947
23	10	0,7799	6,9197	1,947	0,0996
24	11	0,7773	6,8964	1,940	0,1046
25	11	0,7750	6,8758	1,933	0,1096
26	12	0,7730	6,8578	1,928	0,1146
27	12	0,7712	6,8421	1,923	0,1197
28	12	0,7697	6,8285	1,918	0,1248
29	13	0,7683	6,8168	1,914	0,1299
30	13	0,7672	6,8068	1,911	0,1351
31	14	0,7663	6,7984	1,909	0,1402
32	14	0,7655	6,7915	1,906	0,1454
33	15	0,7649	6,7859	1,905	0,1506
34	15	0,7644	6,7815	1,903	0,1559
35	16	0,7640	6,7781	1,902	0,1611
36	16	0,7637	6,7757	1,901	0,1664
37	16	0,7636	6,7742	1,901	0,1717
38	17	0,7635	6,7735	1,901	0,1770
39	17	0,7635	6,7735	1,901	0,1824
40	18	0,7635	6,7742	1,901	0,1877

Tabella 5.47 – Dati di output simulazione numerica: legge e – σ' di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_2= 1*10^{-5}$

(BR -Masala & Chan - H3 - k2)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	2,500	0,0000
1	4	0,9855	8,7436	2,462	0,0027
2	9	0,9690	8,5970	2,425	0,0060
3	13	0,9525	8,4502	2,387	0,0096
4	18	0,9364	8,3079	2,349	0,0133
5	22	0,9211	8,1722	2,312	0,0172
6	27	0,9067	8,0441	2,277	0,0213
7	31	0,8931	7,9240	2,244	0,0254
8	36	0,8805	7,8121	2,213	0,0296
9	40	0,8688	7,7083	2,184	0,0339
10	44	0,8580	7,6124	2,156	0,0383
11	49	0,8481	7,5241	2,130	0,0427
12	53	0,8389	7,4431	2,107	0,0472
13	58	0,8306	7,3689	2,085	0,0518
14	62	0,8229	7,3011	2,064	0,0564
15	67	0,8160	7,2395	2,046	0,0610
16	71	0,8097	7,1835	2,029	0,0657
17	76	0,8040	7,1328	2,013	0,0704
18	80	0,7988	7,0870	1,999	0,0752
19	84	0,7942	7,0458	1,987	0,0800
20	89	0,7900	7,0088	1,975	0,0849
21	93	0,7862	6,9756	1,965	0,0898
22	98	0,7829	6,9460	1,955	0,0947
23	102	0,7799	6,9197	1,947	0,0996
24	107	0,7773	6,8964	1,940	0,1046
25	111	0,7750	6,8758	1,933	0,1096
26	116	0,7730	6,8578	1,928	0,1146
27	120	0,7712	6,8421	1,923	0,1197
28	124	0,7697	6,8285	1,918	0,1248
29	129	0,7683	6,8168	1,914	0,1299
30	133	0,7672	6,8068	1,911	0,1351
31	138	0,7663	6,7984	1,909	0,1402
32	142	0,7655	6,7915	1,906	0,1454
33	147	0,7649	6,7859	1,905	0,1506
34	151	0,7644	6,7815	1,903	0,1559
35	156	0,7640	6,7781	1,902	0,1611
36	160	0,7637	6,7757	1,901	0,1664
37	164	0,7636	6,7742	1,901	0,1717
38	169	0,7635	6,7735	1,901	0,1770
39	173	0,7635	6,7735	1,901	0,1824
40	178	0,7635	6,7742	1,901	0,1877

Tabella 5.48 – Dati di output simulazione numerica: legge e - σ' di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_3= 1*10^{-6}$

(BR -Masala & Chan - H3 - k3)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	2,500	0,0000
1	2	0,9855	8,7436	2,462	0,0027
2	4	0,9690	8,5970	2,425	0,0060
3	6	0,9525	8,4502	2,387	0,0096
4	7	0,9364	8,3079	2,349	0,0133
5	9	0,9211	8,1722	2,312	0,0172
6	11	0,9067	8,0441	2,277	0,0213
7	13	0,8931	7,9240	2,244	0,0254
8	15	0,8805	7,8121	2,213	0,0296
9	17	0,8688	7,7083	2,184	0,0339
10	19	0,8580	7,6124	2,156	0,0383
11	20	0,8481	7,5241	2,130	0,0427
12	22	0,8389	7,4431	2,107	0,0472
13	24	0,8306	7,3689	2,085	0,0518
14	26	0,8229	7,3011	2,064	0,0564
15	28	0,8160	7,2395	2,046	0,0610
16	30	0,8097	7,1835	2,029	0,0657
17	31	0,8040	7,1328	2,013	0,0704
18	33	0,7988	7,0870	1,999	0,0752
19	35	0,7942	7,0458	1,987	0,0800
20	37	0,7900	7,0088	1,975	0,0849
21	39	0,7862	6,9756	1,965	0,0898
22	41	0,7829	6,9460	1,955	0,0947
23	43	0,7799	6,9197	1,947	0,0996
24	44	0,7773	6,8964	1,940	0,1046
25	46	0,7750	6,8758	1,933	0,1096
26	48	0,7730	6,8578	1,928	0,1146
27	50	0,7712	6,8421	1,923	0,1197
28	52	0,7697	6,8285	1,918	0,1248
29	54	0,7683	6,8168	1,914	0,1299
30	56	0,7672	6,8068	1,911	0,1351
31	57	0,7663	6,7984	1,909	0,1402
32	59	0,7655	6,7915	1,906	0,1454
33	61	0,7649	6,7859	1,905	0,1506
34	63	0,7644	6,7815	1,903	0,1559
35	65	0,7640	6,7781	1,902	0,1611
36	67	0,7637	6,7757	1,901	0,1664
37	69	0,7636	6,7742	1,901	0,1717
38	70	0,7635	6,7735	1,901	0,1770
39	72	0,7635	6,7735	1,901	0,1824
40	74	0,7635	6,7742	1,901	0,1877

Tabella 5.49 – Dati di output simulazione numerica: legge e – σ' di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_4= 1*10^{-7}$

(BR -Masala & Chan - H3 - k4)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	2,500	0,0000
1	19	0,9855	8,7436	2,462	0,0027
2	37	0,9690	8,5970	2,425	0,0060
3	56	0,9525	8,4502	2,387	0,0096
4	74	0,9364	8,3079	2,349	0,0133
5	93	0,9211	8,1722	2,312	0,0172
6	111	0,9067	8,0441	2,277	0,0213
7	130	0,8931	7,9240	2,244	0,0254
8	148	0,8805	7,8121	2,213	0,0296
9	167	0,8688	7,7083	2,184	0,0339
10	185	0,8580	7,6124	2,156	0,0383
11	204	0,8481	7,5241	2,130	0,0427
12	222	0,8389	7,4431	2,107	0,0472
13	241	0,8306	7,3689	2,085	0,0518
14	259	0,8229	7,3011	2,064	0,0564
15	278	0,8160	7,2395	2,046	0,0610
16	296	0,8097	7,1835	2,029	0,0657
17	315	0,8040	7,1328	2,013	0,0704
18	333	0,7988	7,0870	1,999	0,0752
19	352	0,7942	7,0458	1,987	0,0800
20	370	0,7900	7,0088	1,975	0,0849
21	389	0,7862	6,9756	1,965	0,0898
22	407	0,7829	6,9460	1,955	0,0947
23	426	0,7799	6,9197	1,947	0,0996
24	444	0,7773	6,8964	1,940	0,1046
25	463	0,7750	6,8758	1,933	0,1096
26	481	0,7730	6,8578	1,928	0,1146
27	500	0,7712	6,8421	1,923	0,1197
28	519	0,7697	6,8285	1,918	0,1248
29	537	0,7683	6,8168	1,914	0,1299
30	556	0,7672	6,8068	1,911	0,1351
31	574	0,7663	6,7984	1,909	0,1402
32	593	0,7655	6,7915	1,906	0,1454
33	611	0,7649	6,7859	1,905	0,1506
34	630	0,7644	6,7815	1,903	0,1559
35	648	0,7640	6,7781	1,902	0,1611
36	667	0,7637	6,7757	1,901	0,1664
37	685	0,7636	6,7742	1,901	0,1717
38	704	0,7635	6,7735	1,901	0,1770
39	722	0,7635	6,7735	1,901	0,1824
40	741	0,7635	6,7742	1,901	0,1877

Tabella 5.50 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_1= 1*10^{-4}$

(BR -Masala & Chan - H4 - k1)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	3,000	0,0000
1	1	0,9877	8,7626	2,962	0,0023
2	1	0,9736	8,6376	2,923	0,0051
3	2	0,9594	8,5120	2,884	0,0081
4	2	0,9456	8,3894	2,845	0,0113
5	3	0,9323	8,2718	2,808	0,0146
6	3	0,9197	8,1599	2,772	0,0180
7	4	0,9078	8,0543	2,737	0,0215
8	4	0,8967	7,9552	2,704	0,0251
9	5	0,8862	7,8624	2,673	0,0288
10	5	0,8765	7,7760	2,644	0,0325
11	6	0,8674	7,6958	2,616	0,0362
12	6	0,8591	7,6215	2,591	0,0400
13	7	0,8513	7,5530	2,567	0,0439
14	7	0,8442	7,4898	2,545	0,0478
15	8	0,8377	7,4319	2,524	0,0517
16	8	0,8317	7,3788	2,505	0,0557
17	9	0,8262	7,3303	2,488	0,0597
18	10	0,8212	7,2861	2,472	0,0637
19	10	0,8167	7,2460	2,458	0,0678
20	11	0,8126	7,2096	2,444	0,0719
21	11	0,8089	7,1768	2,432	0,0760
22	12	0,8056	7,1473	2,422	0,0802
23	12	0,8026	7,1208	2,412	0,0844
24	13	0,8000	7,0972	2,403	0,0886
25	13	0,7976	7,0763	2,395	0,0928
26	14	0,7955	7,0578	2,388	0,0971
27	14	0,7937	7,0415	2,382	0,1014
28	15	0,7921	7,0273	2,377	0,1057
29	15	0,7907	7,0151	2,373	0,1100
30	16	0,7895	7,0047	2,369	0,1144
31	16	0,7885	6,9959	2,365	0,1187
32	17	0,7877	6,9886	2,363	0,1231
33	17	0,7870	6,9827	2,360	0,1275
34	18	0,7865	6,9781	2,359	0,1320
35	18	0,7861	6,9746	2,357	0,1364
36	19	0,7859	6,9723	2,357	0,1409
37	20	0,7857	6,9709	2,356	0,1454
38	20	0,7857	6,9704	2,356	0,1499
39	21	0,7857	6,9707	2,356	0,1544
40	21	0,7858	6,9718	2,356	0,1589

Tabella 5.51 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_2= 1*10^{-5}$

(BR -Masala & Chan - H4 - k2)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	3,000	0,0000
1	5	0,9877	8,7626	2,962	0,0023
2	11	0,9736	8,6376	2,923	0,0051
3	16	0,9594	8,5120	2,884	0,0081
4	21	0,9456	8,3894	2,845	0,0113
5	26	0,9323	8,2718	2,808	0,0146
6	32	0,9197	8,1599	2,772	0,0180
7	37	0,9078	8,0543	2,737	0,0215
8	42	0,8967	7,9552	2,704	0,0251
9	48	0,8862	7,8624	2,673	0,0288
10	53	0,8765	7,7760	2,644	0,0325
11	58	0,8674	7,6958	2,616	0,0362
12	63	0,8591	7,6215	2,591	0,0400
13	69	0,8513	7,5530	2,567	0,0439
14	74	0,8442	7,4898	2,545	0,0478
15	79	0,8377	7,4319	2,524	0,0517
16	84	0,8317	7,3788	2,505	0,0557
17	90	0,8262	7,3303	2,488	0,0597
18	95	0,8212	7,2861	2,472	0,0637
19	100	0,8167	7,2460	2,458	0,0678
20	106	0,8126	7,2096	2,444	0,0719
21	111	0,8089	7,1768	2,432	0,0760
22	116	0,8056	7,1473	2,422	0,0802
23	121	0,8026	7,1208	2,412	0,0844
24	127	0,8000	7,0972	2,403	0,0886
25	132	0,7976	7,0763	2,395	0,0928
26	137	0,7955	7,0578	2,388	0,0971
27	143	0,7937	7,0415	2,382	0,1014
28	148	0,7921	7,0273	2,377	0,1057
29	153	0,7907	7,0151	2,373	0,1100
30	158	0,7895	7,0047	2,369	0,1144
31	164	0,7885	6,9959	2,365	0,1187
32	169	0,7877	6,9886	2,363	0,1231
33	174	0,7870	6,9827	2,360	0,1275
34	179	0,7865	6,9781	2,359	0,1320
35	185	0,7861	6,9746	2,357	0,1364
36	190	0,7859	6,9723	2,357	0,1409
37	195	0,7857	6,9709	2,356	0,1454
38	201	0,7857	6,9704	2,356	0,1499
39	206	0,7857	6,9707	2,356	0,1544
40	211	0,7858	6,9718	2,356	0,1589

Tabella 5.52 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_3= 1*10^{-6}$

(BR -Masala & Chan - H4 - k3)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	3,000	0,0000
1	2	0,9877	8,7626	2,962	0,0023
2	4	0,9736	8,6376	2,923	0,0051
3	7	0,9594	8,5120	2,884	0,0081
4	9	0,9456	8,3894	2,845	0,0113
5	11	0,9323	8,2718	2,808	0,0146
6	13	0,9197	8,1599	2,772	0,0180
7	15	0,9078	8,0543	2,737	0,0215
8	18	0,8967	7,9552	2,704	0,0251
9	20	0,8862	7,8624	2,673	0,0288
10	22	0,8765	7,7760	2,644	0,0325
11	24	0,8674	7,6958	2,616	0,0362
12	26	0,8591	7,6215	2,591	0,0400
13	29	0,8513	7,5530	2,567	0,0439
14	31	0,8442	7,4898	2,545	0,0478
15	33	0,8377	7,4319	2,524	0,0517
16	35	0,8317	7,3788	2,505	0,0557
17	37	0,8262	7,3303	2,488	0,0597
18	40	0,8212	7,2861	2,472	0,0637
19	42	0,8167	7,2460	2,458	0,0678
20	44	0,8126	7,2096	2,444	0,0719
21	46	0,8089	7,1768	2,432	0,0760
22	48	0,8056	7,1473	2,422	0,0802
23	51	0,8026	7,1208	2,412	0,0844
24	53	0,8000	7,0972	2,403	0,0886
25	55	0,7976	7,0763	2,395	0,0928
26	57	0,7955	7,0578	2,388	0,0971
27	59	0,7937	7,0415	2,382	0,1014
28	62	0,7921	7,0273	2,377	0,1057
29	64	0,7907	7,0151	2,373	0,1100
30	66	0,7895	7,0047	2,369	0,1144
31	68	0,7885	6,9959	2,365	0,1187
32	70	0,7877	6,9886	2,363	0,1231
33	73	0,7870	6,9827	2,360	0,1275
34	75	0,7865	6,9781	2,359	0,1320
35	77	0,7861	6,9746	2,357	0,1364
36	79	0,7859	6,9723	2,357	0,1409
37	81	0,7857	6,9709	2,356	0,1454
38	84	0,7857	6,9704	2,356	0,1499
39	86	0,7857	6,9707	2,356	0,1544
40	88	0,7858	6,9718	2,356	0,1589

Tabella 5.53 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_4= 1*10^{-7}$

(BR -Masala & Chan - H4 - k4)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	3,000	0,0000
1	22	0,9877	8,7626	2,962	0,0023
2	44	0,9736	8,6376	2,923	0,0051
3	66	0,9594	8,5120	2,884	0,0081
4	88	0,9456	8,3894	2,845	0,0113
5	110	0,9323	8,2718	2,808	0,0146
6	132	0,9197	8,1599	2,772	0,0180
7	154	0,9078	8,0543	2,737	0,0215
8	176	0,8967	7,9552	2,704	0,0251
9	198	0,8862	7,8624	2,673	0,0288
10	220	0,8765	7,7760	2,644	0,0325
11	242	0,8674	7,6958	2,616	0,0362
12	264	0,8591	7,6215	2,591	0,0400
13	286	0,8513	7,5530	2,567	0,0439
14	308	0,8442	7,4898	2,545	0,0478
15	330	0,8377	7,4319	2,524	0,0517
16	352	0,8317	7,3788	2,505	0,0557
17	374	0,8262	7,3303	2,488	0,0597
18	396	0,8212	7,2861	2,472	0,0637
19	418	0,8167	7,2460	2,458	0,0678
20	440	0,8126	7,2096	2,444	0,0719
21	462	0,8089	7,1768	2,432	0,0760
22	484	0,8056	7,1473	2,422	0,0802
23	506	0,8026	7,1208	2,412	0,0844
24	528	0,8000	7,0972	2,403	0,0886
25	550	0,7976	7,0763	2,395	0,0928
26	572	0,7955	7,0578	2,388	0,0971
27	594	0,7937	7,0415	2,382	0,1014
28	616	0,7921	7,0273	2,377	0,1057
29	638	0,7907	7,0151	2,373	0,1100
30	660	0,7895	7,0047	2,369	0,1144
31	682	0,7885	6,9959	2,365	0,1187
32	704	0,7877	6,9886	2,363	0,1231
33	726	0,7870	6,9827	2,360	0,1275
34	748	0,7865	6,9781	2,359	0,1320
35	770	0,7861	6,9746	2,357	0,1364
36	792	0,7859	6,9723	2,357	0,1409
37	814	0,7857	6,9709	2,356	0,1454
38	836	0,7857	6,9704	2,356	0,1499
39	858	0,7857	6,9707	2,356	0,1544
40	880	0,7858	6,9718	2,356	0,1589

Tabella 5.54 – Dati di input simulazione numerica: legge e – σ' di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock

Legge di variazione di "e"		Pyke & Sills	
$e = -0,21 \ln(s') + 1,26$			
γ_s		20	kN
γ_w		10	kN
σ'_o		0	kPa
H		1,50	m
C_v		0,000021	m ² /sec
einiz.	Table 1	8,872	
efin.	Table 1	6,334	
λ	table 1	1,916	kPa ⁻¹
E	e/einiz.		
B	efin./einiz.	0,7139	
R	e/enizi.		
N		10,0000	
g	$C_v / (1+e)^2$		
T	$g * t / H^2$		
ξ	$\exp((-N * z * 0,5) + (-N^2 * T * 0,25))$		
η	$\exp(-N * z)$		
Δt	1000		s.
	16,667		m.
	0,278	1	h.
	0,012		d.
Δe	0,0100		
Δz	0,0375		m.
f	1,00E-05		cm/sec
Eed	21		Mpa

Tabella 5.55 – Dati di output simulazione numerica: legge e - σ' di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_1= 1*10^{-4}$

(BR -Pyke & Sills - H1 - k1)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	1,500	0,0000
1	0	0,9719	8,6230	1,458	0,0053
2	0	0,9413	8,3514	1,415	0,0119
3	0	0,9121	8,0920	1,374	0,0190
4	1	0,8852	7,8536	1,334	0,0266
5	1	0,8610	7,6392	1,298	0,0345
6	1	0,8396	7,4492	1,265	0,0428
7	1	0,8209	7,2827	1,236	0,0512
8	1	0,8046	7,1382	1,209	0,0600
9	1	0,7905	7,0136	1,186	0,0689
10	1	0,7785	6,9070	1,166	0,0780
11	1	0,7683	6,8163	1,149	0,0873
12	2	0,7596	6,7396	1,134	0,0968
13	2	0,7524	6,6749	1,122	0,1064
14	2	0,7463	6,6208	1,111	0,1162
15	2	0,7412	6,5757	1,103	0,1261
16	2	0,7370	6,5382	1,095	0,1361
17	2	0,7335	6,5073	1,089	0,1463
18	2	0,7306	6,4819	1,084	0,1566
19	2	0,7283	6,4611	1,080	0,1671
20	3	0,7264	6,4443	1,076	0,1776
21	3	0,7248	6,4307	1,074	0,1882
22	3	0,7236	6,4198	1,071	0,1990
23	3	0,7226	6,4111	1,070	0,2099
24	3	0,7219	6,4043	1,068	0,2208
25	3	0,7213	6,3991	1,067	0,2319
26	3	0,7208	6,3951	1,066	0,2430
27	3	0,7205	6,3922	1,066	0,2543
28	4	0,7203	6,3901	1,065	0,2656
29	4	0,7201	6,3887	1,065	0,2770
30	4	0,7200	6,3879	1,065	0,2885
31	4	0,7200	6,3875	1,065	0,3001
32	4	0,7200	6,3875	1,065	0,3118
33	4	0,7200	6,3879	1,065	0,3236
34	4	0,7201	6,3884	1,065	0,3354
35	4	0,7202	6,3892	1,065	0,3473
36	5	0,7203	6,3902	1,065	0,3593
37	5	0,7204	6,3912	1,066	0,3713
38	5	0,7205	6,3924	1,066	0,3835
39	5	0,7207	6,3937	1,066	0,3957
40	5	0,7208	6,3950	1,066	0,4080

Tabella 5.56 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_2=1*10^{-5}$

(BR -Pyke & Sills - H1 - k2)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	1,500	0,0000
1	1	0,9779	8,6761	1,466	0,0042
2	2	0,9532	8,4569	1,432	0,0092
3	3	0,9289	8,2414	1,398	0,0148
4	4	0,9059	8,0369	1,365	0,0207
5	5	0,8844	7,8468	1,333	0,0269
6	6	0,8648	7,6724	1,304	0,0333
7	7	0,8469	7,5139	1,276	0,0399
8	8	0,8308	7,3711	1,251	0,0466
9	9	0,8164	7,2432	1,228	0,0536
10	10	0,8036	7,1294	1,207	0,0607
11	11	0,7922	7,0285	1,189	0,0679
12	12	0,7822	6,9396	1,172	0,0753
13	13	0,7734	6,8615	1,157	0,0828
14	14	0,7657	6,7932	1,144	0,0904
15	15	0,7590	6,7337	1,133	0,0981
16	16	0,7532	6,6820	1,123	0,1059
17	17	0,7481	6,6372	1,114	0,1138
18	18	0,7438	6,5986	1,107	0,1218
19	18	0,7400	6,5654	1,100	0,1299
20	19	0,7368	6,5369	1,094	0,1381
21	20	0,7341	6,5126	1,089	0,1464
22	21	0,7317	6,4920	1,085	0,1548
23	22	0,7298	6,4745	1,082	0,1632
24	23	0,7281	6,4597	1,079	0,1717
25	24	0,7267	6,4473	1,076	0,1803
26	25	0,7255	6,4370	1,074	0,1890
27	26	0,7246	6,4284	1,073	0,1978
28	27	0,7238	6,4214	1,071	0,2066
29	28	0,7231	6,4156	1,070	0,2155
30	29	0,7226	6,4110	1,069	0,2244
31	30	0,7222	6,4073	1,068	0,2334
32	31	0,7219	6,4044	1,068	0,2425
33	32	0,7216	6,4023	1,067	0,2517
34	33	0,7214	6,4007	1,067	0,2609
35	34	0,7213	6,3996	1,067	0,2701
36	35	0,7213	6,3990	1,067	0,2794
37	36	0,7212	6,3987	1,067	0,2888
38	37	0,7212	6,3987	1,067	0,2983
39	38	0,7213	6,3990	1,067	0,3078
40	39	0,7213	6,3995	1,067	0,3173

Tabella 5.57 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_3=1*10^{-6}$

(BR -Pyke & Sills - H1 - k3)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	1,500	0,0000
1	0	0,9804	8,6977	1,470	0,0037
2	1	0,9582	8,5007	1,439	0,0082
3	1	0,9361	8,3047	1,408	0,0131
4	1	0,9148	8,1163	1,378	0,0183
5	2	0,8948	7,9389	1,349	0,0238
6	2	0,8762	7,7738	1,321	0,0295
7	3	0,8591	7,6216	1,295	0,0353
8	3	0,8434	7,4824	1,271	0,0413
9	3	0,8291	7,3558	1,248	0,0475
10	4	0,8162	7,2414	1,228	0,0537
11	4	0,8046	7,1384	1,209	0,0601
12	4	0,7942	7,0460	1,192	0,0667
13	5	0,7849	6,9636	1,177	0,0733
14	5	0,7766	6,8902	1,163	0,0800
15	5	0,7693	6,8251	1,150	0,0869
16	6	0,7628	6,7675	1,139	0,0938
17	6	0,7571	6,7168	1,130	0,1008
18	6	0,7520	6,6722	1,121	0,1079
19	7	0,7476	6,6331	1,113	0,1151
20	7	0,7438	6,5989	1,106	0,1223
21	8	0,7404	6,5691	1,101	0,1297
22	8	0,7375	6,5432	1,095	0,1371
23	8	0,7350	6,5208	1,091	0,1446
24	9	0,7328	6,5015	1,087	0,1521
25	9	0,7309	6,4848	1,084	0,1597
26	9	0,7293	6,4705	1,081	0,1674
27	10	0,7279	6,4583	1,079	0,1752
28	10	0,7268	6,4480	1,076	0,1830
29	10	0,7258	6,4392	1,075	0,1908
30	11	0,7250	6,4319	1,073	0,1988
31	11	0,7243	6,4257	1,072	0,2068
32	11	0,7237	6,4207	1,071	0,2148
33	12	0,7232	6,4165	1,070	0,2229
34	12	0,7229	6,4132	1,069	0,2310
35	13	0,7226	6,4106	1,069	0,2393
36	13	0,7223	6,4085	1,068	0,2475
37	13	0,7222	6,4070	1,068	0,2558
38	14	0,7220	6,4059	1,068	0,2642
39	14	0,7220	6,4053	1,068	0,2726
40	14	0,7219	6,4049	1,068	0,2810

Tabella 5.58 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_4=1*10^{-7}$

(BR -Pyke & Sills - H1 - k4)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	1,500	0,0000
1	4	0,9804	8,6977	1,470	0,0037
2	7	0,9582	8,5007	1,439	0,0082
3	11	0,9361	8,3047	1,408	0,0131
4	14	0,9148	8,1163	1,378	0,0183
5	18	0,8948	7,9389	1,349	0,0238
6	22	0,8762	7,7738	1,321	0,0295
7	25	0,8591	7,6216	1,295	0,0353
8	29	0,8434	7,4824	1,271	0,0413
9	32	0,8291	7,3558	1,248	0,0475
10	36	0,8162	7,2414	1,228	0,0537
11	39	0,8046	7,1384	1,209	0,0601
12	43	0,7942	7,0460	1,192	0,0667
13	47	0,7849	6,9636	1,177	0,0733
14	50	0,7766	6,8902	1,163	0,0800
15	54	0,7693	6,8251	1,150	0,0869
16	57	0,7628	6,7675	1,139	0,0938
17	61	0,7571	6,7168	1,130	0,1008
18	65	0,7520	6,6722	1,121	0,1079
19	68	0,7476	6,6331	1,113	0,1151
20	72	0,7438	6,5989	1,106	0,1223
21	75	0,7404	6,5691	1,101	0,1297
22	79	0,7375	6,5432	1,095	0,1371
23	83	0,7350	6,5208	1,091	0,1446
24	86	0,7328	6,5015	1,087	0,1521
25	90	0,7309	6,4848	1,084	0,1597
26	93	0,7293	6,4705	1,081	0,1674
27	97	0,7279	6,4583	1,079	0,1752
28	100	0,7268	6,4480	1,076	0,1830
29	104	0,7258	6,4392	1,075	0,1908
30	108	0,7250	6,4319	1,073	0,1988
31	111	0,7243	6,4257	1,072	0,2068
32	115	0,7237	6,4207	1,071	0,2148
33	118	0,7232	6,4165	1,070	0,2229
34	122	0,7229	6,4132	1,069	0,2310
35	126	0,7226	6,4106	1,069	0,2393
36	129	0,7223	6,4085	1,068	0,2475
37	133	0,7222	6,4070	1,068	0,2558
38	136	0,7220	6,4059	1,068	0,2642
39	140	0,7220	6,4053	1,068	0,2726
40	144	0,7219	6,4049	1,068	0,2810

Tabella 5.59 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_1=1*10^{-4}$

(BR -Pyke & Sills - H2 - k1)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	min				
0	0	1,0000	8,8720	2,000	0,0000
1	0	0,9814	8,7065	1,961	0,0035
2	0	0,9601	8,5182	1,922	0,0078
3	0	0,9389	8,3296	1,883	0,0125
4	1	0,9184	8,1476	1,844	0,0175
5	1	0,8989	7,9753	1,806	0,0227
6	1	0,8808	7,8142	1,770	0,0281
7	1	0,8640	7,6651	1,736	0,0337
8	1	0,8485	7,5281	1,705	0,0395
9	1	0,8344	7,4031	1,675	0,0454
10	1	0,8216	7,2895	1,648	0,0514
11	2	0,8101	7,1869	1,624	0,0575
12	2	0,7997	7,0946	1,601	0,0638
13	2	0,7903	7,0119	1,581	0,0702
14	2	0,7820	6,9381	1,562	0,0767
15	2	0,7746	6,8723	1,546	0,0832
16	2	0,7680	6,8141	1,531	0,0899
17	2	0,7622	6,7626	1,518	0,0967
18	3	0,7571	6,7173	1,506	0,1035
19	3	0,7526	6,6774	1,496	0,1104
20	3	0,7487	6,6426	1,487	0,1174
21	3	0,7453	6,6123	1,479	0,1245
22	3	0,7423	6,5859	1,472	0,1317
23	3	0,7398	6,5631	1,466	0,1389
24	3	0,7375	6,5435	1,461	0,1462
25	3	0,7356	6,5267	1,456	0,1535
26	4	0,7340	6,5123	1,452	0,1609
27	4	0,7327	6,5002	1,449	0,1684
28	4	0,7315	6,4900	1,446	0,1760
29	4	0,7306	6,4815	1,444	0,1836
30	4	0,7298	6,4746	1,442	0,1912
31	4	0,7291	6,4689	1,441	0,1990
32	4	0,7286	6,4644	1,439	0,2067
33	5	0,7282	6,4609	1,439	0,2146
34	5	0,7279	6,4582	1,438	0,2225
35	5	0,7277	6,4564	1,437	0,2304
36	5	0,7276	6,4552	1,437	0,2384
37	5	0,7275	6,4546	1,437	0,2464
38	5	0,7275	6,4545	1,437	0,2545
39	5	0,7276	6,4548	1,437	0,2627
40	6	0,7276	6,4556	1,437	0,2709

Tabella 5.60 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_2=1*10^{-5}$

(BR -Pyke & Sills - H2 - k2)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	2,000	0,0000
1	1	0,9814	8,7065	1,961	0,0035
2	3	0,9601	8,5182	1,922	0,0078
3	4	0,9389	8,3296	1,883	0,0125
4	6	0,9184	8,1476	1,844	0,0175
5	7	0,8989	7,9753	1,806	0,0227
6	8	0,8808	7,8142	1,770	0,0281
7	10	0,8640	7,6651	1,736	0,0337
8	11	0,8485	7,5281	1,705	0,0395
9	13	0,8344	7,4031	1,675	0,0454
10	14	0,8216	7,2895	1,648	0,0514
11	15	0,8101	7,1869	1,624	0,0575
12	17	0,7997	7,0946	1,601	0,0638
13	18	0,7903	7,0119	1,581	0,0702
14	19	0,7820	6,9381	1,562	0,0767
15	21	0,7746	6,8723	1,546	0,0832
16	22	0,7680	6,8141	1,531	0,0899
17	24	0,7622	6,7626	1,518	0,0967
18	25	0,7571	6,7173	1,506	0,1035
19	26	0,7526	6,6774	1,496	0,1104
20	28	0,7487	6,6426	1,487	0,1174
21	29	0,7453	6,6123	1,479	0,1245
22	31	0,7423	6,5859	1,472	0,1317
23	32	0,7398	6,5631	1,466	0,1389
24	33	0,7375	6,5435	1,461	0,1462
25	35	0,7356	6,5267	1,456	0,1535
26	36	0,7340	6,5123	1,452	0,1609
27	38	0,7327	6,5002	1,449	0,1684
28	39	0,7315	6,4900	1,446	0,1760
29	40	0,7306	6,4815	1,444	0,1836
30	42	0,7298	6,4746	1,442	0,1912
31	43	0,7291	6,4689	1,441	0,1990
32	44	0,7286	6,4644	1,439	0,2067
33	46	0,7282	6,4609	1,439	0,2146
34	47	0,7279	6,4582	1,438	0,2225
35	49	0,7277	6,4564	1,437	0,2304
36	50	0,7276	6,4552	1,437	0,2384
37	51	0,7275	6,4546	1,437	0,2464
38	53	0,7275	6,4545	1,437	0,2545
39	54	0,7276	6,4548	1,437	0,2627
40	56	0,7276	6,4556	1,437	0,2709

Tabella 5.61 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_3=1*10^{-6}$

(BR -Pyke & Sills - H2 - k3)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	2,000	0,0000
1	1	0,9814	8,7065	1,961	0,0035
2	1	0,9601	8,5182	1,922	0,0078
3	2	0,9389	8,3296	1,883	0,0125
4	2	0,9184	8,1476	1,844	0,0175
5	3	0,8989	7,9753	1,806	0,0227
6	3	0,8808	7,8142	1,770	0,0281
7	4	0,8640	7,6651	1,736	0,0337
8	5	0,8485	7,5281	1,705	0,0395
9	5	0,8344	7,4031	1,675	0,0454
10	6	0,8216	7,2895	1,648	0,0514
11	6	0,8101	7,1869	1,624	0,0575
12	7	0,7997	7,0946	1,601	0,0638
13	8	0,7903	7,0119	1,581	0,0702
14	8	0,7820	6,9381	1,562	0,0767
15	9	0,7746	6,8723	1,546	0,0832
16	9	0,7680	6,8141	1,531	0,0899
17	10	0,7622	6,7626	1,518	0,0967
18	10	0,7571	6,7173	1,506	0,1035
19	11	0,7526	6,6774	1,496	0,1104
20	12	0,7487	6,6426	1,487	0,1174
21	12	0,7453	6,6123	1,479	0,1245
22	13	0,7423	6,5859	1,472	0,1317
23	13	0,7398	6,5631	1,466	0,1389
24	14	0,7375	6,5435	1,461	0,1462
25	14	0,7356	6,5267	1,456	0,1535
26	15	0,7340	6,5123	1,452	0,1609
27	16	0,7327	6,5002	1,449	0,1684
28	16	0,7315	6,4900	1,446	0,1760
29	17	0,7306	6,4815	1,444	0,1836
30	17	0,7298	6,4746	1,442	0,1912
31	18	0,7291	6,4689	1,441	0,1990
32	19	0,7286	6,4644	1,439	0,2067
33	19	0,7282	6,4609	1,439	0,2146
34	20	0,7279	6,4582	1,438	0,2225
35	20	0,7277	6,4564	1,437	0,2304
36	21	0,7276	6,4552	1,437	0,2384
37	21	0,7275	6,4546	1,437	0,2464
38	22	0,7275	6,4545	1,437	0,2545
39	23	0,7276	6,4548	1,437	0,2627
40	23	0,7276	6,4556	1,437	0,2709

Tabella 5.62 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_4=1*10^{-7}$

(BR -Pyke & Sills - H2 - k4)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	2,000	0,0000
1	6	0,9817	8,7097	1,962	0,0034
2	11	0,9609	8,5247	1,924	0,0076
3	17	0,9400	8,3393	1,885	0,0122
4	23	0,9197	8,1599	1,846	0,0171
5	28	0,9005	7,9896	1,809	0,0222
6	34	0,8826	7,8302	1,774	0,0275
7	40	0,8659	7,6823	1,740	0,0330
8	45	0,8506	7,5462	1,709	0,0387
9	51	0,8365	7,4216	1,680	0,0445
10	57	0,8237	7,3082	1,653	0,0504
11	62	0,8122	7,2055	1,628	0,0564
12	68	0,8017	7,1129	1,606	0,0625
13	74	0,7923	7,0297	1,585	0,0688
14	79	0,7839	6,9552	1,566	0,0751
15	85	0,7765	6,8887	1,550	0,0816
16	91	0,7698	6,8296	1,535	0,0881
17	96	0,7639	6,7773	1,521	0,0947
18	102	0,7587	6,7310	1,510	0,1014
19	108	0,7541	6,6903	1,499	0,1082
20	113	0,7501	6,6546	1,490	0,1151
21	119	0,7465	6,6233	1,482	0,1220
22	125	0,7435	6,5961	1,474	0,1290
23	130	0,7408	6,5724	1,468	0,1361
24	136	0,7385	6,5520	1,463	0,1432
25	142	0,7365	6,5344	1,458	0,1504
26	147	0,7348	6,5194	1,454	0,1577
27	153	0,7334	6,5066	1,451	0,1650
28	159	0,7322	6,4958	1,448	0,1724
29	164	0,7311	6,4867	1,445	0,1799
30	170	0,7303	6,4792	1,443	0,1874
31	176	0,7296	6,4731	1,442	0,1950
32	181	0,7290	6,4681	1,440	0,2026
33	187	0,7286	6,4642	1,439	0,2103
34	193	0,7283	6,4612	1,439	0,2180
35	198	0,7280	6,4590	1,438	0,2258
36	204	0,7279	6,4575	1,438	0,2336
37	210	0,7278	6,4567	1,437	0,2415
38	216	0,7277	6,4563	1,437	0,2494
39	221	0,7277	6,4565	1,437	0,2574
40	227	0,7278	6,4570	1,437	0,2654

Tabella 5.63 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_1=1*10^{-4}$

(BR -Pyke & Sills - H3 - k1)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	min				
0	0	1,0000	8,8720	2,500	0,0000
1	0	0,9851	8,7396	2,461	0,0028
2	0	0,9678	8,5861	2,421	0,0062
3	1	0,9502	8,4298	2,380	0,0099
4	1	0,9328	8,2760	2,340	0,0139
5	1	0,9161	8,1275	2,300	0,0181
6	1	0,9001	7,9859	2,261	0,0225
7	1	0,8850	7,8521	2,224	0,0270
8	1	0,8709	7,7266	2,188	0,0316
9	2	0,8577	7,6095	2,155	0,0363
10	2	0,8455	7,5009	2,123	0,0412
11	2	0,8341	7,4005	2,094	0,0461
12	2	0,8237	7,3082	2,066	0,0511
13	2	0,8142	7,2235	2,041	0,0563
14	2	0,8055	7,1462	2,017	0,0615
15	3	0,7975	7,0758	1,996	0,0668
16	3	0,7903	7,0118	1,976	0,0721
17	3	0,7838	6,9540	1,958	0,0776
18	3	0,7779	6,9018	1,941	0,0831
19	3	0,7726	6,8548	1,926	0,0887
20	3	0,7679	6,8127	1,913	0,0943
21	4	0,7636	6,7751	1,901	0,1000
22	4	0,7599	6,7416	1,890	0,1058
23	4	0,7565	6,7118	1,881	0,1116
24	4	0,7535	6,6855	1,872	0,1175
25	4	0,7509	6,6623	1,865	0,1234
26	4	0,7486	6,6420	1,858	0,1294
27	5	0,7467	6,6243	1,852	0,1355
28	5	0,7449	6,6089	1,847	0,1416
29	5	0,7434	6,5957	1,843	0,1477
30	5	0,7422	6,5845	1,839	0,1539
31	5	0,7411	6,5749	1,836	0,1601
32	5	0,7402	6,5670	1,833	0,1664
33	6	0,7395	6,5604	1,831	0,1728
34	6	0,7389	6,5552	1,829	0,1791
35	6	0,7384	6,5511	1,828	0,1856
36	6	0,7381	6,5480	1,827	0,1920
37	6	0,7378	6,5458	1,826	0,1985
38	6	0,7377	6,5445	1,826	0,2051
39	7	0,7376	6,5439	1,826	0,2117
40	7	0,7376	6,5440	1,826	0,2183

Tabella 5.64 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_2=1*10^{-5}$

(BR -Pyke & Sills - H3 - k2)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	2,500	0,0000
1	2	0,9851	8,7396	2,461	0,0028
2	3	0,9678	8,5861	2,421	0,0062
3	5	0,9502	8,4298	2,380	0,0099
4	7	0,9328	8,2760	2,340	0,0139
5	8	0,9161	8,1275	2,300	0,0181
6	10	0,9001	7,9859	2,261	0,0225
7	12	0,8850	7,8521	2,224	0,0270
8	13	0,8709	7,7266	2,188	0,0316
9	15	0,8577	7,6095	2,155	0,0363
10	17	0,8455	7,5009	2,123	0,0412
11	18	0,8341	7,4005	2,094	0,0461
12	20	0,8237	7,3082	2,066	0,0511
13	22	0,8142	7,2235	2,041	0,0563
14	23	0,8055	7,1462	2,017	0,0615
15	25	0,7975	7,0758	1,996	0,0668
16	27	0,7903	7,0118	1,976	0,0721
17	28	0,7838	6,9540	1,958	0,0776
18	30	0,7779	6,9018	1,941	0,0831
19	32	0,7726	6,8548	1,926	0,0887
20	33	0,7679	6,8127	1,913	0,0943
21	35	0,7636	6,7751	1,901	0,1000
22	37	0,7599	6,7416	1,890	0,1058
23	38	0,7565	6,7118	1,881	0,1116
24	40	0,7535	6,6855	1,872	0,1175
25	42	0,7509	6,6623	1,865	0,1234
26	43	0,7486	6,6420	1,858	0,1294
27	45	0,7467	6,6243	1,852	0,1355
28	47	0,7449	6,6089	1,847	0,1416
29	48	0,7434	6,5957	1,843	0,1477
30	50	0,7422	6,5845	1,839	0,1539
31	52	0,7411	6,5749	1,836	0,1601
32	53	0,7402	6,5670	1,833	0,1664
33	55	0,7395	6,5604	1,831	0,1728
34	57	0,7389	6,5552	1,829	0,1791
35	58	0,7384	6,5511	1,828	0,1856
36	60	0,7381	6,5480	1,827	0,1920
37	62	0,7378	6,5458	1,826	0,1985
38	63	0,7377	6,5445	1,826	0,2051
39	65	0,7376	6,5439	1,826	0,2117
40	67	0,7376	6,5440	1,826	0,2183

Tabella 5.65 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_3=1*10^{-6}$

(BR -Pyke & Sills - H3 - k3)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	2,500	0,0000
1	1	0,9851	8,7396	2,461	0,0028
2	1	0,9678	8,5861	2,421	0,0062
3	2	0,9502	8,4298	2,380	0,0099
4	3	0,9328	8,2760	2,340	0,0139
5	3	0,9161	8,1275	2,300	0,0181
6	4	0,9001	7,9859	2,261	0,0225
7	5	0,8850	7,8521	2,224	0,0270
8	6	0,8709	7,7266	2,188	0,0316
9	6	0,8577	7,6095	2,155	0,0363
10	7	0,8455	7,5009	2,123	0,0412
11	8	0,8341	7,4005	2,094	0,0461
12	8	0,8237	7,3082	2,066	0,0511
13	9	0,8142	7,2235	2,041	0,0563
14	10	0,8055	7,1462	2,017	0,0615
15	10	0,7975	7,0758	1,996	0,0668
16	11	0,7903	7,0118	1,976	0,0721
17	12	0,7838	6,9540	1,958	0,0776
18	13	0,7779	6,9018	1,941	0,0831
19	13	0,7726	6,8548	1,926	0,0887
20	14	0,7679	6,8127	1,913	0,0943
21	15	0,7636	6,7751	1,901	0,1000
22	15	0,7599	6,7416	1,890	0,1058
23	16	0,7565	6,7118	1,881	0,1116
24	17	0,7535	6,6855	1,872	0,1175
25	17	0,7509	6,6623	1,865	0,1234
26	18	0,7486	6,6420	1,858	0,1294
27	19	0,7467	6,6243	1,852	0,1355
28	19	0,7449	6,6089	1,847	0,1416
29	20	0,7434	6,5957	1,843	0,1477
30	21	0,7422	6,5845	1,839	0,1539
31	22	0,7411	6,5749	1,836	0,1601
32	22	0,7402	6,5670	1,833	0,1664
33	23	0,7395	6,5604	1,831	0,1728
34	24	0,7389	6,5552	1,829	0,1791
35	24	0,7384	6,5511	1,828	0,1856
36	25	0,7381	6,5480	1,827	0,1920
37	26	0,7378	6,5458	1,826	0,1985
38	26	0,7377	6,5445	1,826	0,2051
39	27	0,7376	6,5439	1,826	0,2117
40	28	0,7376	6,5440	1,826	0,2183

Tabella 5.66 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_4=1*10^{-7}$

(BR -Pyke & Sills - H3 - k4)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	2,500	0,0000
1	7	0,9851	8,7396	2,461	0,0028
2	14	0,9678	8,5861	2,421	0,0062
3	21	0,9502	8,4298	2,380	0,0099
4	28	0,9328	8,2760	2,340	0,0139
5	35	0,9161	8,1275	2,300	0,0181
6	42	0,9001	7,9859	2,261	0,0225
7	49	0,8850	7,8521	2,224	0,0270
8	56	0,8709	7,7266	2,188	0,0316
9	63	0,8577	7,6095	2,155	0,0363
10	69	0,8455	7,5009	2,123	0,0412
11	76	0,8341	7,4005	2,094	0,0461
12	83	0,8237	7,3082	2,066	0,0511
13	90	0,8142	7,2235	2,041	0,0563
14	97	0,8055	7,1462	2,017	0,0615
15	104	0,7975	7,0758	1,996	0,0668
16	111	0,7903	7,0118	1,976	0,0721
17	118	0,7838	6,9540	1,958	0,0776
18	125	0,7779	6,9018	1,941	0,0831
19	132	0,7726	6,8548	1,926	0,0887
20	139	0,7679	6,8127	1,913	0,0943
21	146	0,7636	6,7751	1,901	0,1000
22	153	0,7599	6,7416	1,890	0,1058
23	160	0,7565	6,7118	1,881	0,1116
24	167	0,7535	6,6855	1,872	0,1175
25	174	0,7509	6,6623	1,865	0,1234
26	181	0,7486	6,6420	1,858	0,1294
27	188	0,7467	6,6243	1,852	0,1355
28	194	0,7449	6,6089	1,847	0,1416
29	201	0,7434	6,5957	1,843	0,1477
30	208	0,7422	6,5845	1,839	0,1539
31	215	0,7411	6,5749	1,836	0,1601
32	222	0,7402	6,5670	1,833	0,1664
33	229	0,7395	6,5604	1,831	0,1728
34	236	0,7389	6,5552	1,829	0,1791
35	243	0,7384	6,5511	1,828	0,1856
36	250	0,7381	6,5480	1,827	0,1920
37	257	0,7378	6,5458	1,826	0,1985
38	264	0,7377	6,5445	1,826	0,2051
39	271	0,7376	6,5439	1,826	0,2117
40	278	0,7376	6,5440	1,826	0,2183

Tabella 5.67 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_1=1*10^{-4}$

(BR -Pyke & Sills - H4 - k1)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	min				
0	0	1,0000	8,8720	3,000	0,0000
1	0	0,9866	8,7534	2,957	0,0025
2	0	0,9710	8,6149	2,915	0,0055
3	1	0,9550	8,4728	2,870	0,0089
4	1	0,9391	8,3319	2,826	0,0125
5	1	0,9237	8,1950	2,782	0,0163
6	1	0,9089	8,0634	2,739	0,0202
7	1	0,8947	7,9382	2,697	0,0242
8	2	0,8814	7,8198	2,658	0,0284
9	2	0,8689	7,7086	2,620	0,0326
10	2	0,8571	7,6046	2,584	0,0370
11	2	0,8462	7,5078	2,550	0,0415
12	3	0,8361	7,4181	2,519	0,0460
13	3	0,8268	7,3352	2,489	0,0506
14	3	0,8182	7,2589	2,462	0,0553
15	3	0,8103	7,1890	2,436	0,0601
16	3	0,8031	7,1250	2,413	0,0650
17	4	0,7965	7,0667	2,391	0,0699
18	4	0,7906	7,0138	2,372	0,0749
19	4	0,7851	6,9658	2,354	0,0799
20	4	0,7803	6,9226	2,337	0,0850
21	4	0,7759	6,8837	2,323	0,0901
22	5	0,7720	6,8489	2,309	0,0954
23	5	0,7685	6,8178	2,298	0,1006
24	5	0,7654	6,7902	2,287	0,1060
25	5	0,7626	6,7658	2,278	0,1113
26	5	0,7602	6,7444	2,269	0,1167
27	6	0,7581	6,7257	2,262	0,1222
28	6	0,7563	6,7095	2,256	0,1277
29	6	0,7547	6,6956	2,250	0,1333
30	6	0,7534	6,6837	2,246	0,1389
31	6	0,7522	6,6738	2,242	0,1446
32	7	0,7513	6,6656	2,239	0,1502
33	7	0,7506	6,6590	2,236	0,1560
34	7	0,7500	6,6538	2,234	0,1618
35	7	0,7495	6,6500	2,233	0,1676
36	8	0,7492	6,6473	2,231	0,1734
37	8	0,7491	6,6457	2,231	0,1793
38	8	0,7490	6,6452	2,231	0,1853
39	8	0,7490	6,6454	2,231	0,1913
40	8	0,7492	6,6465	2,231	0,1973

Tabella 5.68 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_2=1*10^{-5}$

(BR -Pyke & Sills - H4 - k2)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	h				
0	0	1,0000	8,8720	3,000	0,0000
1	2	0,9866	8,7534	2,957	0,0025
2	4	0,9710	8,6149	2,915	0,0055
3	6	0,9550	8,4728	2,870	0,0089
4	8	0,9391	8,3319	2,826	0,0125
5	10	0,9237	8,1950	2,782	0,0163
6	13	0,9089	8,0634	2,739	0,0202
7	15	0,8947	7,9382	2,697	0,0242
8	17	0,8814	7,8198	2,658	0,0284
9	19	0,8689	7,7086	2,620	0,0326
10	21	0,8571	7,6046	2,584	0,0370
11	23	0,8462	7,5078	2,550	0,0415
12	25	0,8361	7,4181	2,519	0,0460
13	27	0,8268	7,3352	2,489	0,0506
14	29	0,8182	7,2589	2,462	0,0553
15	31	0,8103	7,1890	2,436	0,0601
16	33	0,8031	7,1250	2,413	0,0650
17	35	0,7965	7,0667	2,391	0,0699
18	38	0,7906	7,0138	2,372	0,0749
19	40	0,7851	6,9658	2,354	0,0799
20	42	0,7803	6,9226	2,337	0,0850
21	44	0,7759	6,8837	2,323	0,0901
22	46	0,7720	6,8489	2,309	0,0954
23	48	0,7685	6,8178	2,298	0,1006
24	50	0,7654	6,7902	2,287	0,1060
25	52	0,7626	6,7658	2,278	0,1113
26	54	0,7602	6,7444	2,269	0,1167
27	56	0,7581	6,7257	2,262	0,1222
28	58	0,7563	6,7095	2,256	0,1277
29	60	0,7547	6,6956	2,250	0,1333
30	63	0,7534	6,6837	2,246	0,1389
31	65	0,7522	6,6738	2,242	0,1446
32	67	0,7513	6,6656	2,239	0,1502
33	69	0,7506	6,6590	2,236	0,1560
34	71	0,7500	6,6538	2,234	0,1618
35	73	0,7495	6,6500	2,233	0,1676
36	75	0,7492	6,6473	2,231	0,1734
37	77	0,7491	6,6457	2,231	0,1793
38	79	0,7490	6,6452	2,231	0,1853
39	81	0,7490	6,6454	2,231	0,1913
40	83	0,7492	6,6465	2,231	0,1973

Tabella 5.69 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_3=1*10^{-6}$

(BR -Pyke & Sills - H4 - k3)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	3,000	0,0000
1	1	0,9866	8,7534	2,957	0,0025
2	2	0,9710	8,6149	2,915	0,0055
3	3	0,9550	8,4728	2,870	0,0089
4	3	0,9391	8,3319	2,826	0,0125
5	4	0,9237	8,1950	2,782	0,0163
6	5	0,9089	8,0634	2,739	0,0202
7	6	0,8947	7,9382	2,697	0,0242
8	7	0,8814	7,8198	2,658	0,0284
9	8	0,8689	7,7086	2,620	0,0326
10	9	0,8571	7,6046	2,584	0,0370
11	10	0,8462	7,5078	2,550	0,0415
12	10	0,8361	7,4181	2,519	0,0460
13	11	0,8268	7,3352	2,489	0,0506
14	12	0,8182	7,2589	2,462	0,0553
15	13	0,8103	7,1890	2,436	0,0601
16	14	0,8031	7,1250	2,413	0,0650
17	15	0,7965	7,0667	2,391	0,0699
18	16	0,7906	7,0138	2,372	0,0749
19	16	0,7851	6,9658	2,354	0,0799
20	17	0,7803	6,9226	2,337	0,0850
21	18	0,7759	6,8837	2,323	0,0901
22	19	0,7720	6,8489	2,309	0,0954
23	20	0,7685	6,8178	2,298	0,1006
24	21	0,7654	6,7902	2,287	0,1060
25	22	0,7626	6,7658	2,278	0,1113
26	23	0,7602	6,7444	2,269	0,1167
27	23	0,7581	6,7257	2,262	0,1222
28	24	0,7563	6,7095	2,256	0,1277
29	25	0,7547	6,6956	2,250	0,1333
30	26	0,7534	6,6837	2,246	0,1389
31	27	0,7522	6,6738	2,242	0,1446
32	28	0,7513	6,6656	2,239	0,1502
33	29	0,7506	6,6590	2,236	0,1560
34	30	0,7500	6,6538	2,234	0,1618
35	30	0,7495	6,6500	2,233	0,1676
36	31	0,7492	6,6473	2,231	0,1734
37	32	0,7491	6,6457	2,231	0,1793
38	33	0,7490	6,6452	2,231	0,1853
39	34	0,7490	6,6454	2,231	0,1913
40	35	0,7492	6,6465	2,231	0,1973

Tabella 5.70 – Dati di output simulazione numerica: legge $e - \sigma'$ di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_4=1*10^{-7}$

(BR -Pyke & Sills - H4 - k4)					
Step.	t	E	eg	zg	T
	d				
0	0	1,0000	8,8720	3,000	0,0000
1	9	0,9866	8,7534	2,957	0,0025
2	17	0,9710	8,6149	2,915	0,0055
3	26	0,9550	8,4728	2,870	0,0089
4	35	0,9391	8,3319	2,826	0,0125
5	43	0,9237	8,1950	2,782	0,0163
6	52	0,9089	8,0634	2,739	0,0202
7	61	0,8947	7,9382	2,697	0,0242
8	69	0,8814	7,8198	2,658	0,0284
9	78	0,8689	7,7086	2,620	0,0326
10	87	0,8571	7,6046	2,584	0,0370
11	95	0,8462	7,5078	2,550	0,0415
12	104	0,8361	7,4181	2,519	0,0460
13	113	0,8268	7,3352	2,489	0,0506
14	122	0,8182	7,2589	2,462	0,0553
15	130	0,8103	7,1890	2,436	0,0601
16	139	0,8031	7,1250	2,413	0,0650
17	148	0,7965	7,0667	2,391	0,0699
18	156	0,7906	7,0138	2,372	0,0749
19	165	0,7851	6,9658	2,354	0,0799
20	174	0,7803	6,9226	2,337	0,0850
21	182	0,7759	6,8837	2,323	0,0901
22	191	0,7720	6,8489	2,309	0,0954
23	200	0,7685	6,8178	2,298	0,1006
24	208	0,7654	6,7902	2,287	0,1060
25	217	0,7626	6,7658	2,278	0,1113
26	226	0,7602	6,7444	2,269	0,1167
27	234	0,7581	6,7257	2,262	0,1222
28	243	0,7563	6,7095	2,256	0,1277
29	252	0,7547	6,6956	2,250	0,1333
30	260	0,7534	6,6837	2,246	0,1389
31	269	0,7522	6,6738	2,242	0,1446
32	278	0,7513	6,6656	2,239	0,1502
33	286	0,7506	6,6590	2,236	0,1560
34	295	0,7500	6,6538	2,234	0,1618
35	304	0,7495	6,6500	2,233	0,1676
36	313	0,7492	6,6473	2,231	0,1734
37	321	0,7491	6,6457	2,231	0,1793
38	330	0,7490	6,6452	2,231	0,1853
39	339	0,7490	6,6454	2,231	0,1913
40	347	0,7492	6,6465	2,231	0,1973

Figura 5.1 – Legge di variazione $e - \sigma'$ equazione (5.8) (Poindexter 1988)

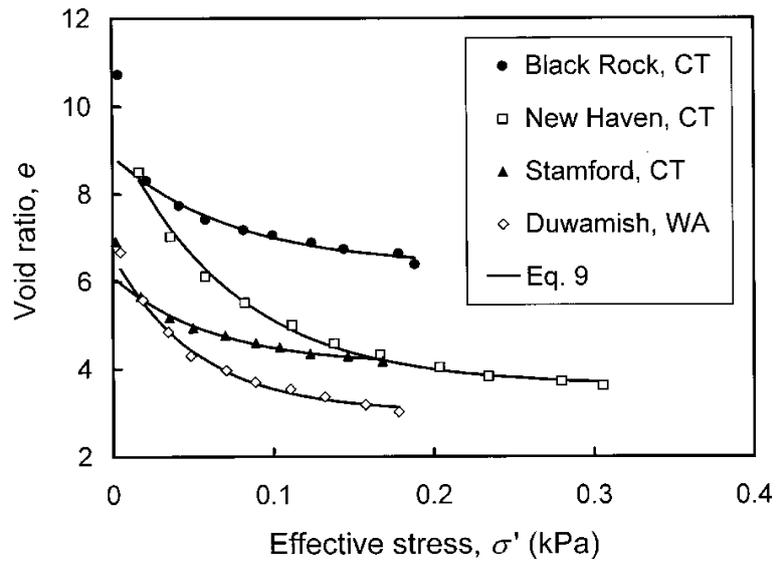


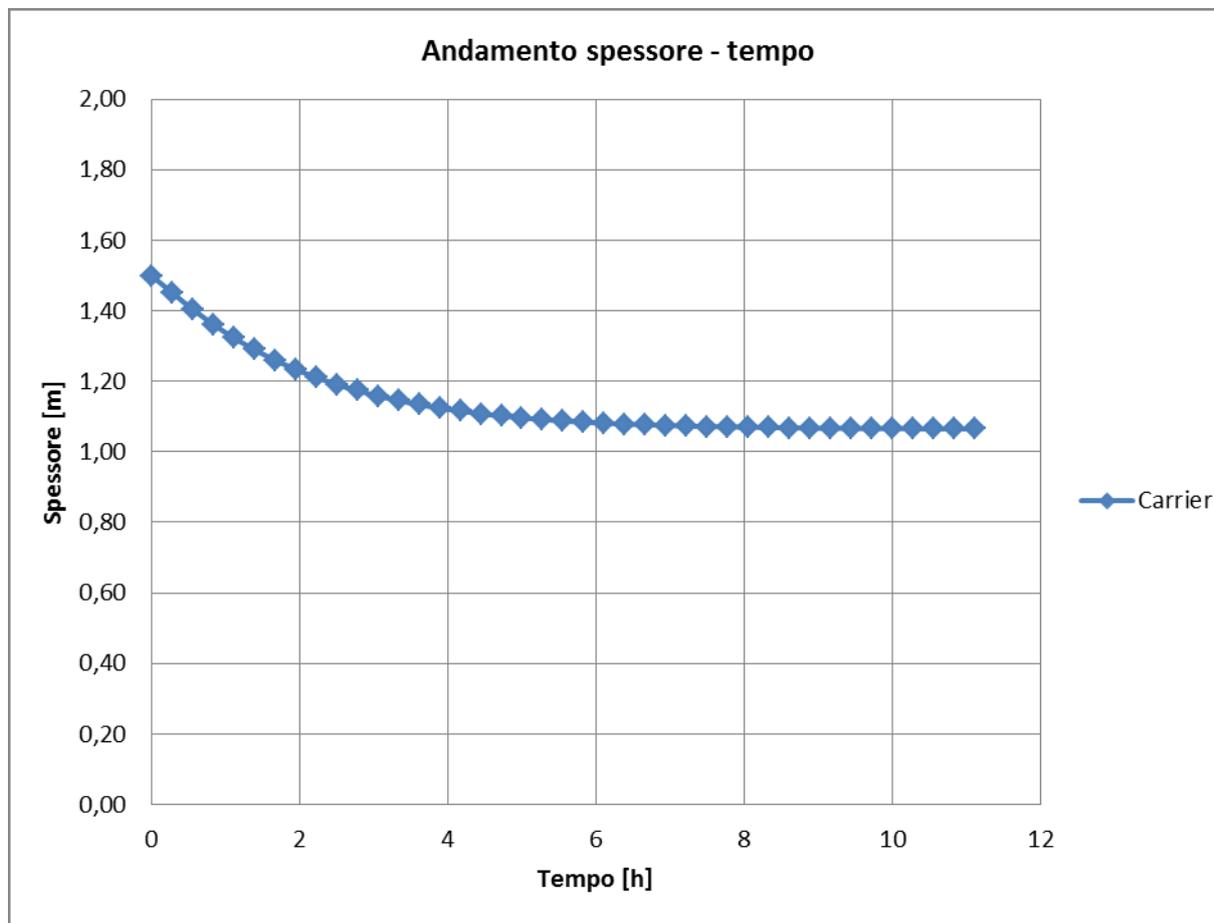
Figura 5.2 – grafico cedimento – tempo: legge e - σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_1= 1*10^{-4}$ 

Figura 5.3 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_2 = 1 \cdot 10^{-5}$

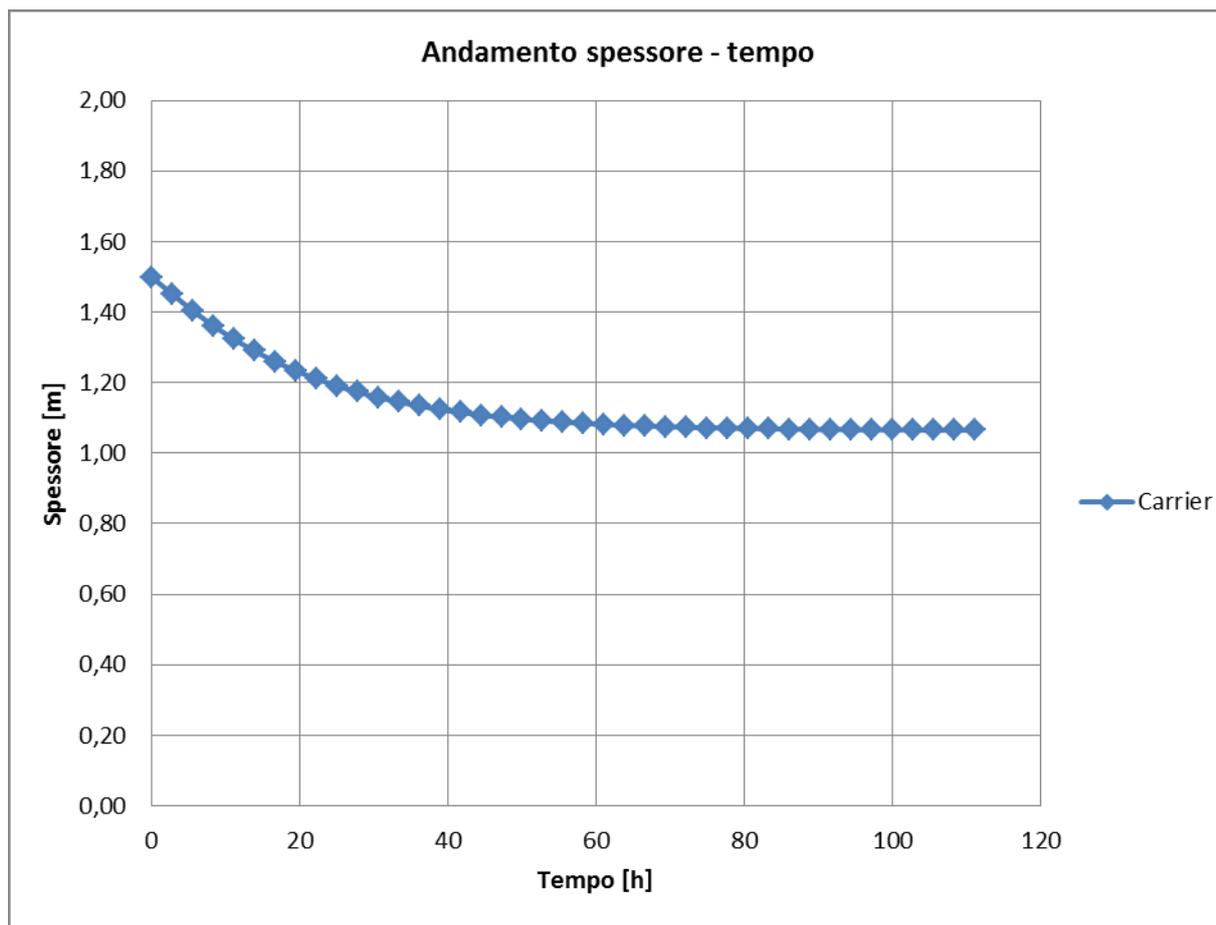


Figura 5.4 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_3 = 1 \cdot 10^{-6}$

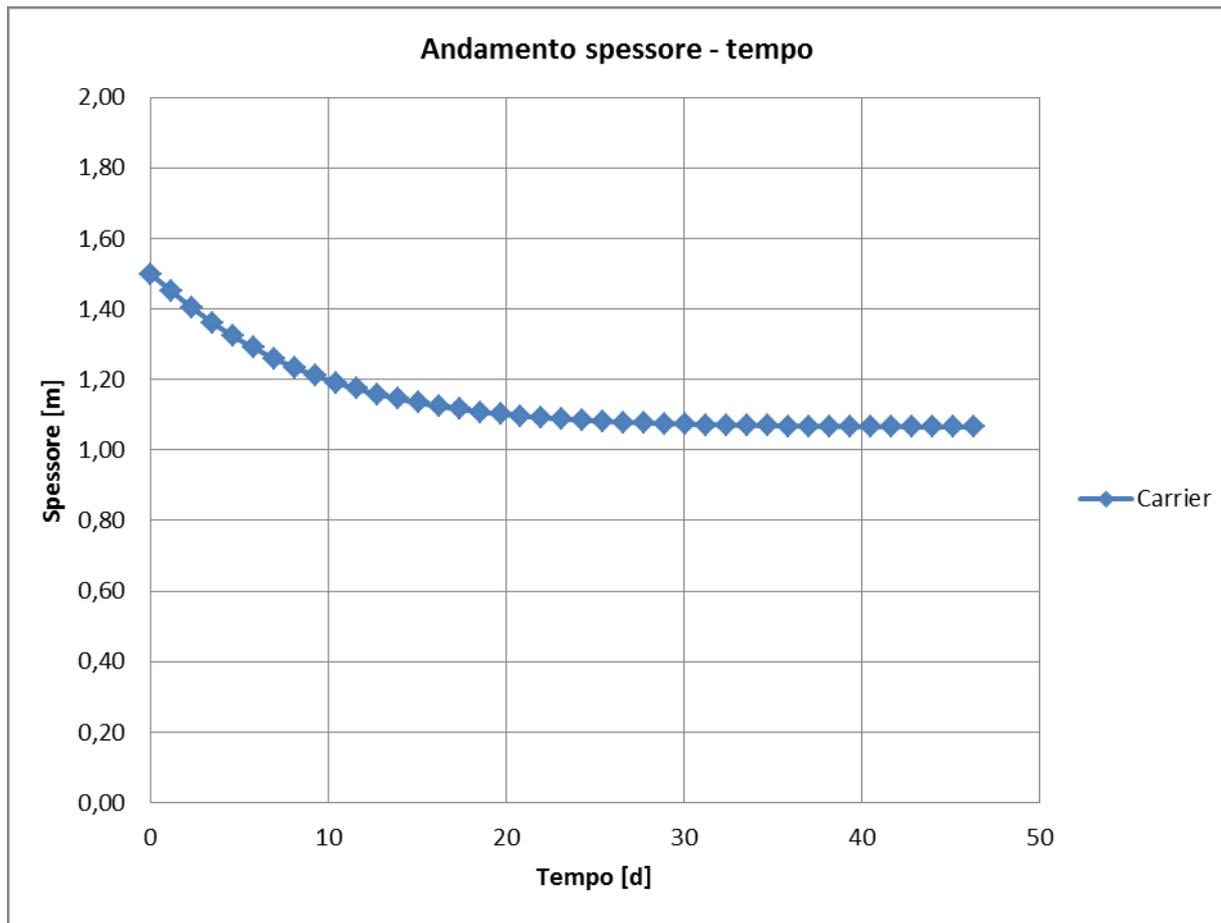


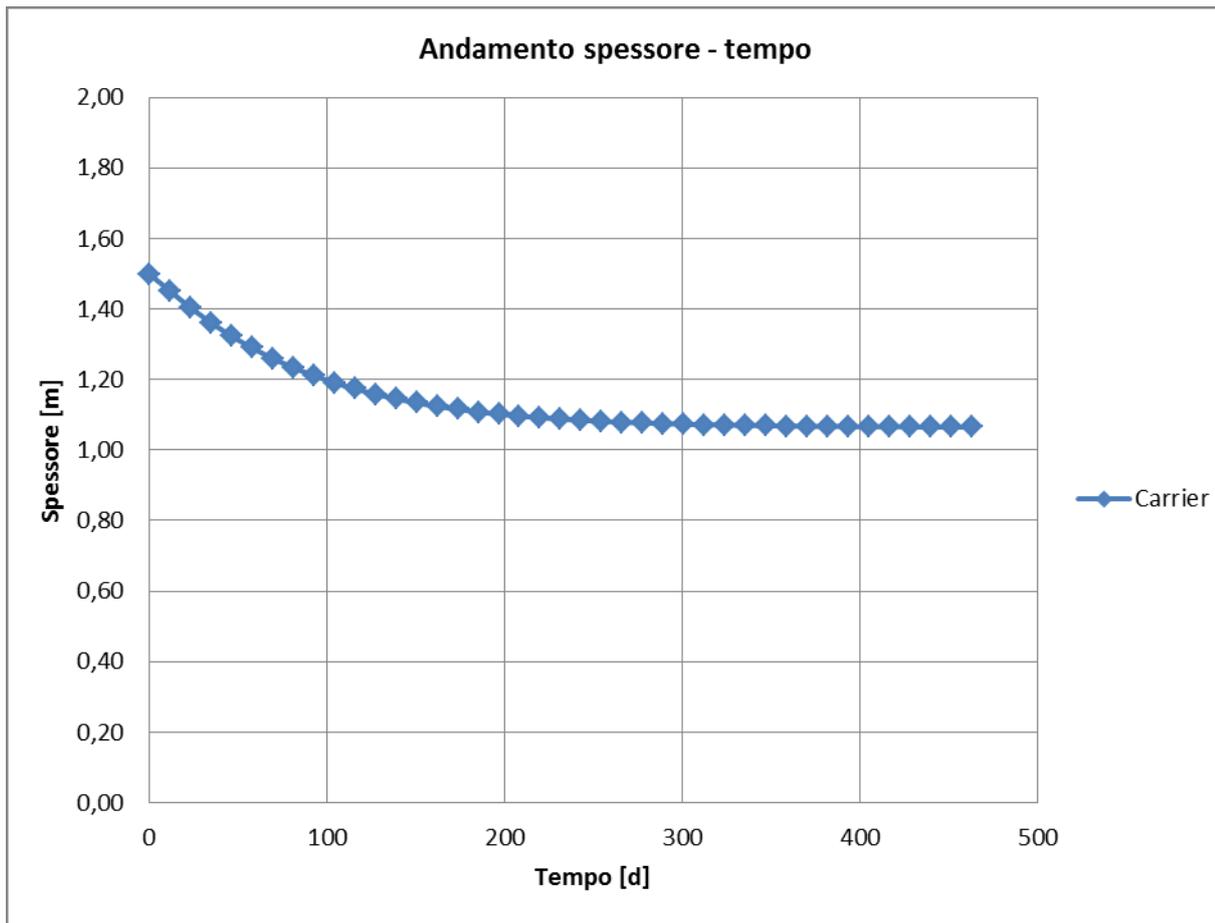
Figura 5.5 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_4 = 1 \cdot 10^{-7}$ 

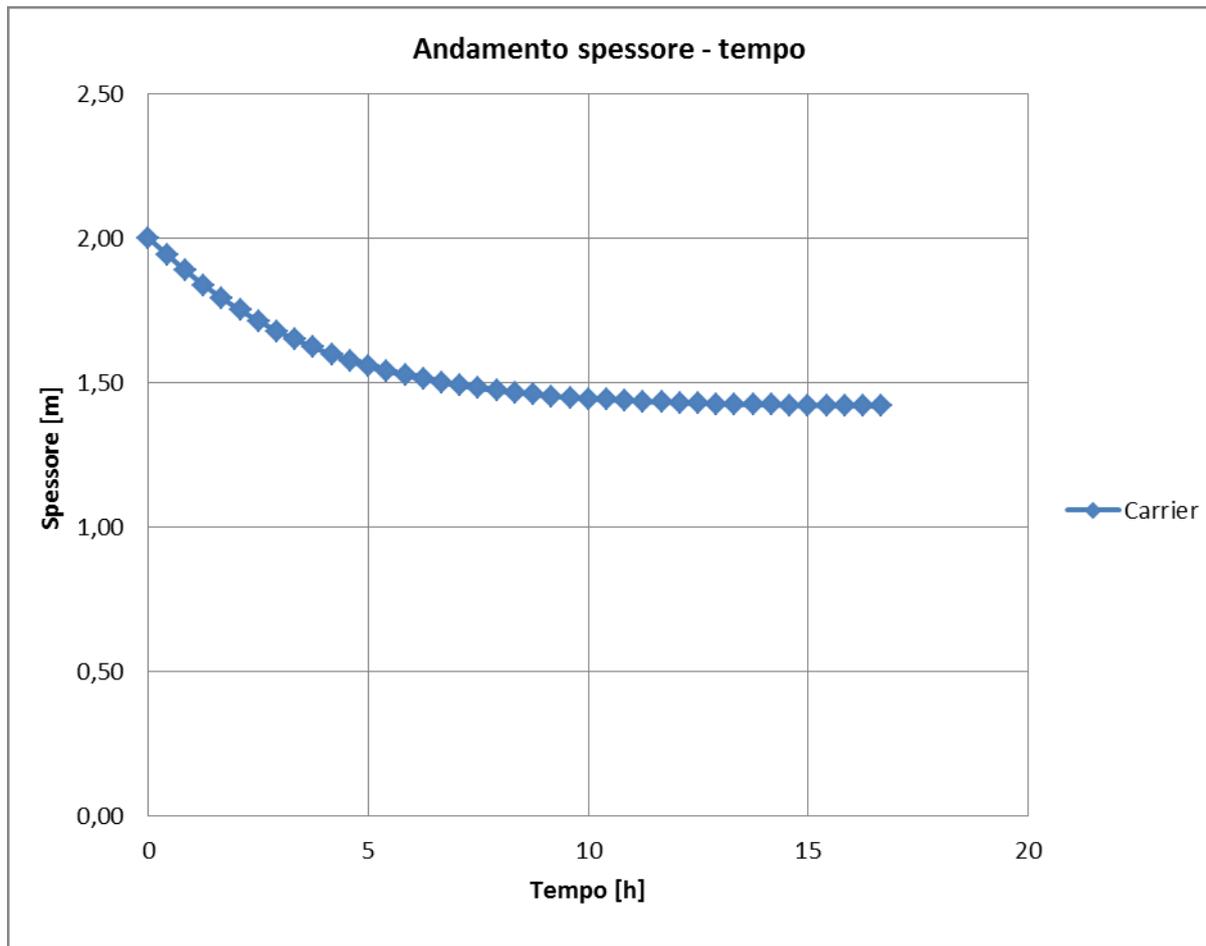
Figura 5.6 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_1 = 1 \cdot 10^{-4}$ 

Figura 5.7 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_2 = 1 \cdot 10^{-5}$

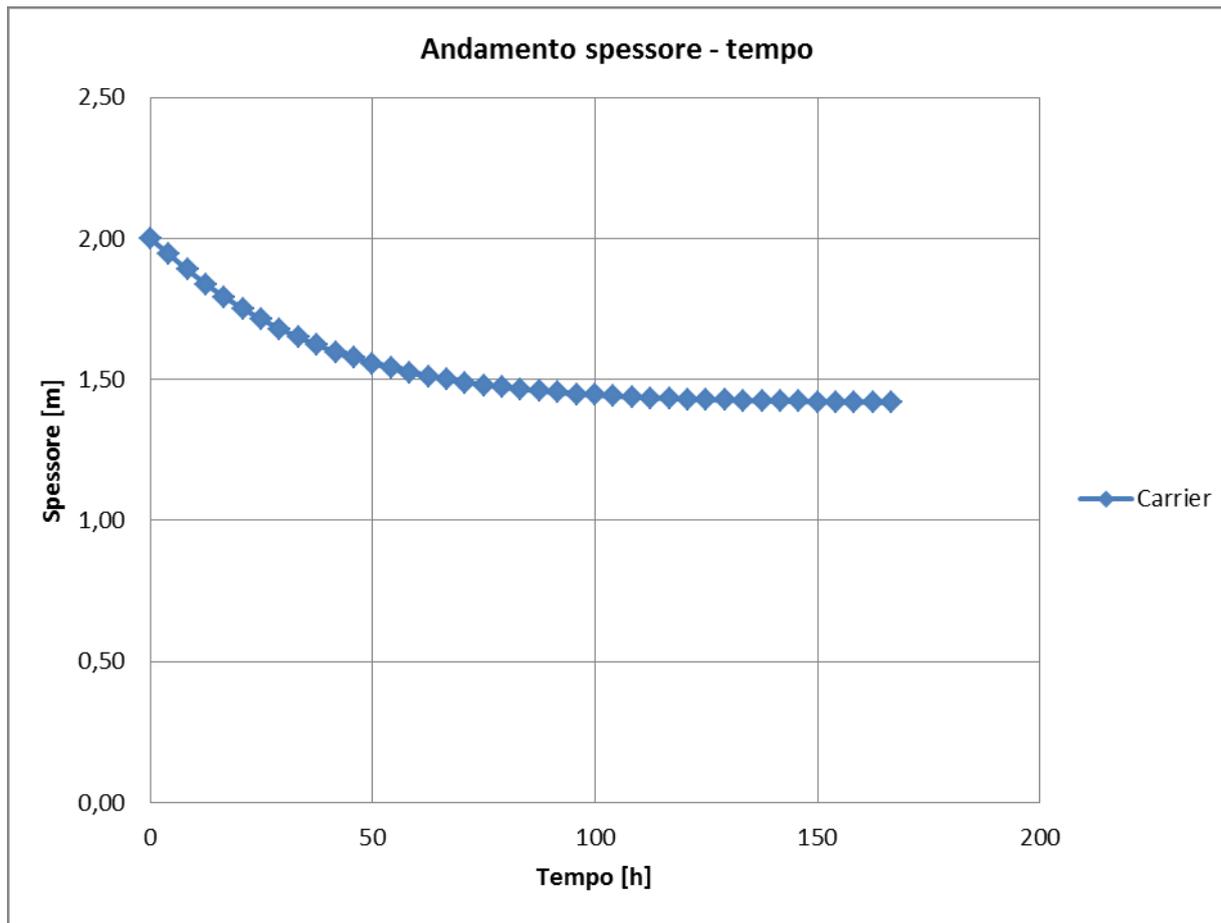


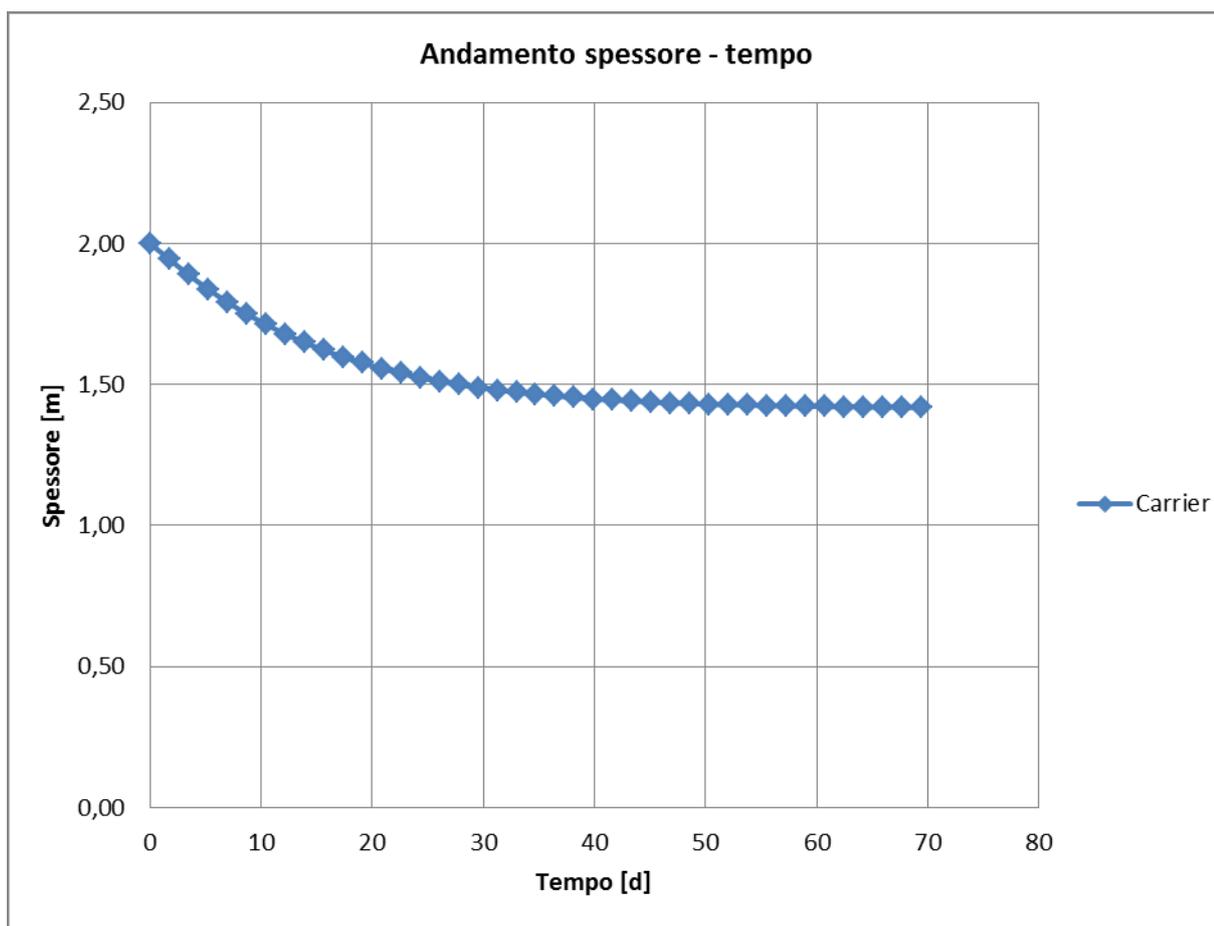
Figura 5.8 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_3 = 1 \cdot 10^{-6}$ 

Figura 5.9 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_4 = 1 \cdot 10^{-7}$

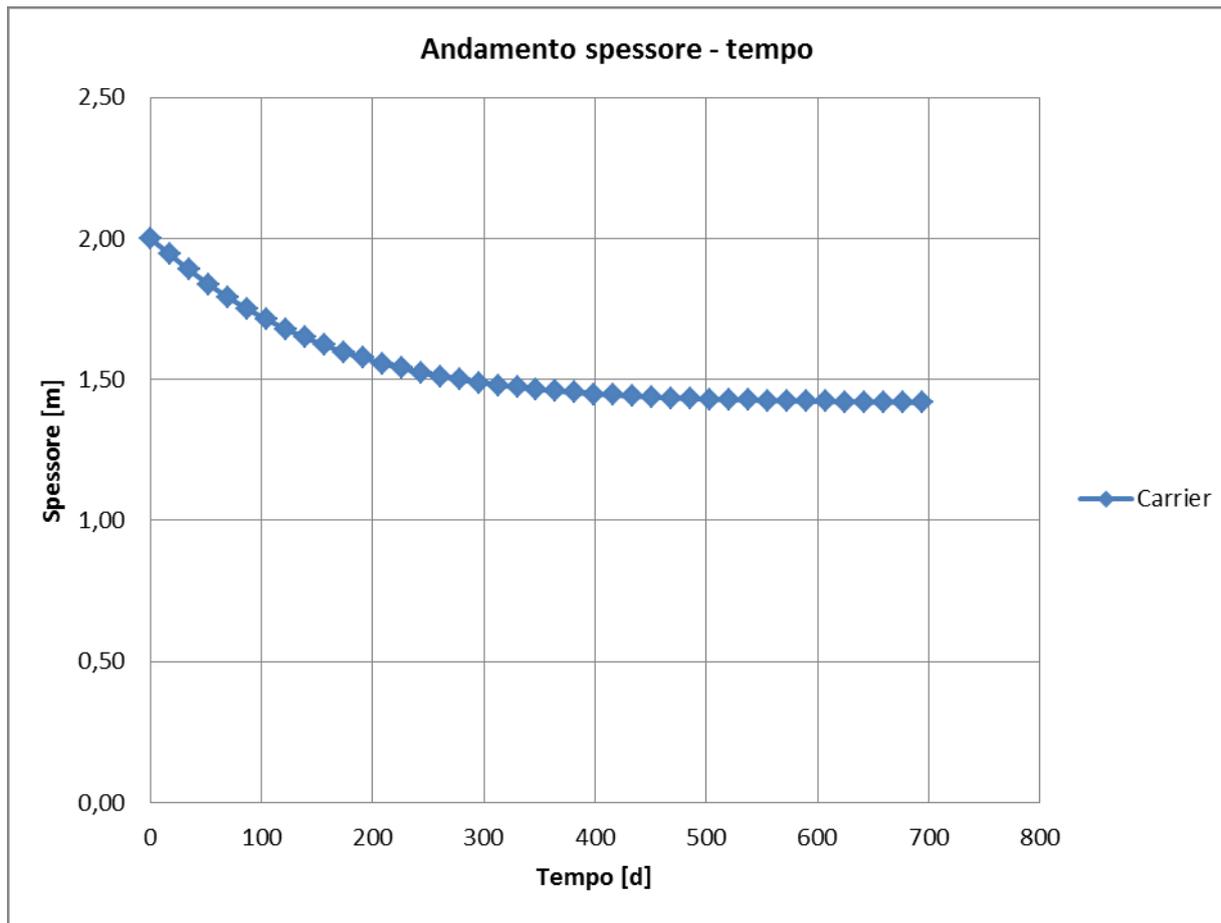


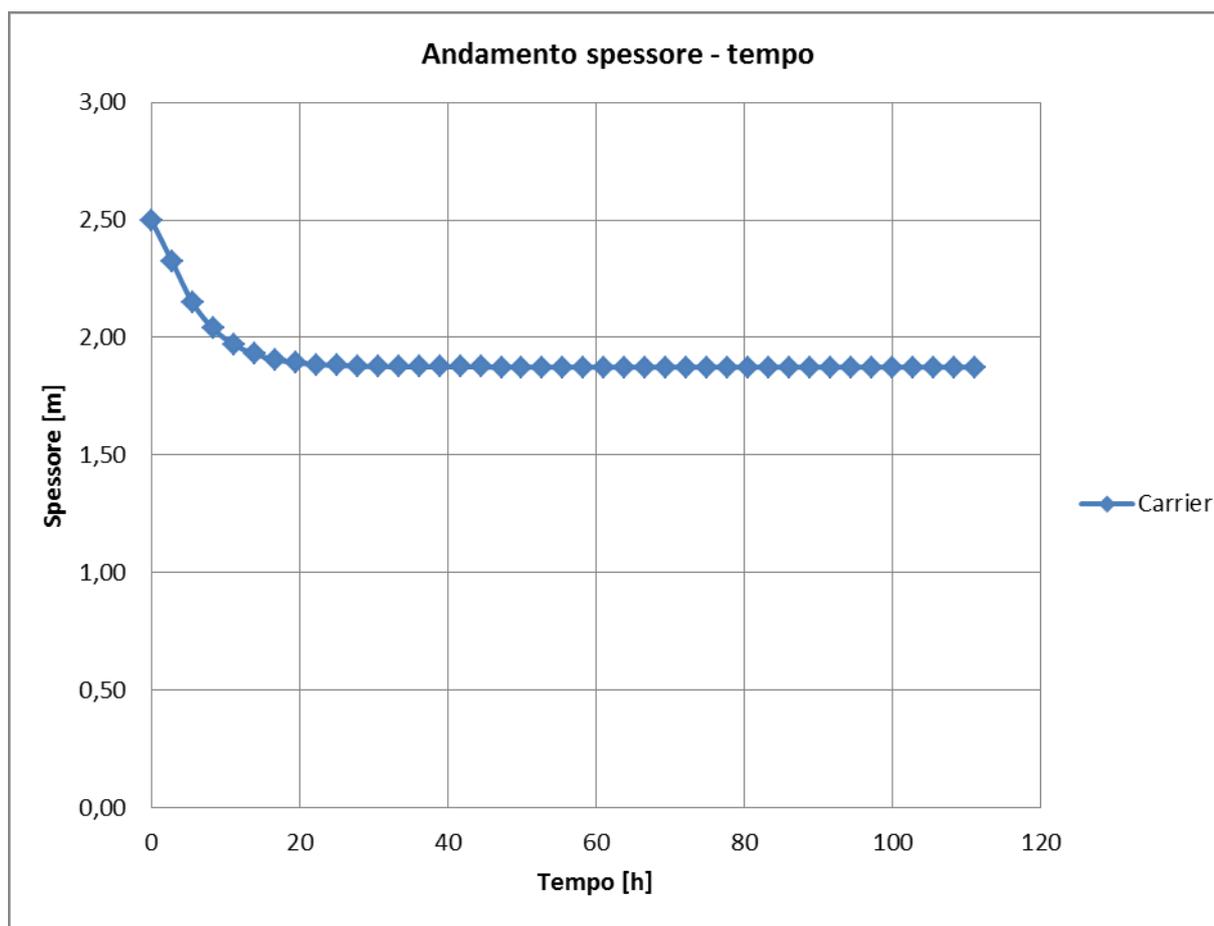
Figura 5.10 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_1 = 1 \cdot 10^{-4}$ 

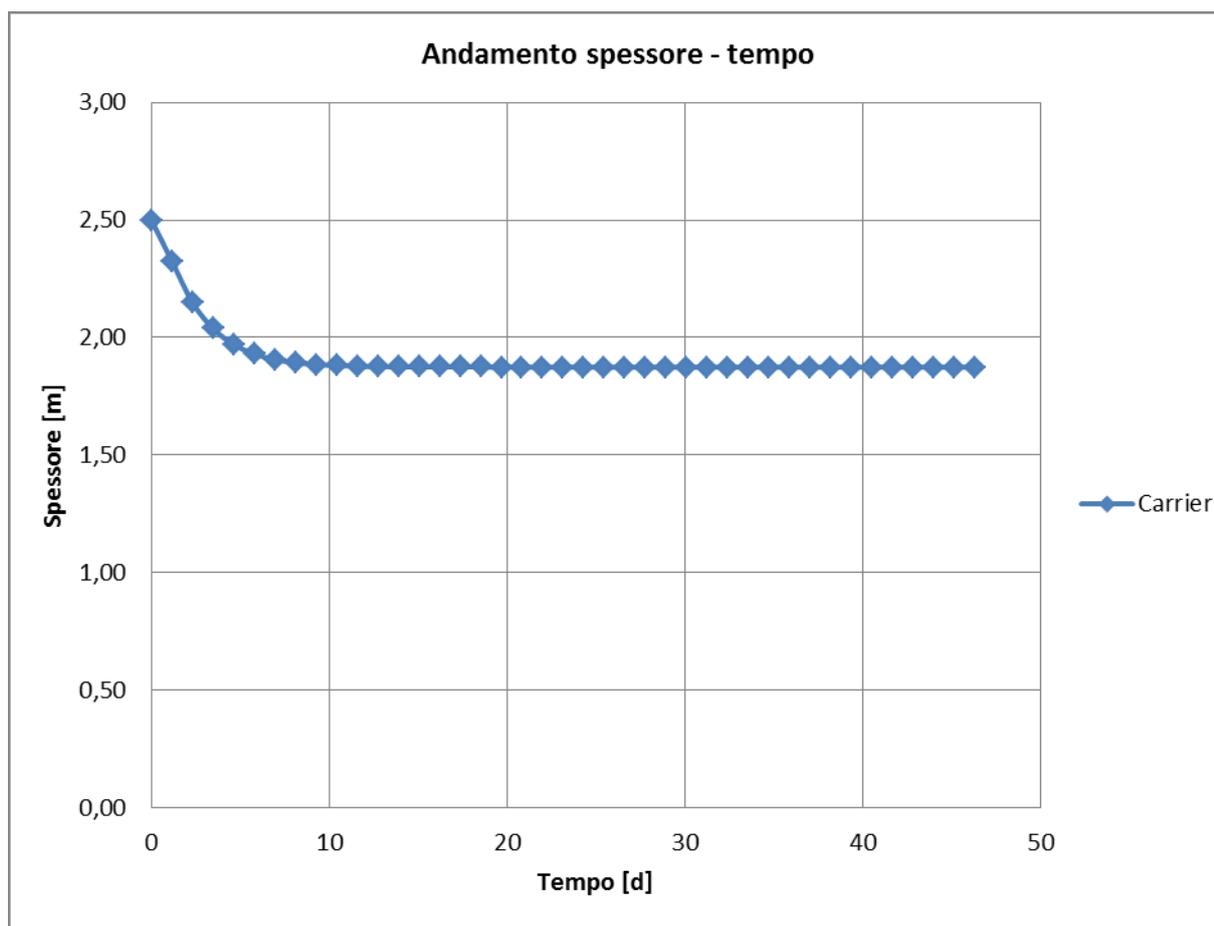
Figura 5.11 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_2 = 1 \cdot 10^{-5}$ 

Figura 5.12 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_3 = 1 \cdot 10^{-6}$

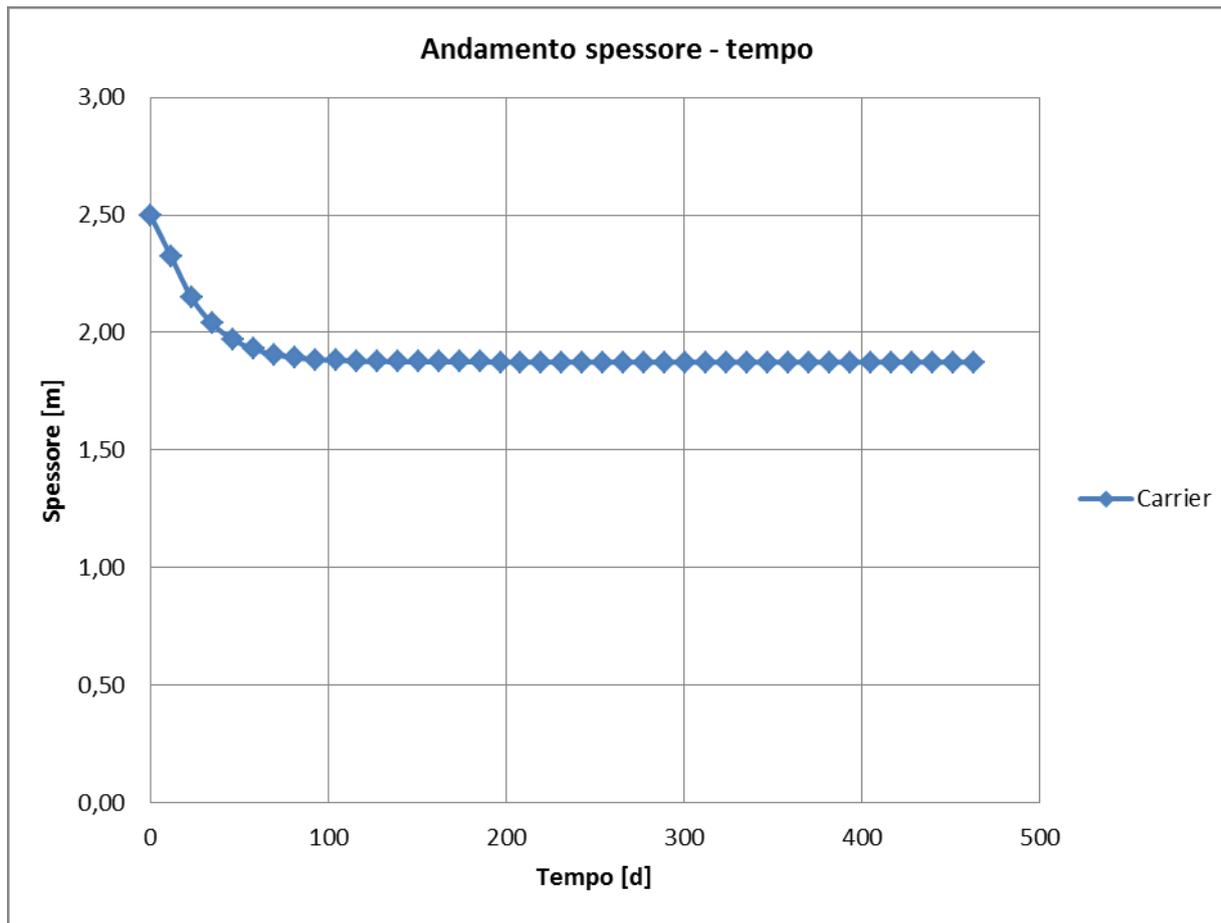


Figura 5.13 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_4 = 1 \cdot 10^{-7}$

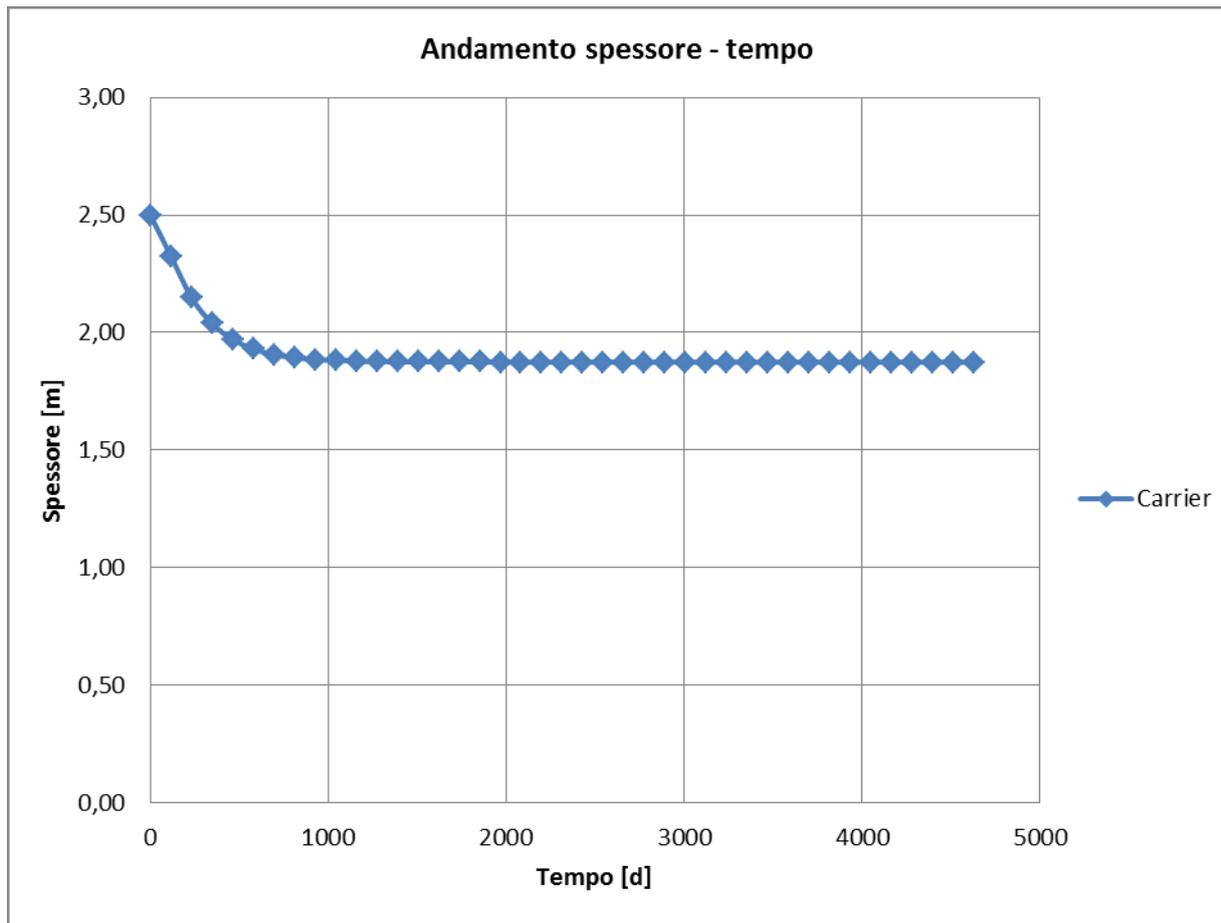


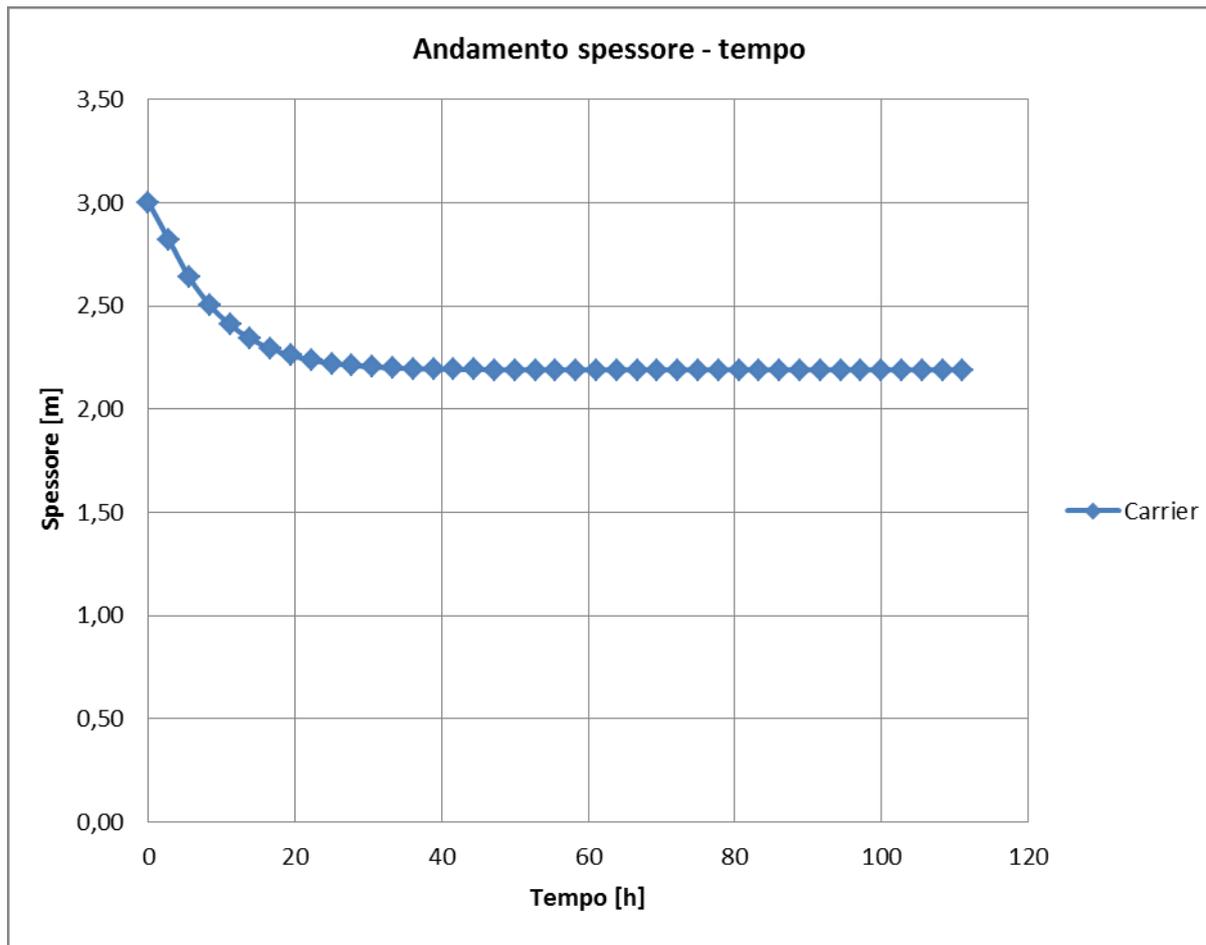
Figura 5.14 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_1 = 1 \cdot 10^{-4}$ 

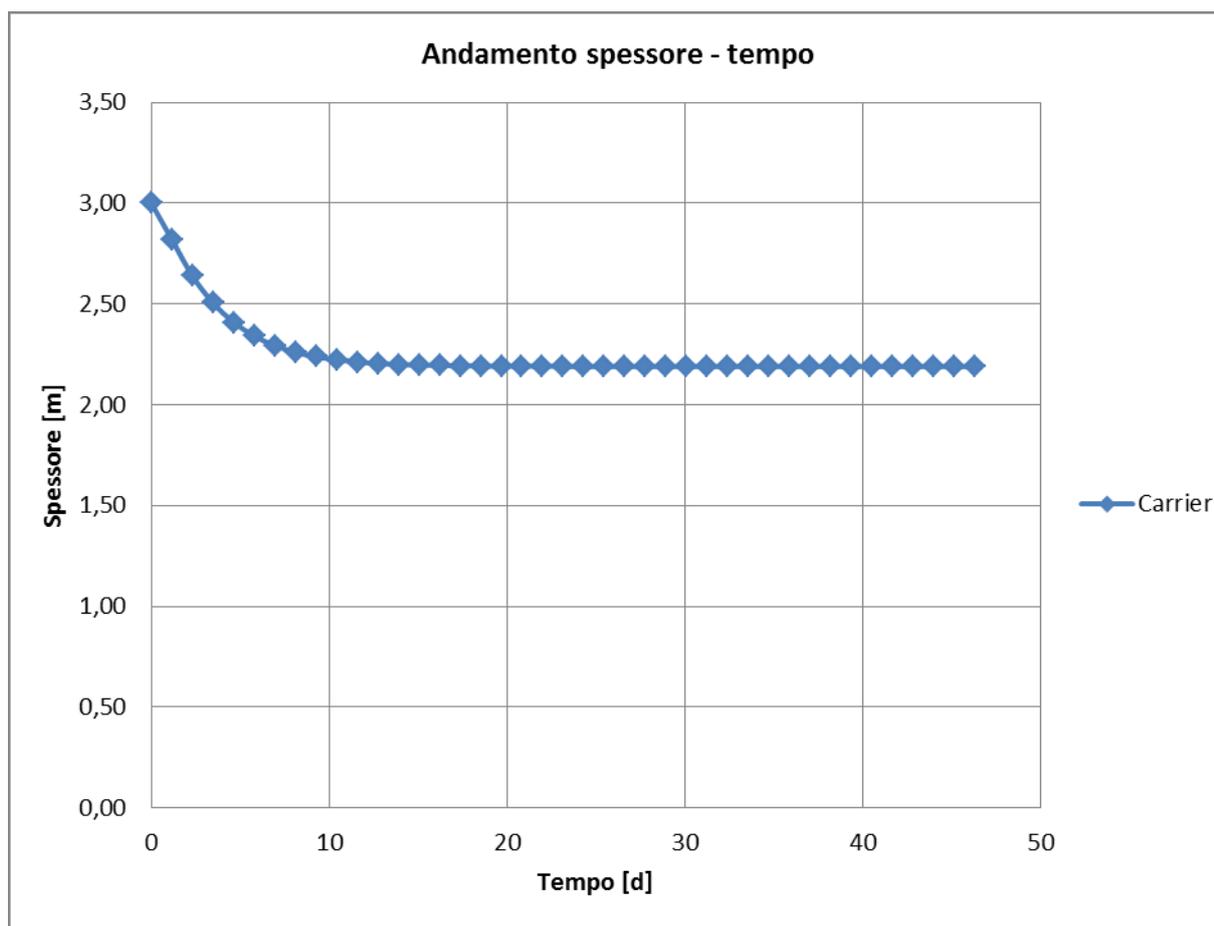
Figura 5.15 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_2 = 1 \cdot 10^{-5}$ 

Figura 5.16 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_3 = 1 \cdot 10^{-6}$

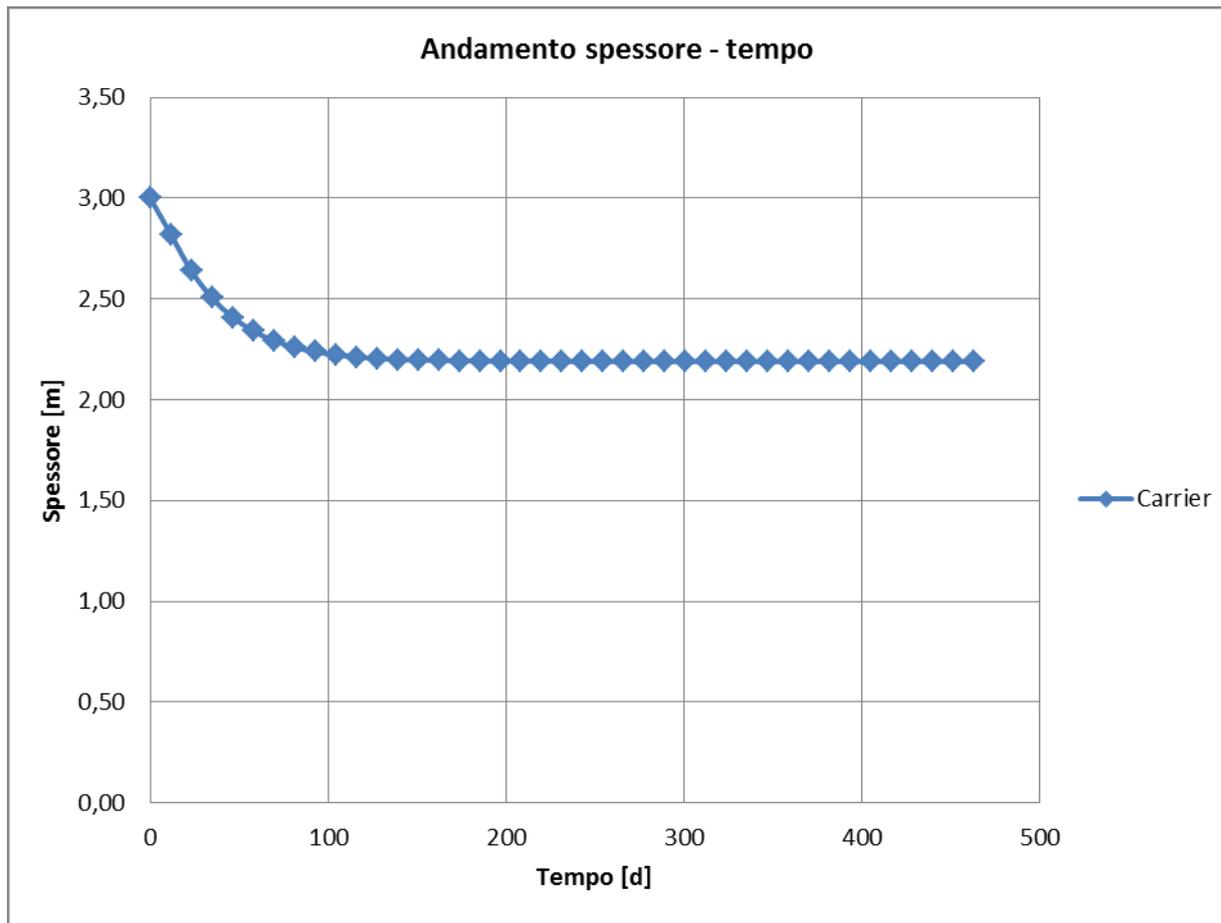


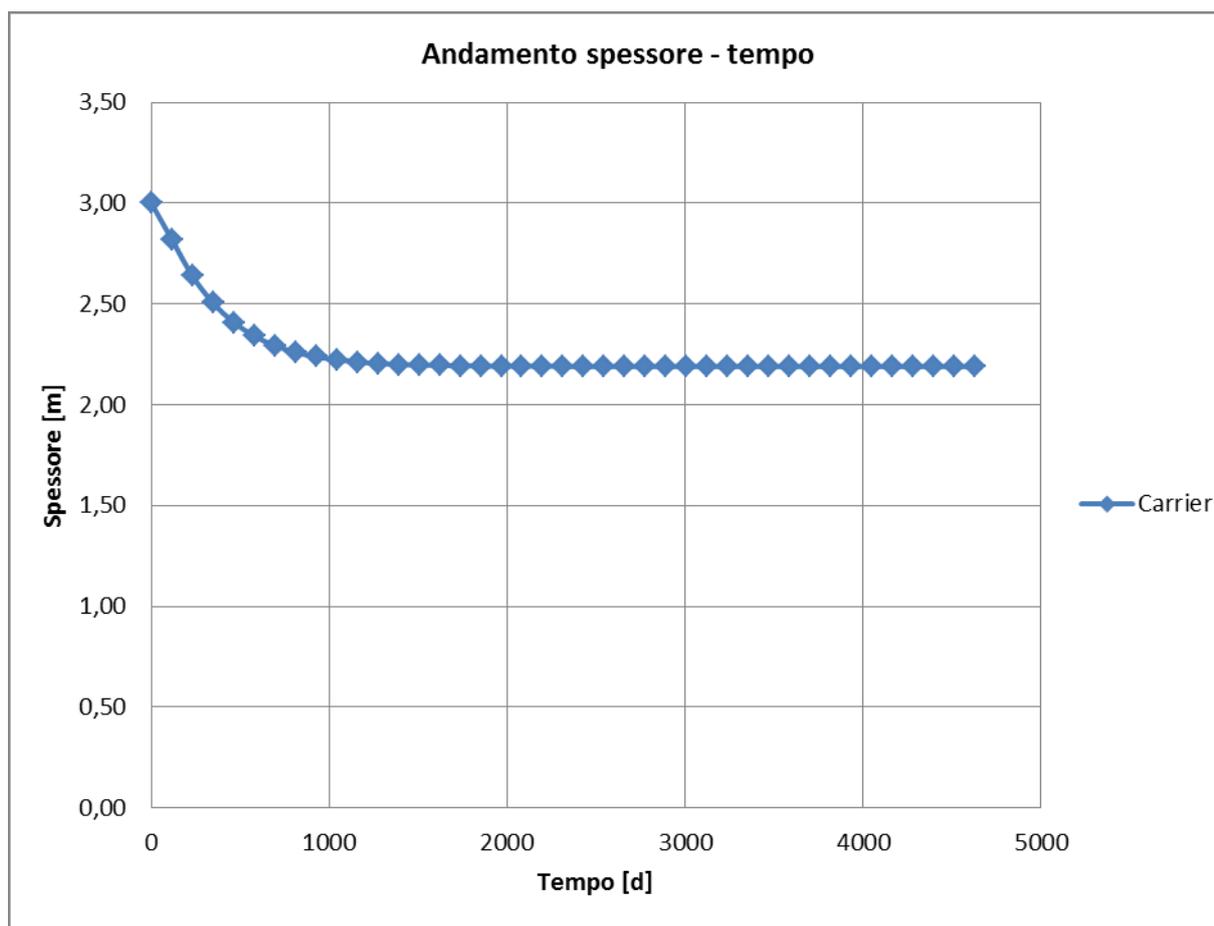
Figura 5.17 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Carrier, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_4 = 1 \cdot 10^{-7}$ 

Figura 5.18 – Curva cedimento - tempo: legge $e - \sigma'$ di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_1 = 1 \cdot 10^{-4}$

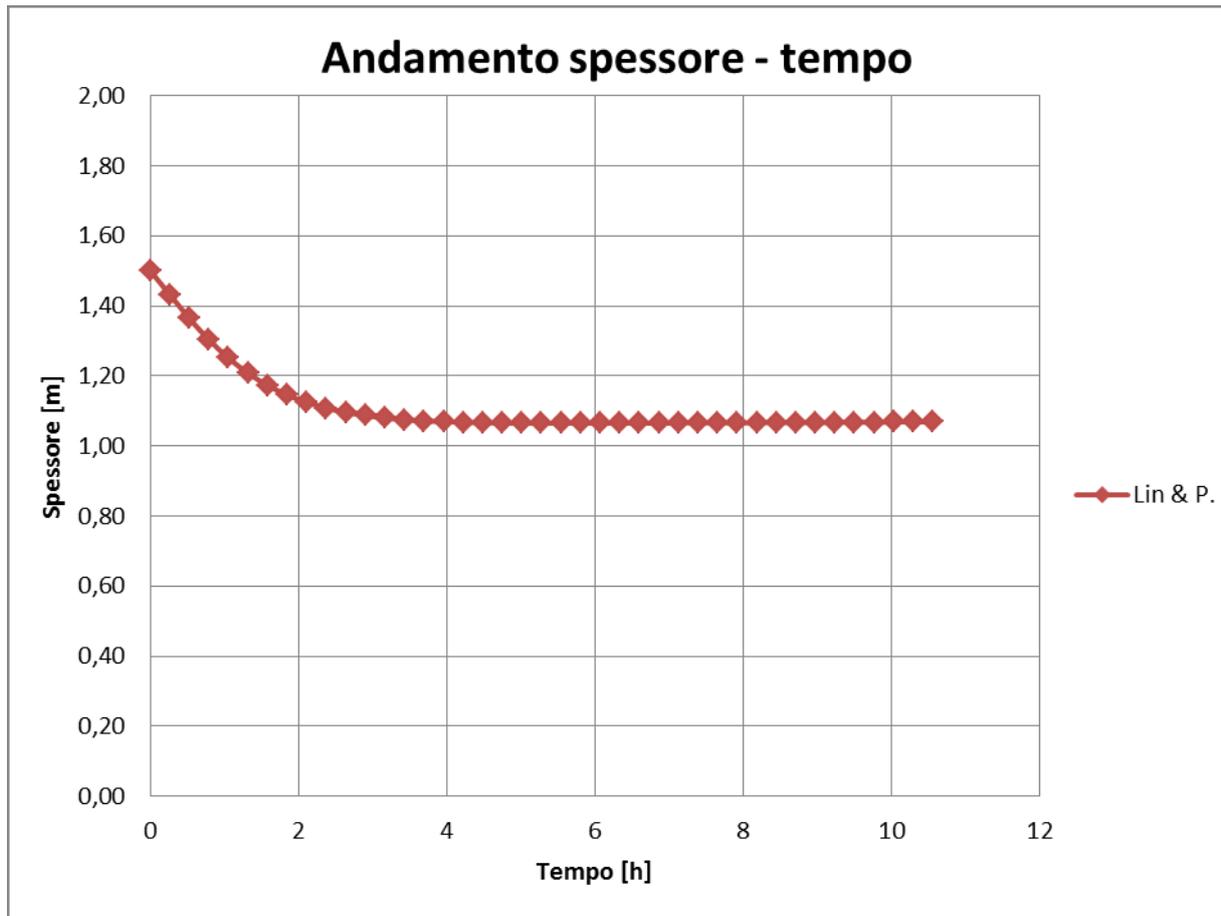


Figura 5.19 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_2=1*10^{-5}$

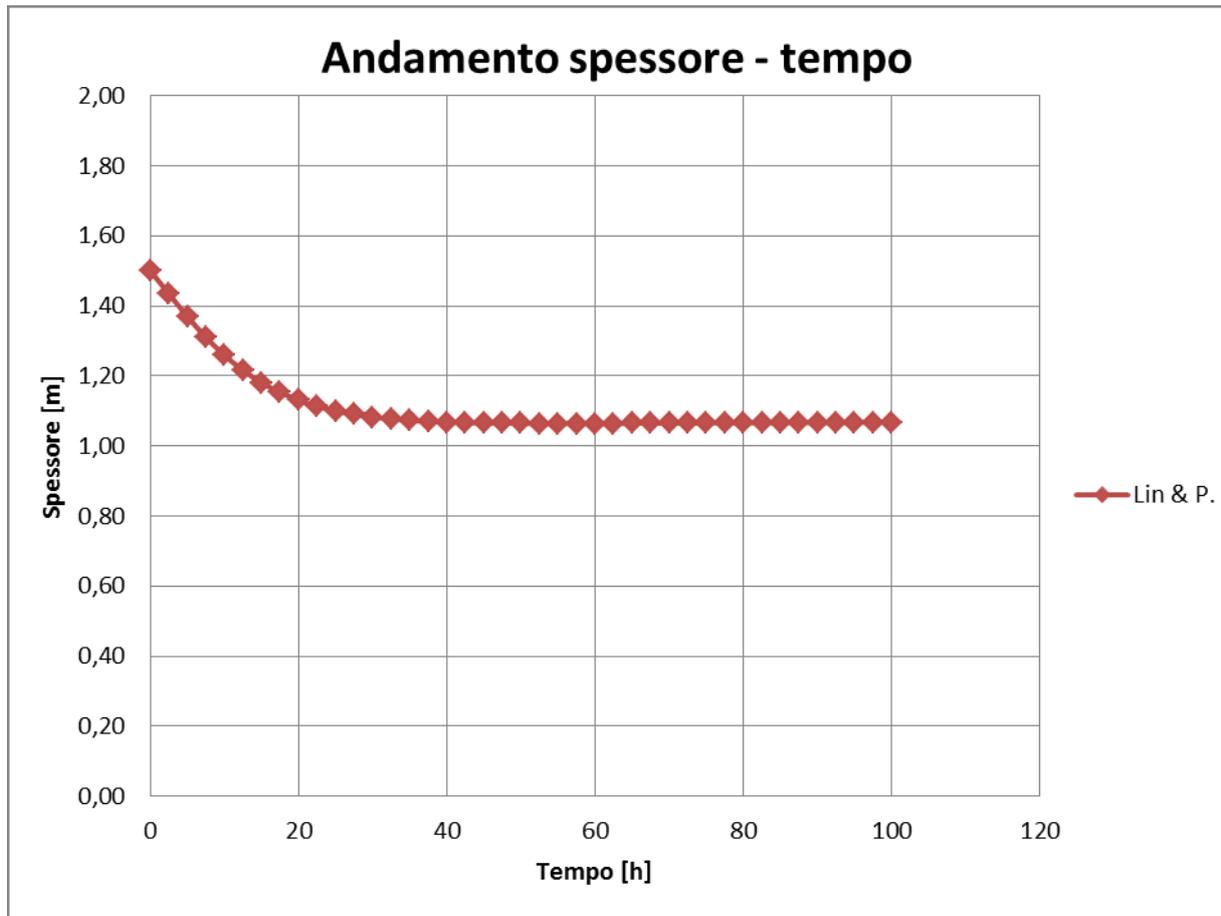


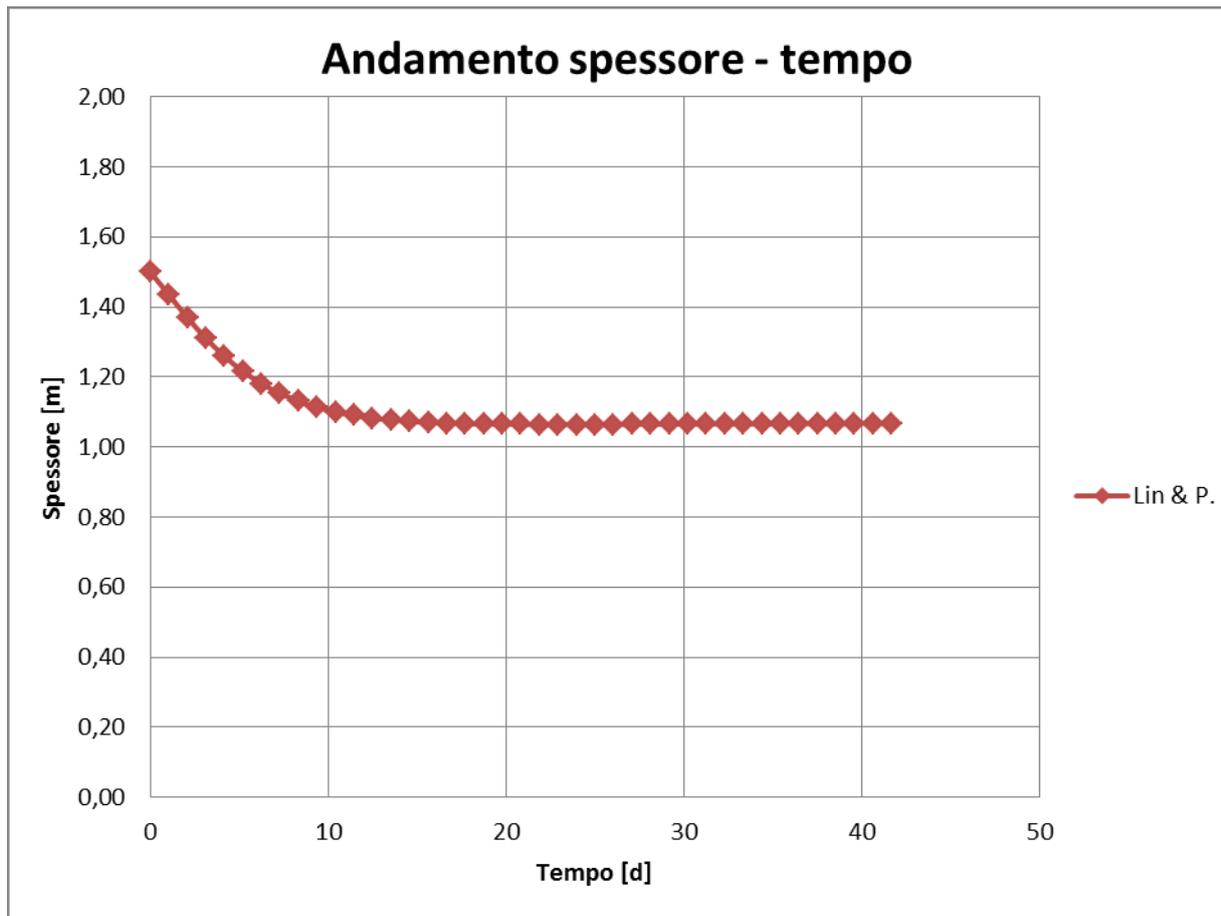
Figura 5.20 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_3 = 1 \cdot 10^{-6}$ 

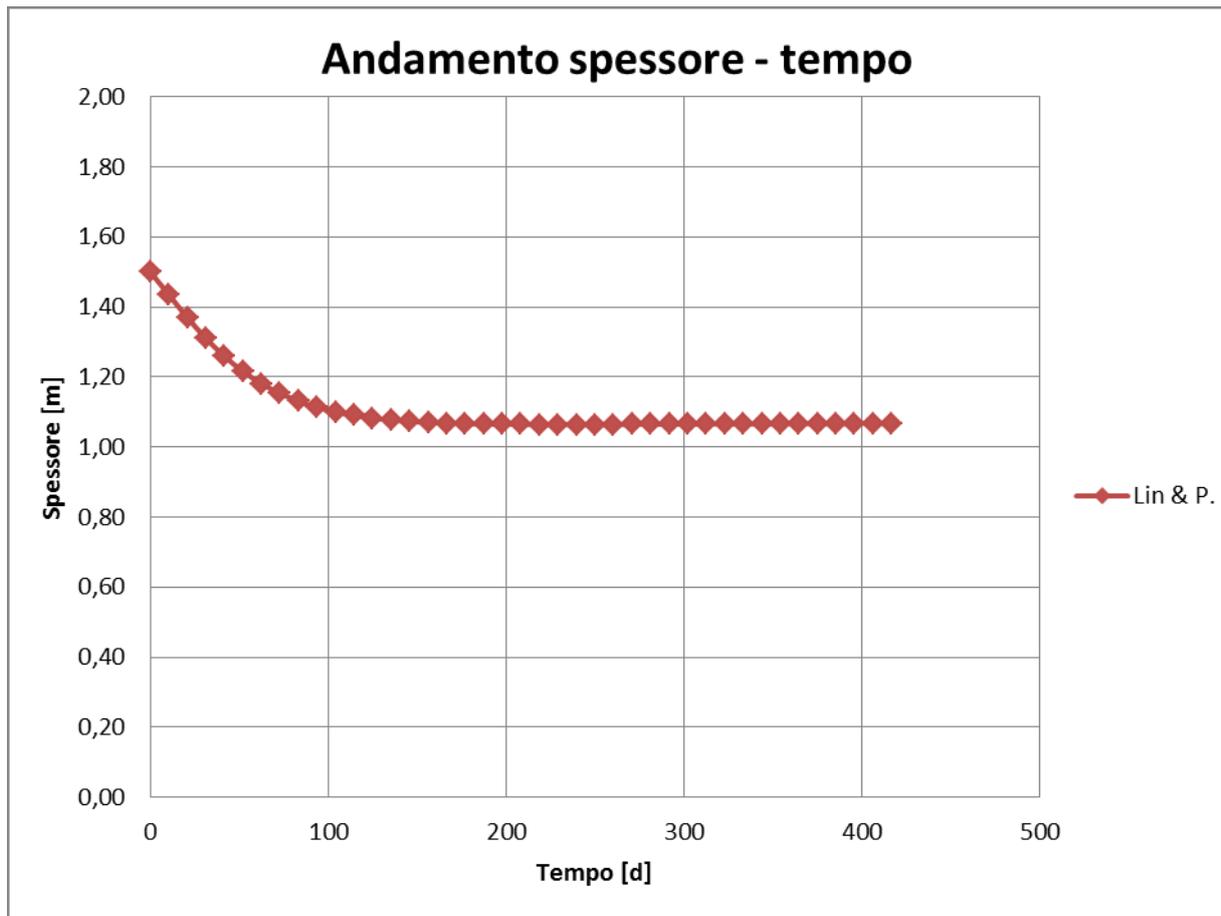
Figura 5.21 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_4 = 1 \cdot 10^{-7}$ 

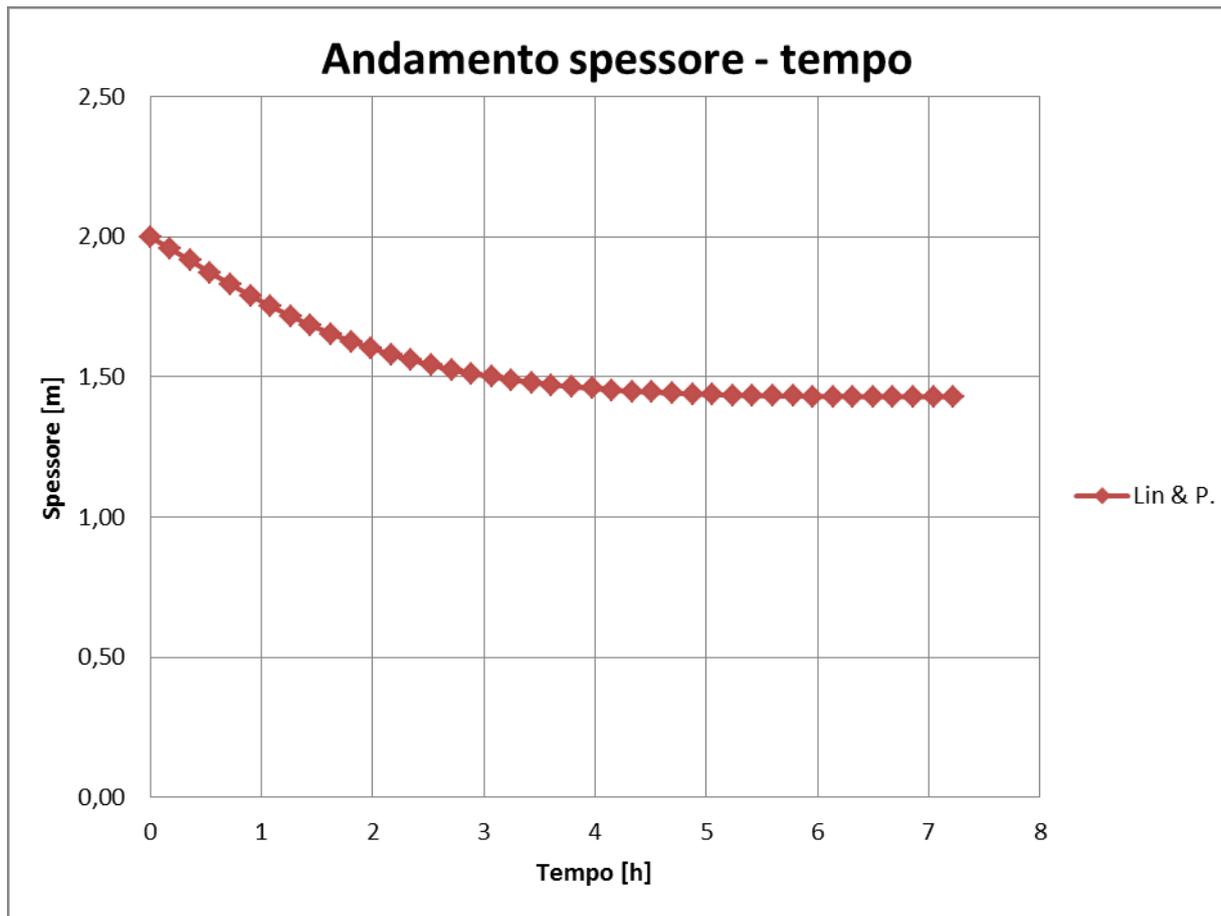
Figura 5.22 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_1 = 1 \cdot 10^{-4}$ 

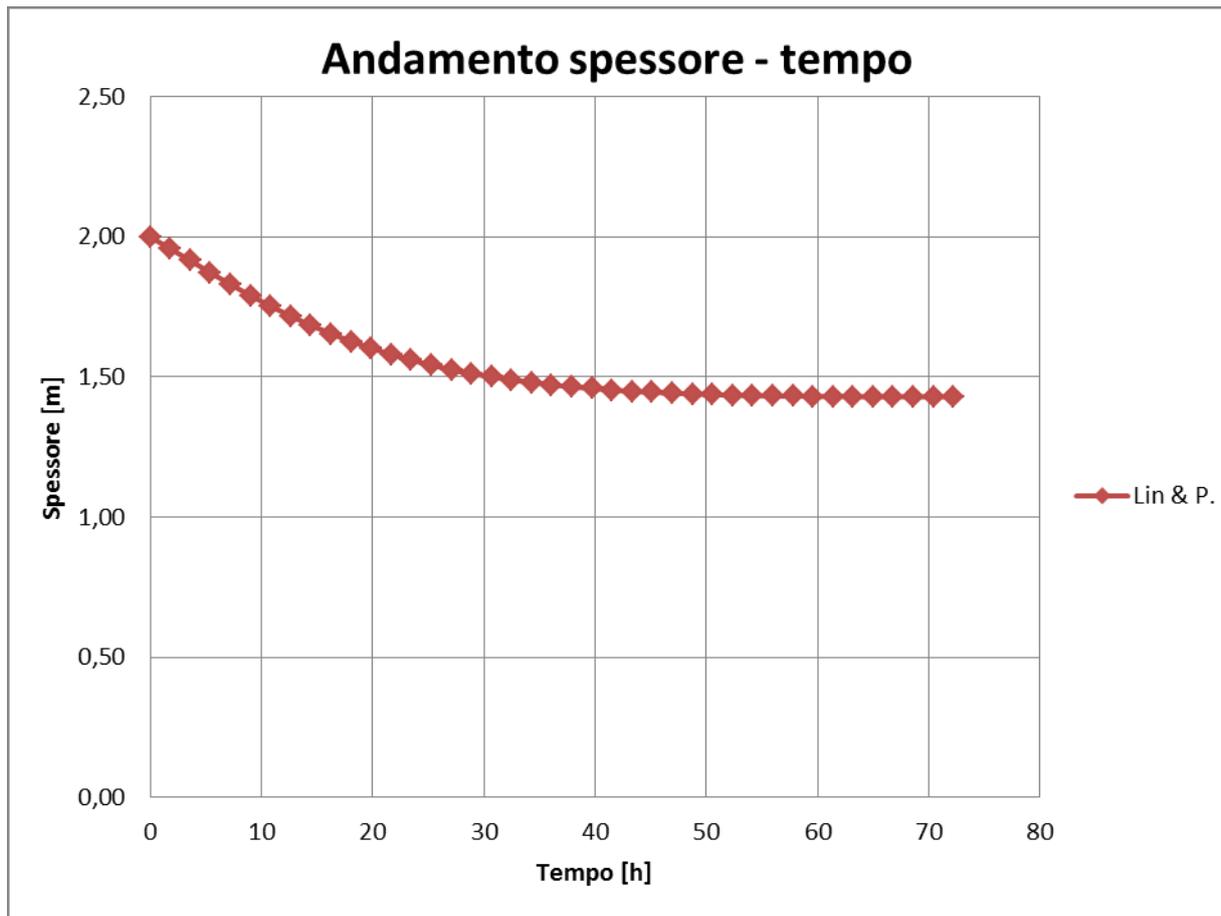
Figura 5.23 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_2=1 \cdot 10^{-5}$ 

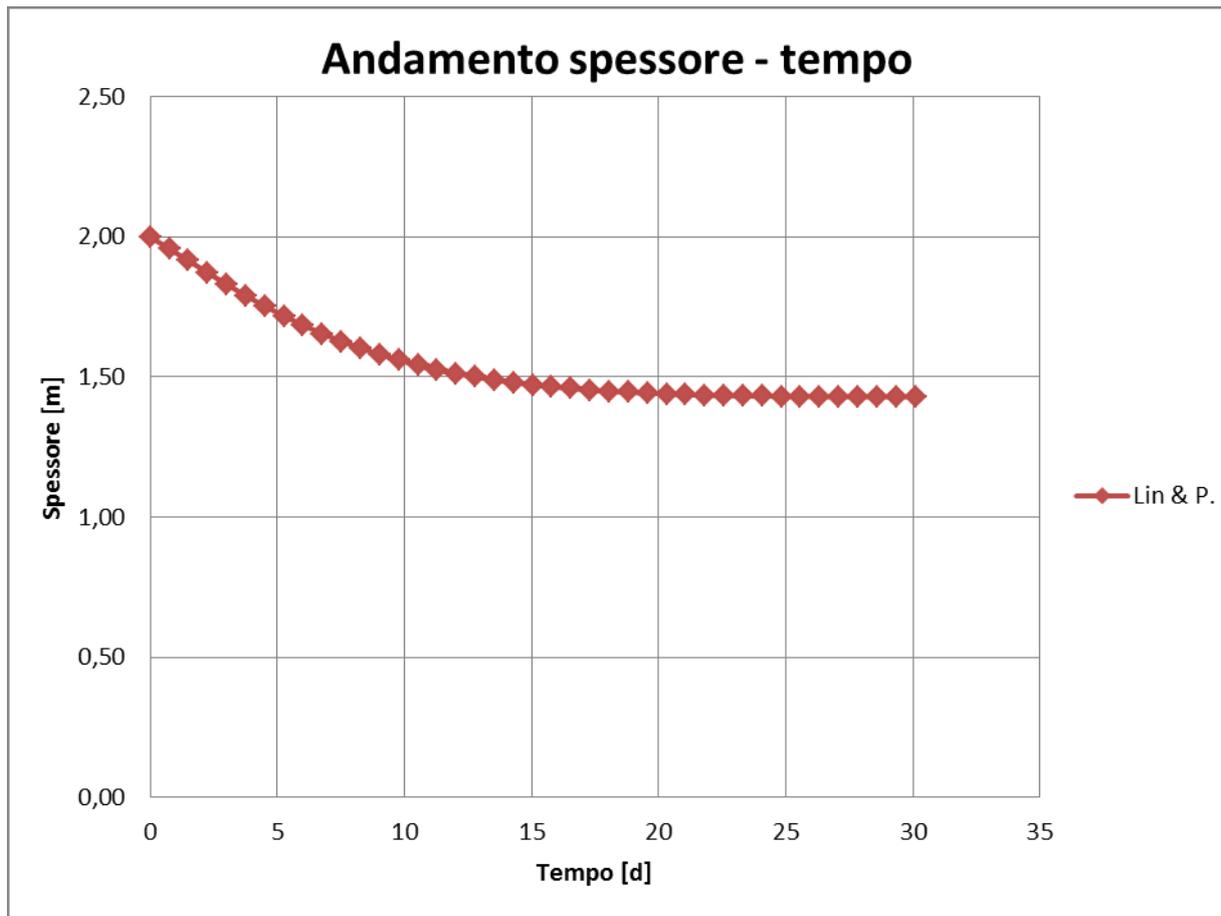
Figura 5.24 – Curva cedimento - tempo: legge $e - \sigma'$ di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_3 = 1 \cdot 10^{-6}$ 

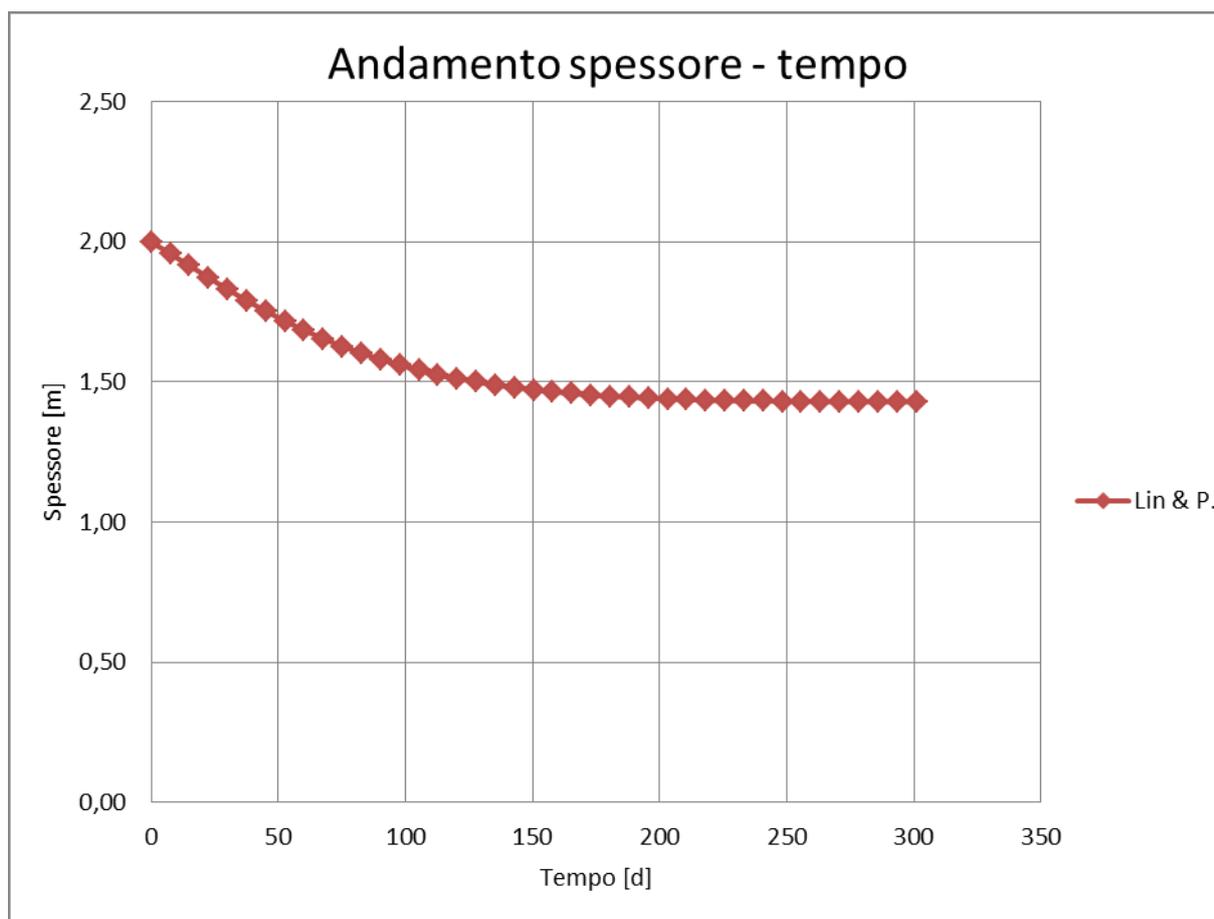
Figura 5.25 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_4 = 1 \cdot 10^{-7}$ 

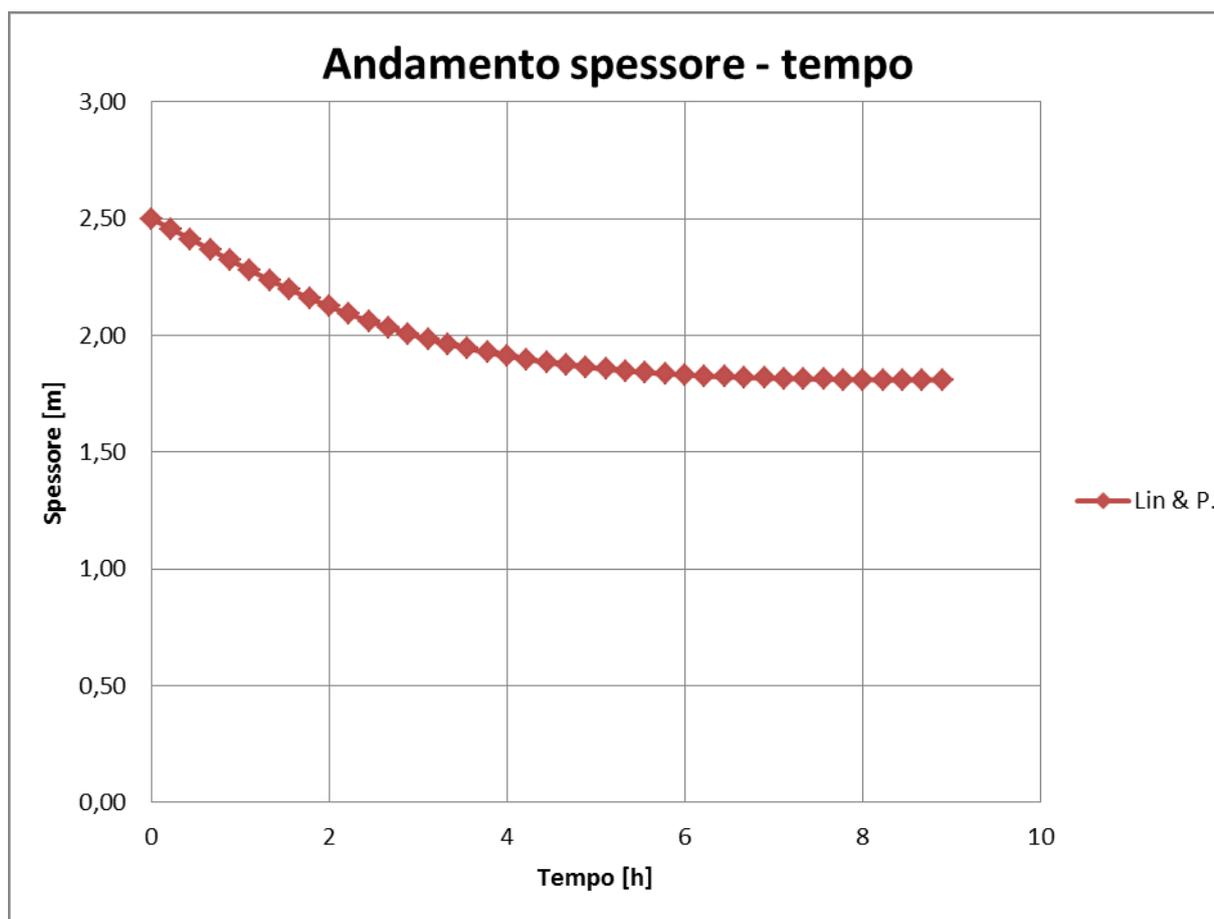
Figura 5.26 – Curva cedimento - tempo: legge $e - \sigma'$ di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_1 = 1 \cdot 10^{-4}$ 

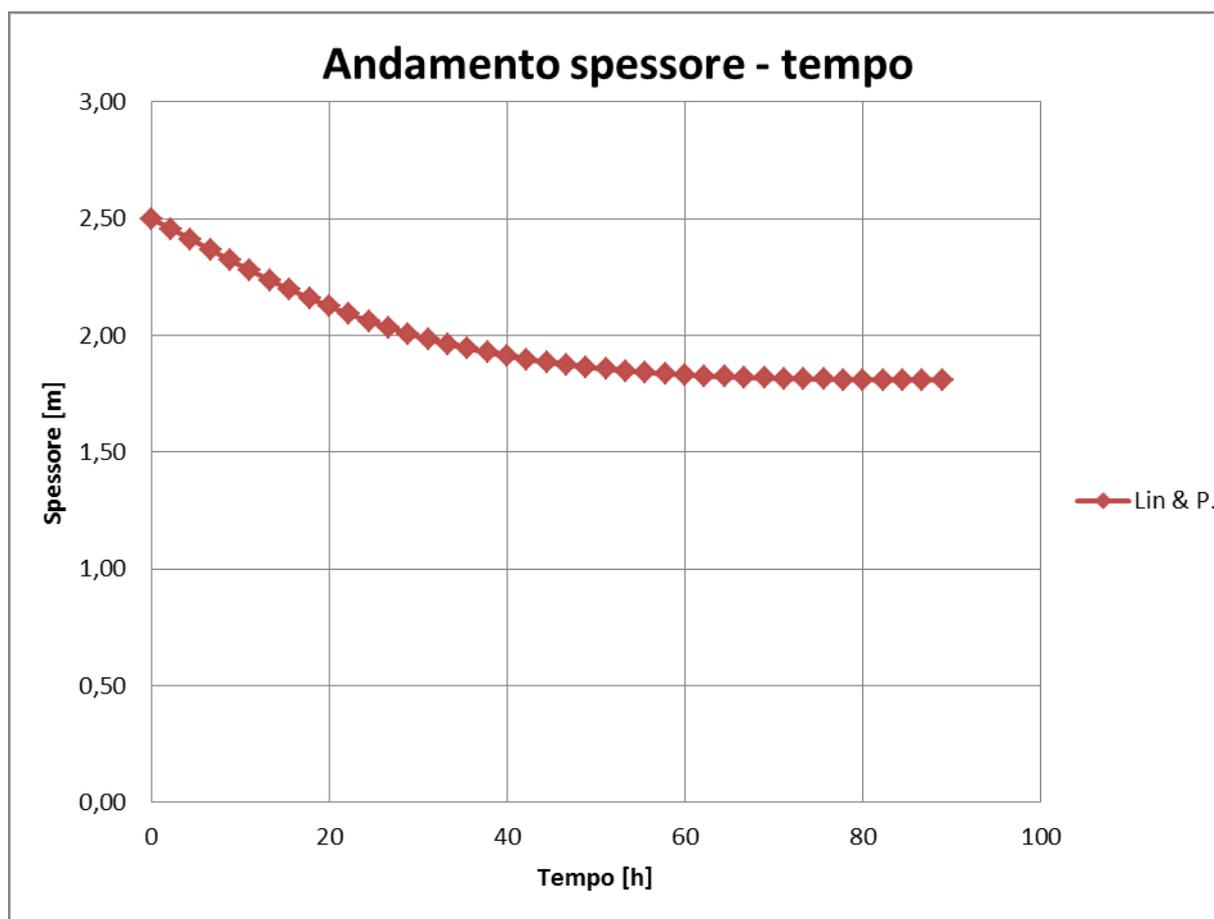
Figura 5.27 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_2 = 1 \cdot 10^{-5}$ 

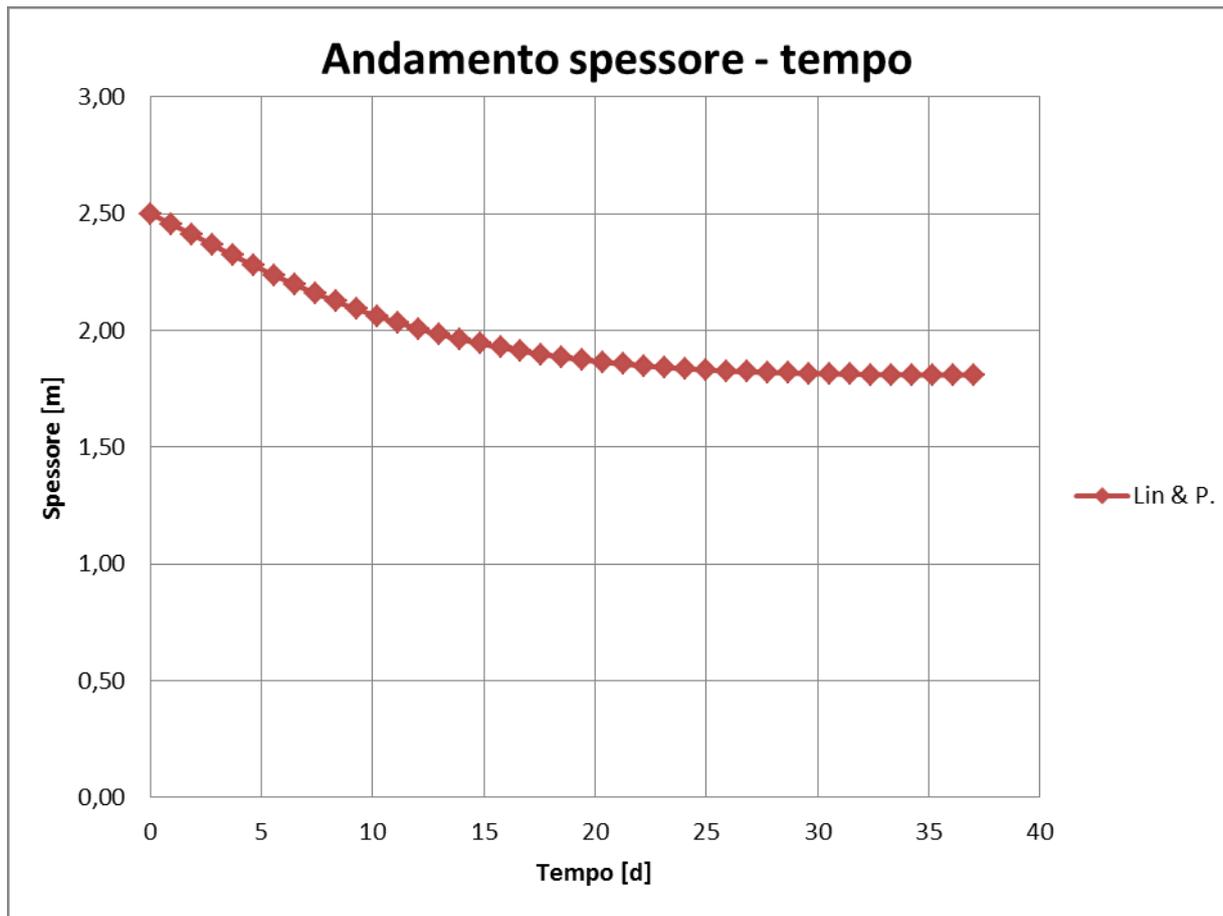
Figura 5.28 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_3=1 \cdot 10^{-6}$ 

Figura 5.29 – Curva cedimento - tempo: legge $e - \sigma'$ di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_4 = 1 \cdot 10^{-7}$

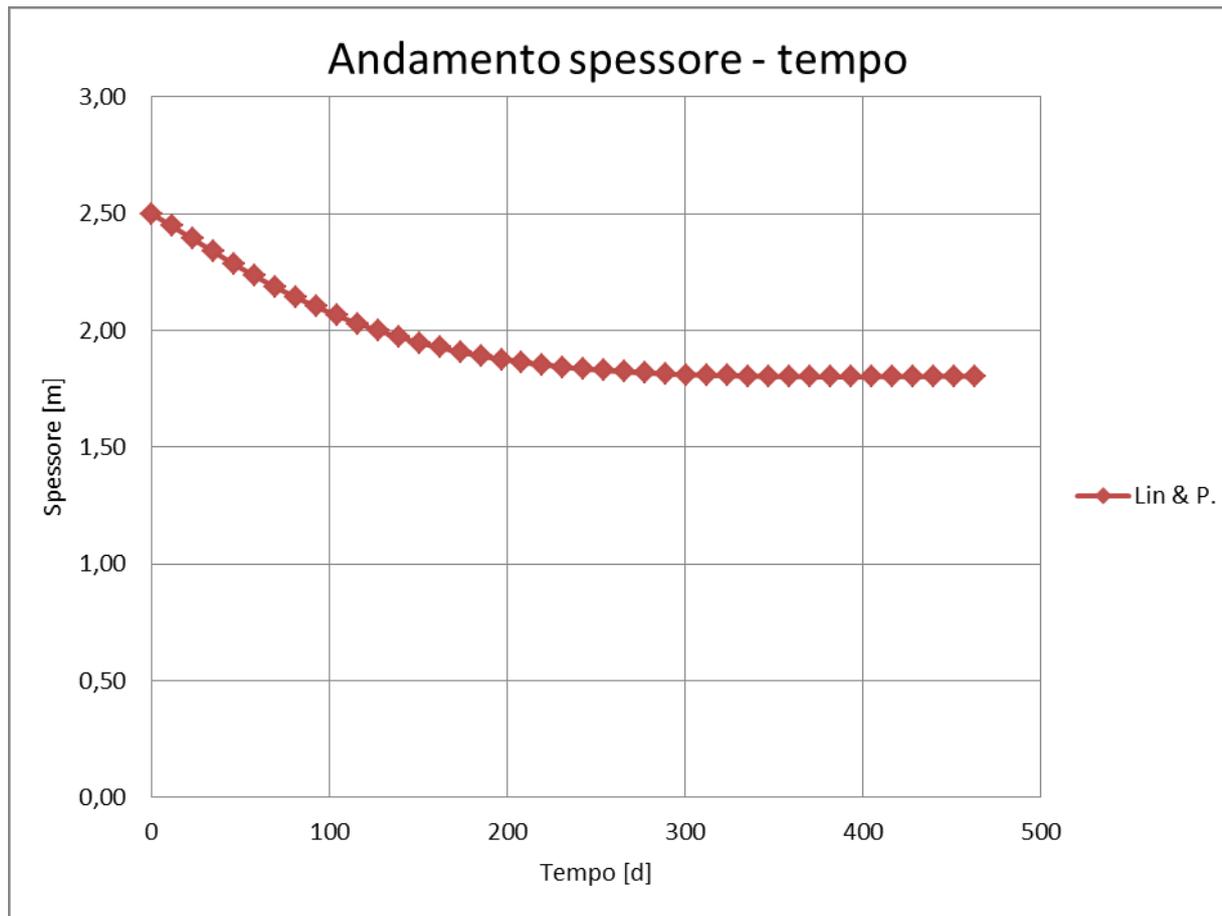


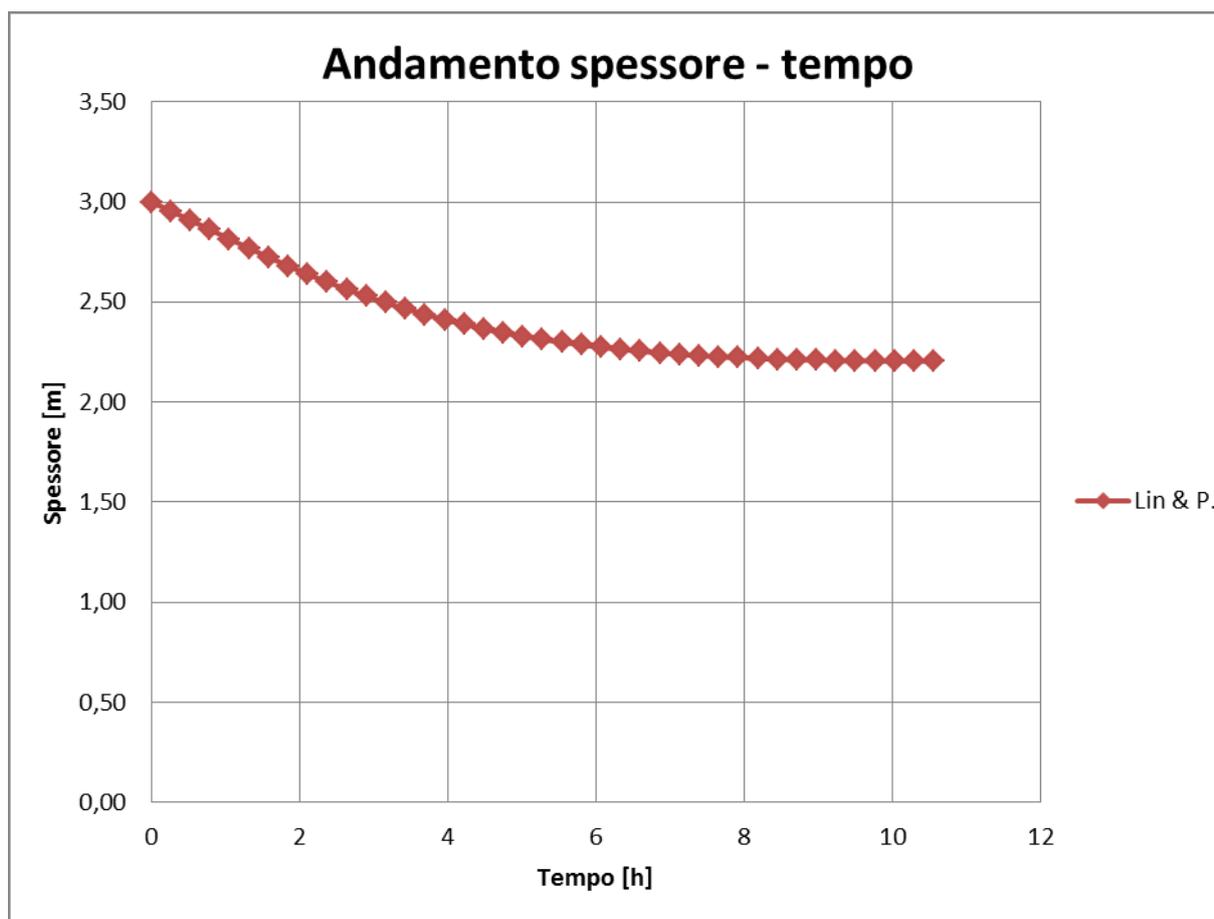
Figura 5.30 – Curva cedimento - tempo: legge $e - \sigma'$ di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_1 = 1 \cdot 10^{-4}$ 

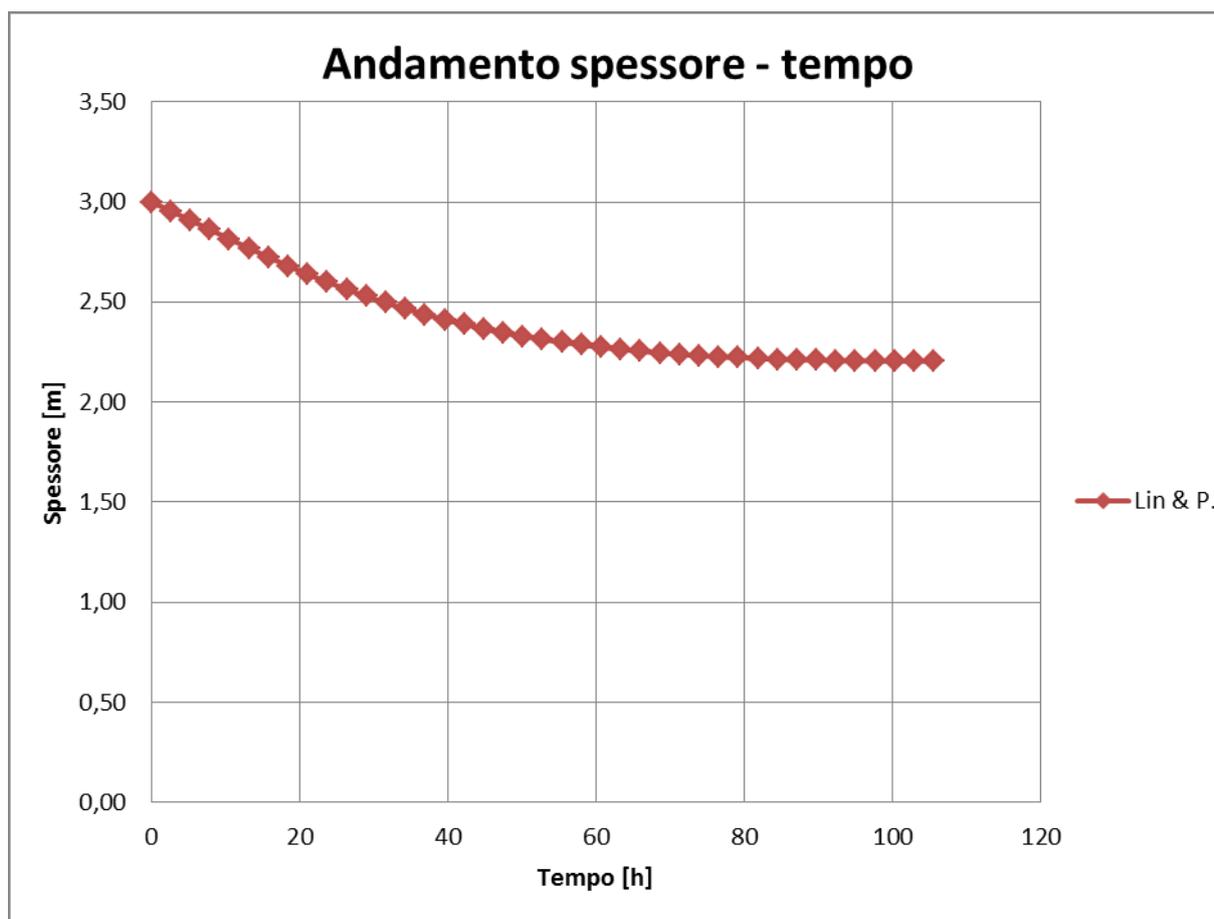
Figura 5.31 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_2 = 1 \cdot 10^{-5}$ 

Figura 5.32 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_3 = 1 \cdot 10^{-6}$

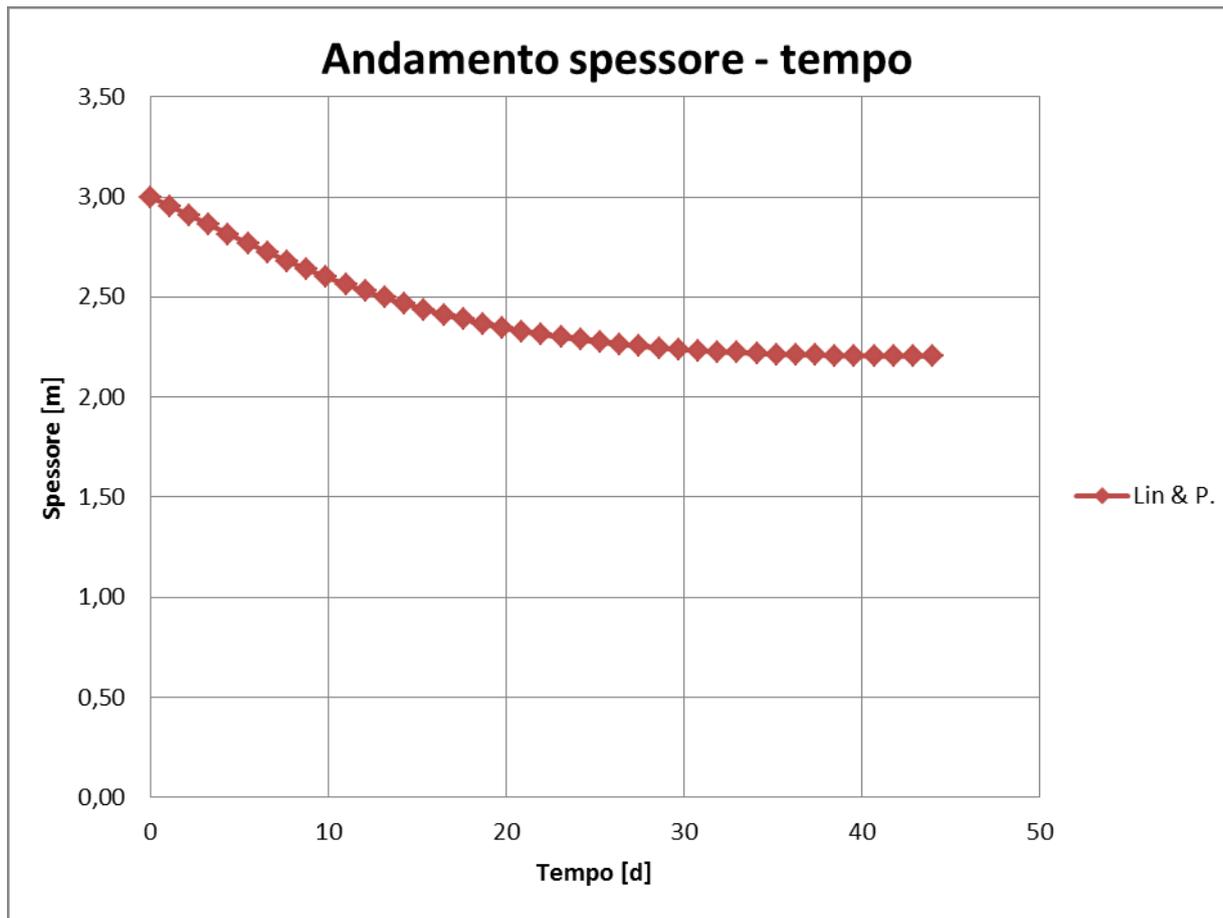


Figura 5.33 – Curva cedimento - tempo: legge $e - \sigma'$ di Lin & Penumadu, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_4 = 1 \cdot 10^{-7}$

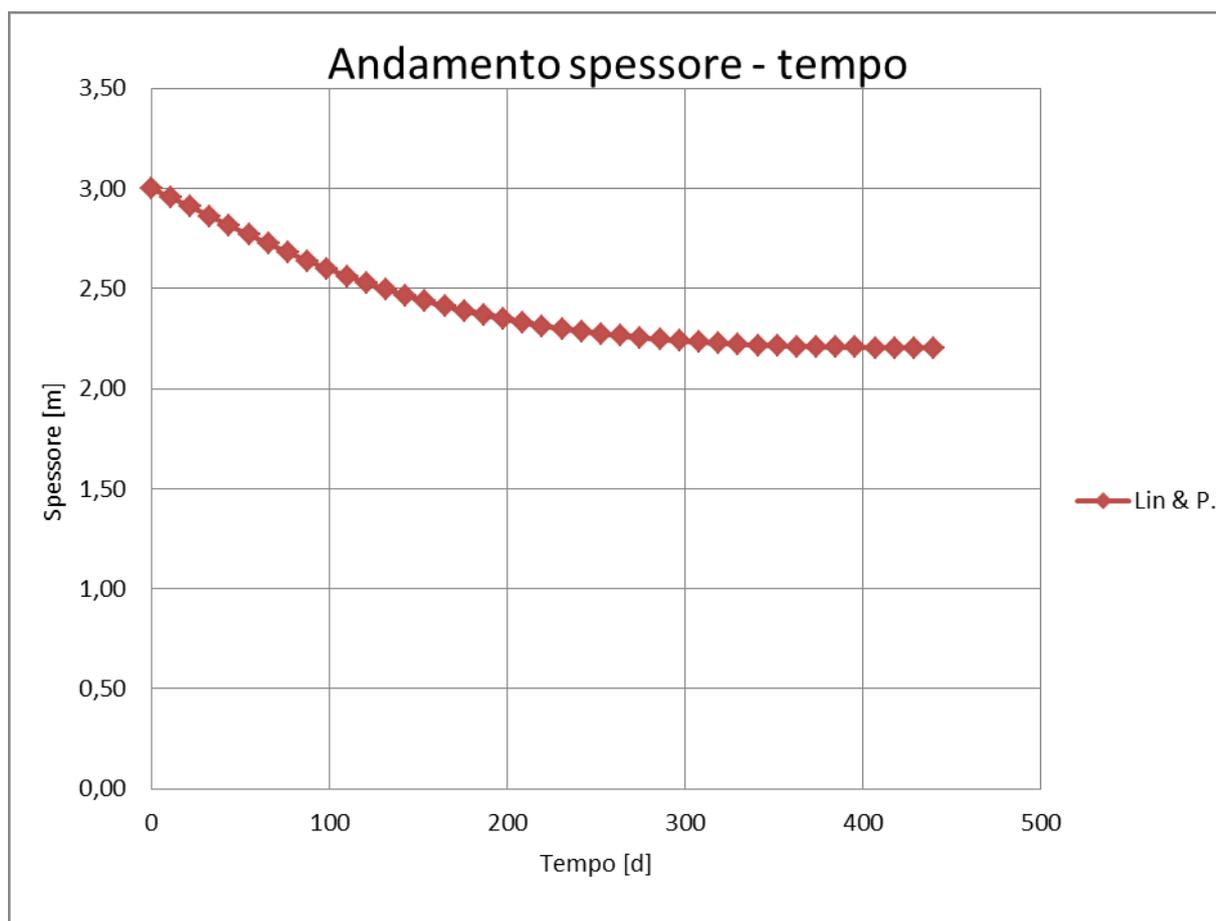


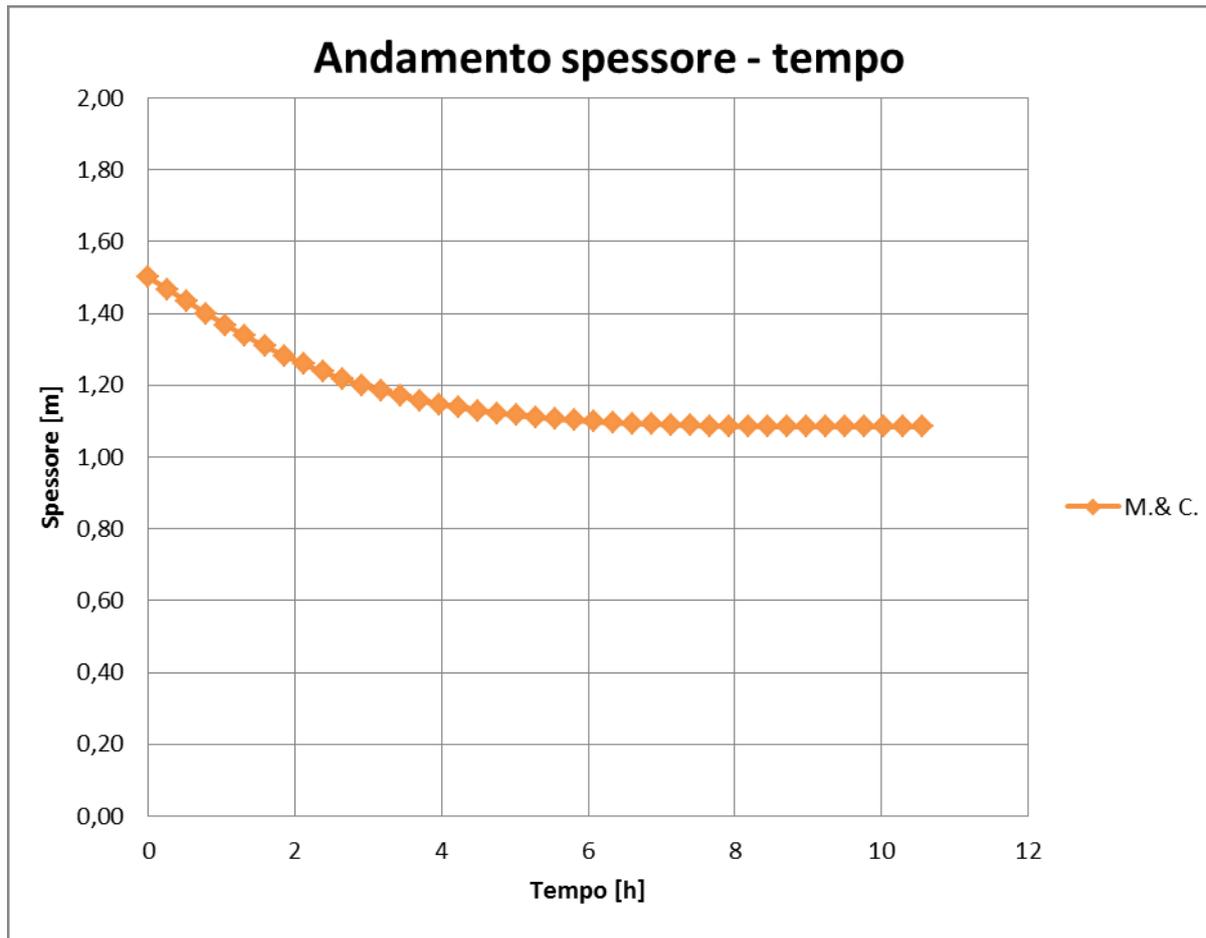
Figura 5.34 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_1 = 1 \cdot 10^{-4}$ 

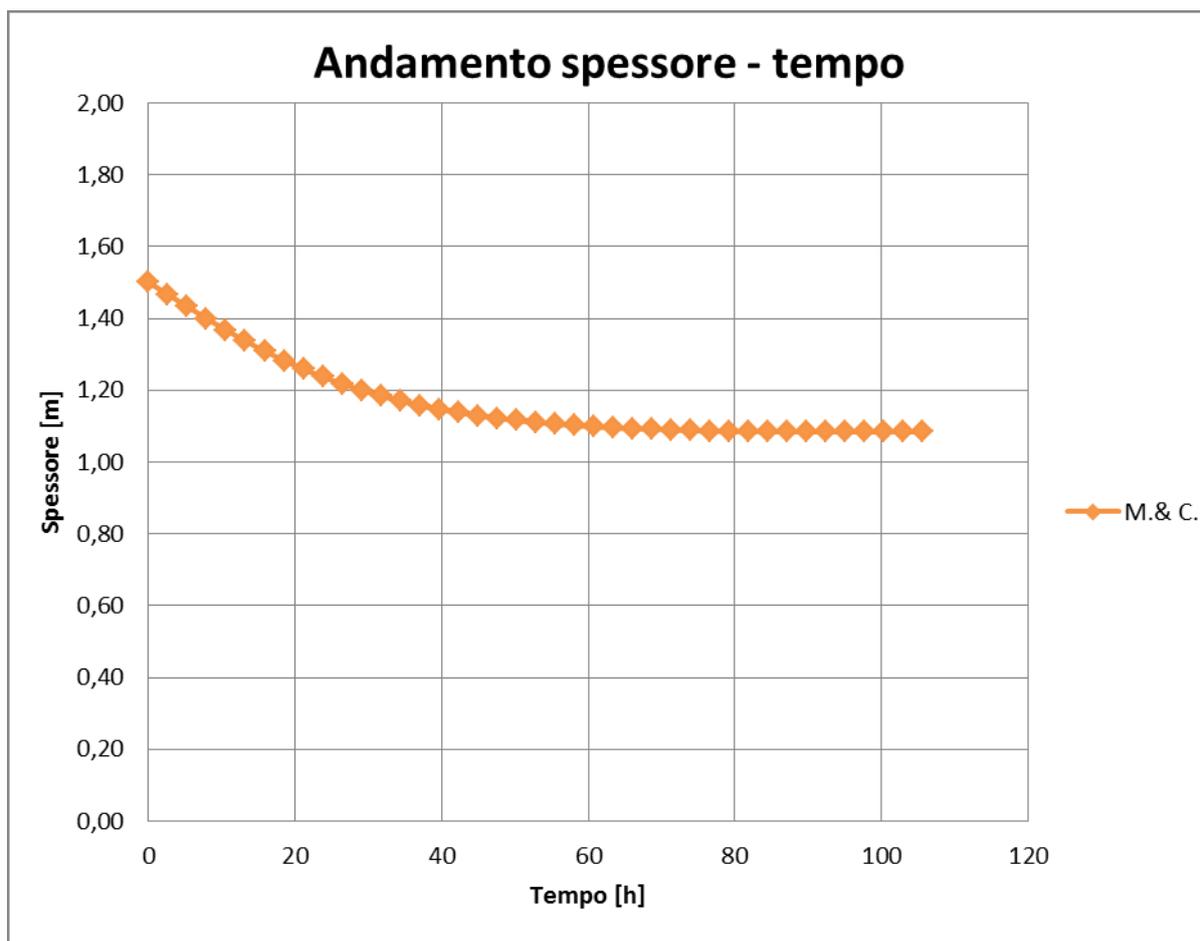
Figura 5.35 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_2 = 1 \cdot 10^{-5}$ 

Figura 5.36 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_3 = 1 \cdot 10^{-6}$

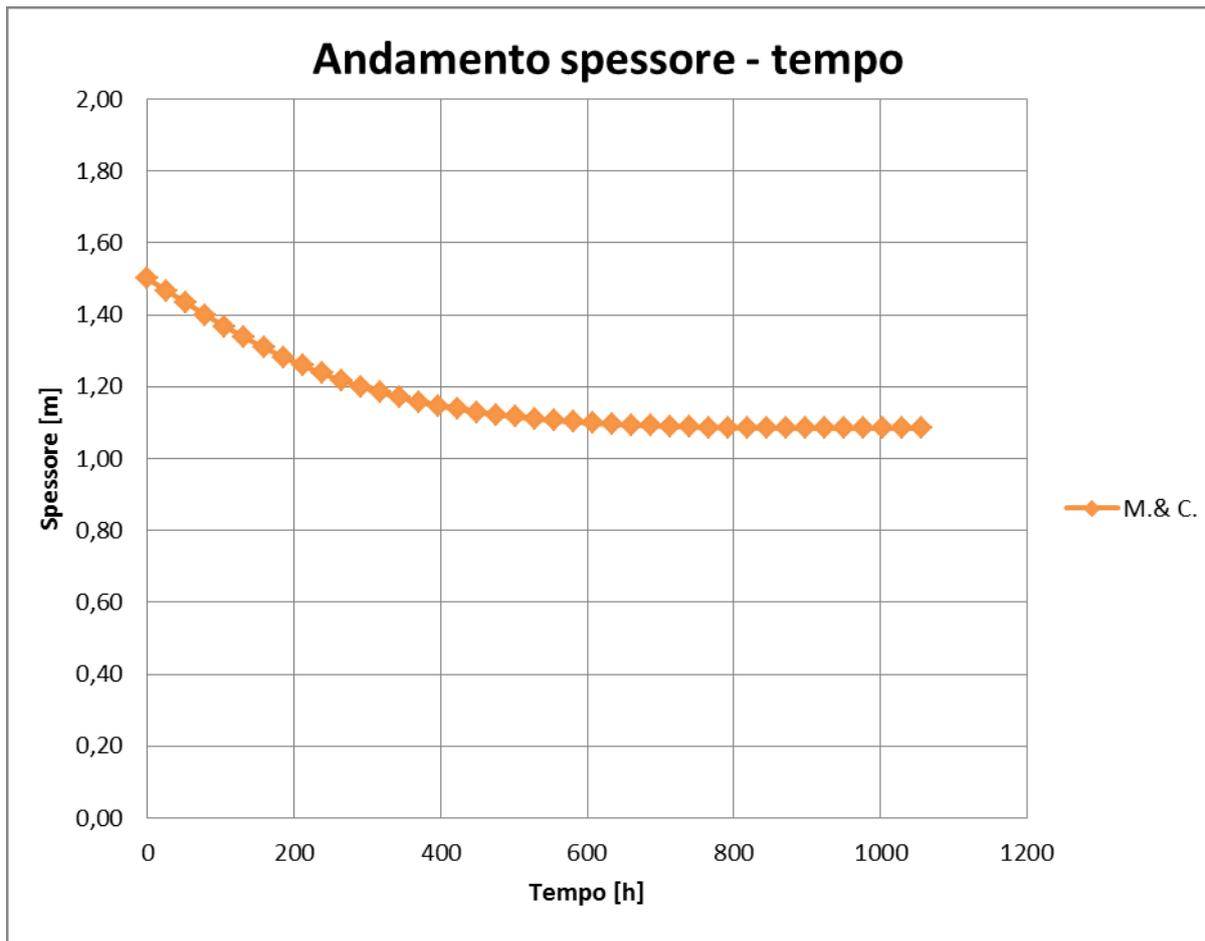


Figura 5.37 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_4 = 1 \cdot 10^{-7}$

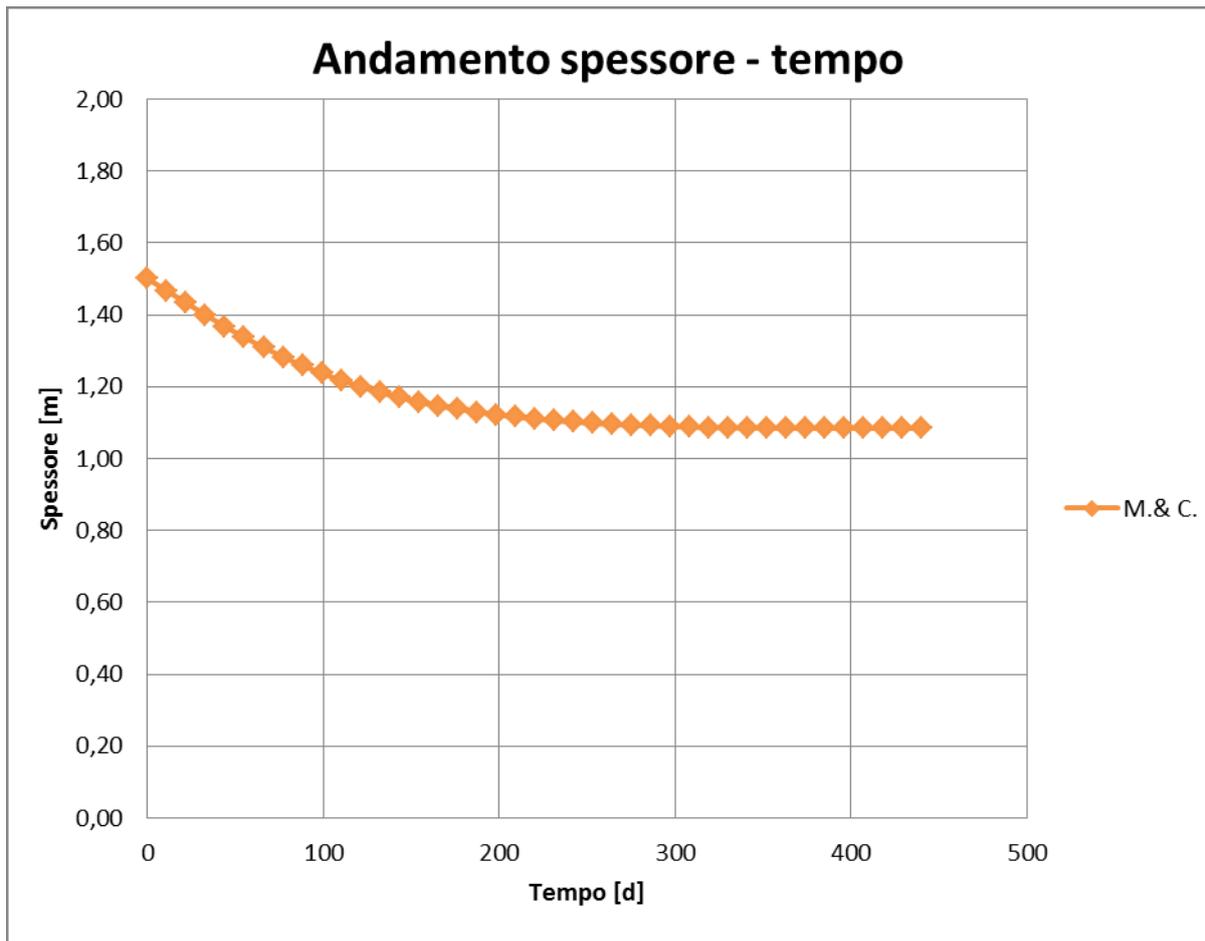


Figura 5.38 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_1 = 1 \cdot 10^{-4}$

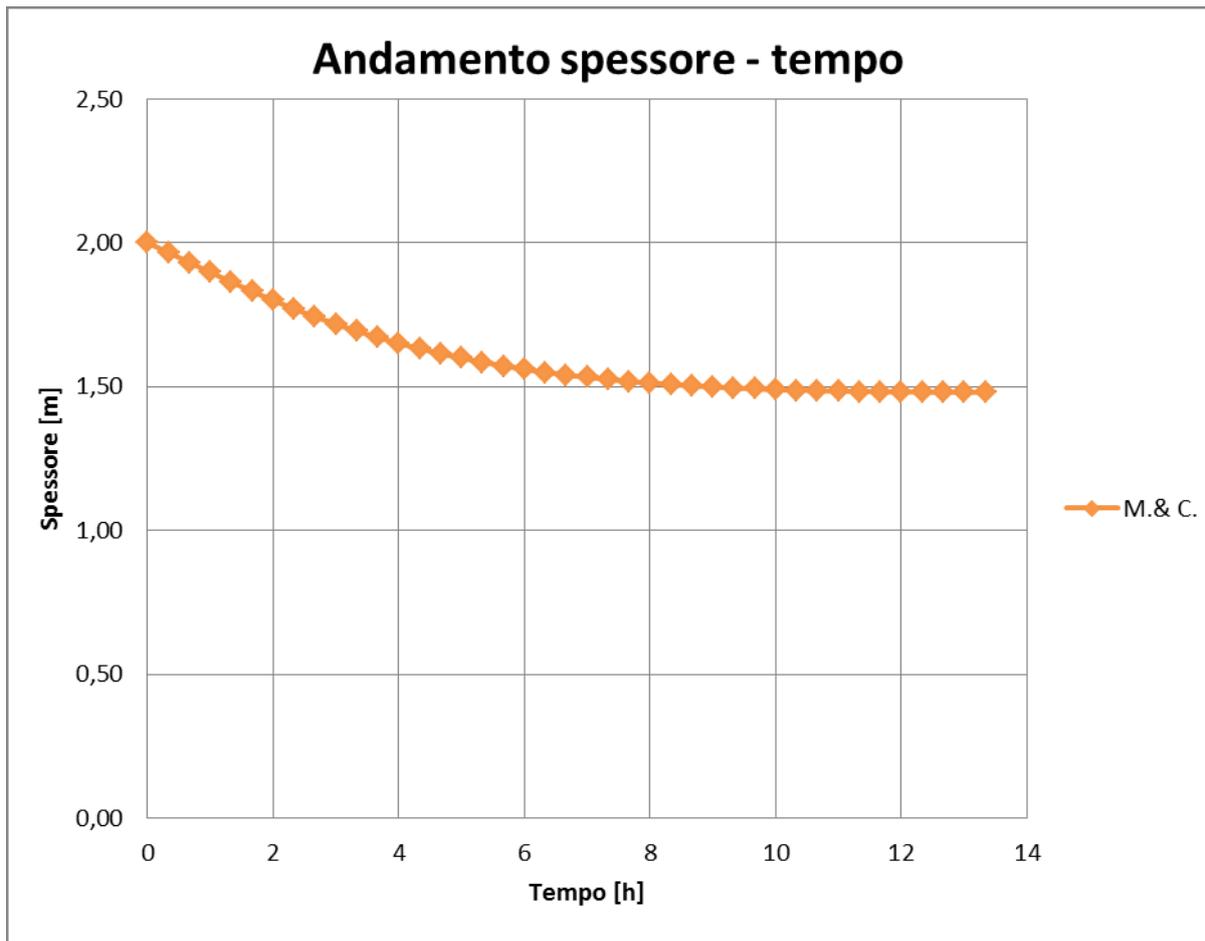


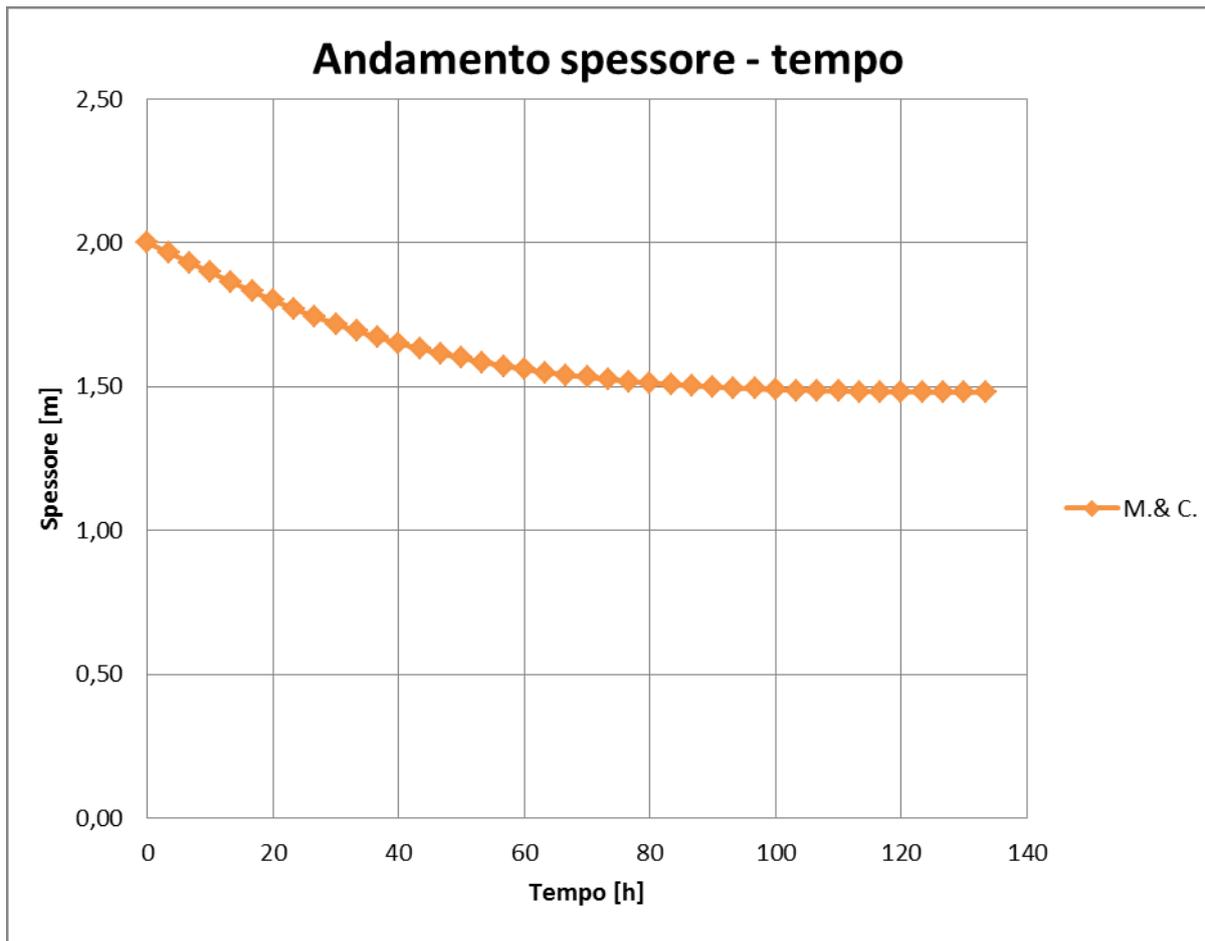
Figura 5.39 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_2 = 1 \cdot 10^{-5}$ 

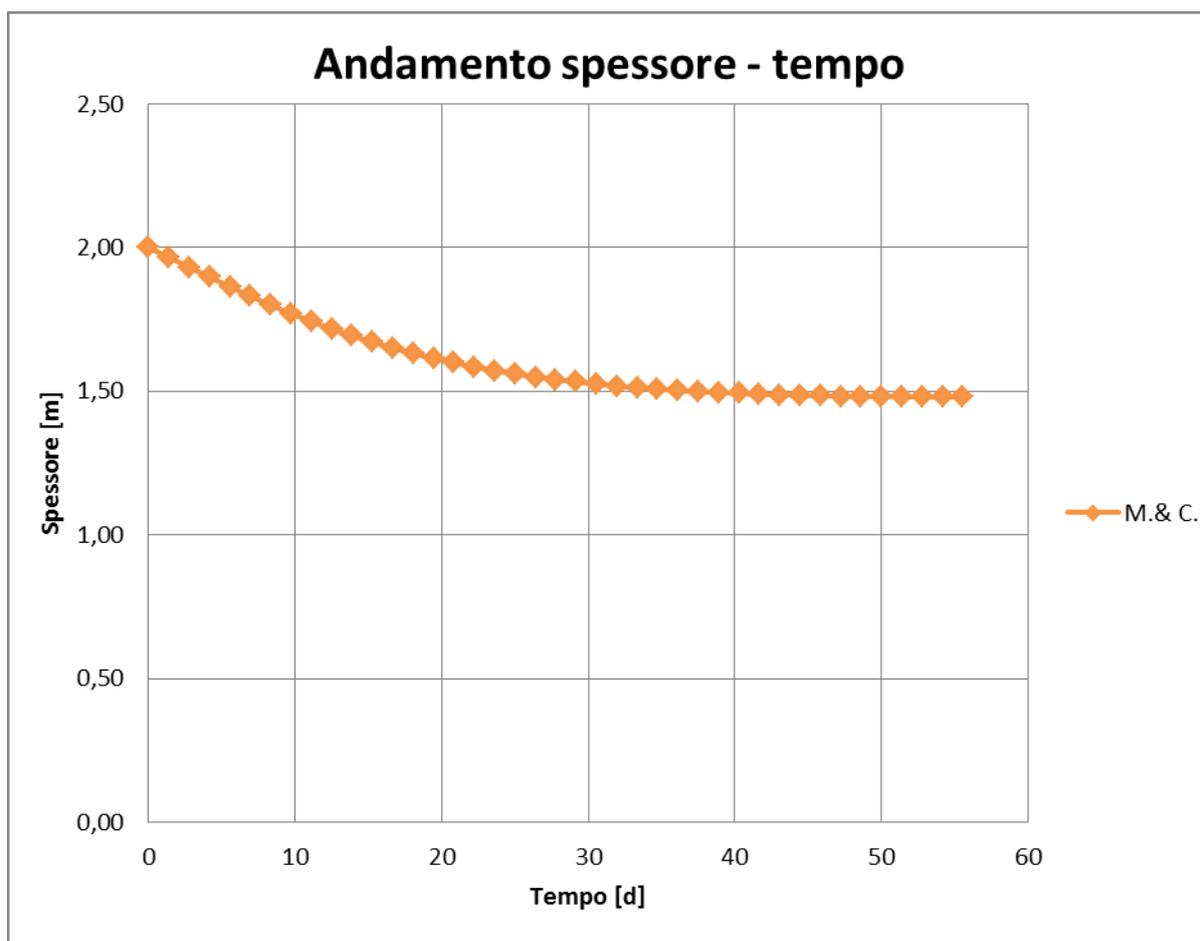
Figura 5.40 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_3 = 1 \cdot 10^{-6}$ 

Figura 5.41 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_4 = 1 \cdot 10^{-7}$

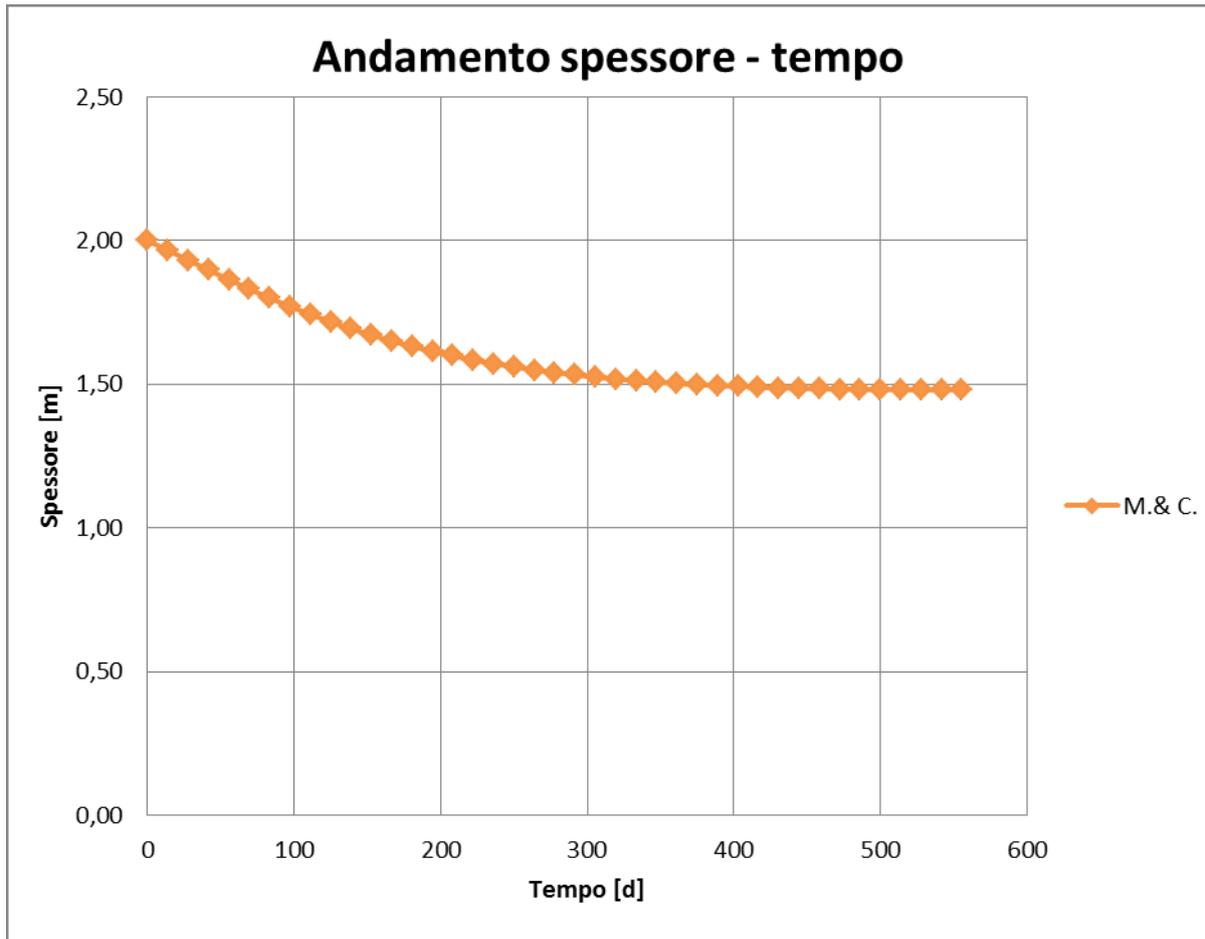


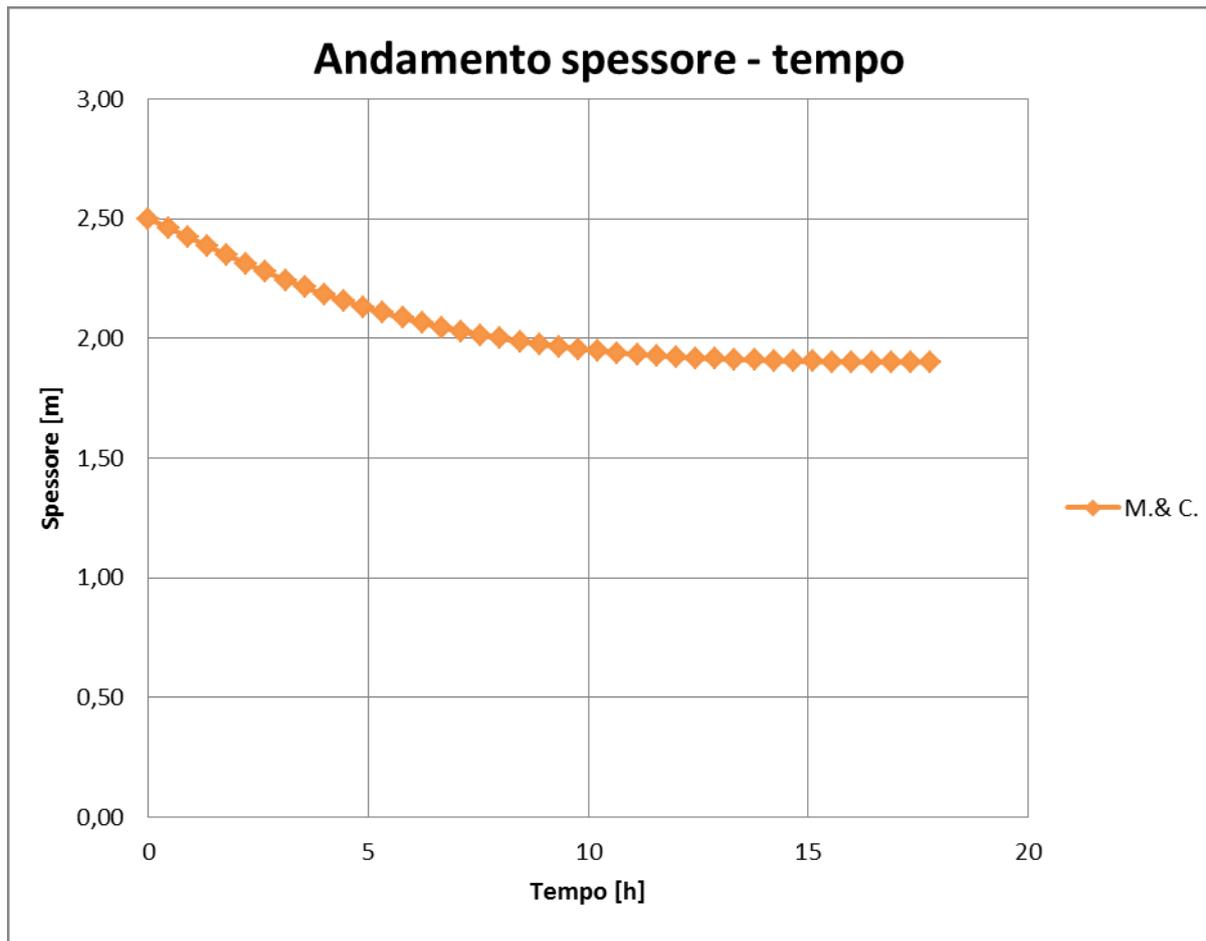
Figura 5.42 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_1 = 1 \cdot 10^{-4}$ 

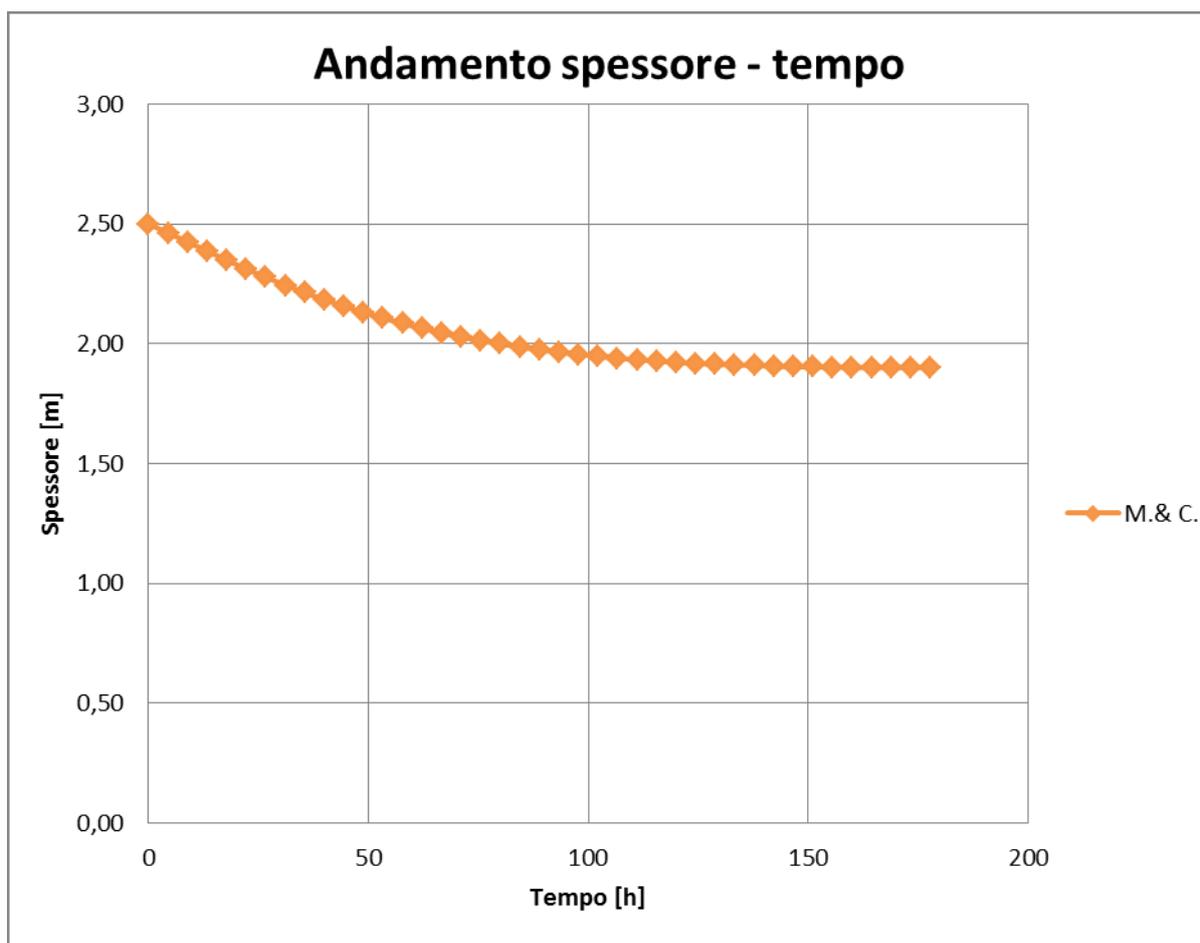
Figura 5.44 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_2 = 1 \cdot 10^{-5}$ 

Figura 5.45 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_3 = 1 \cdot 10^{-6}$

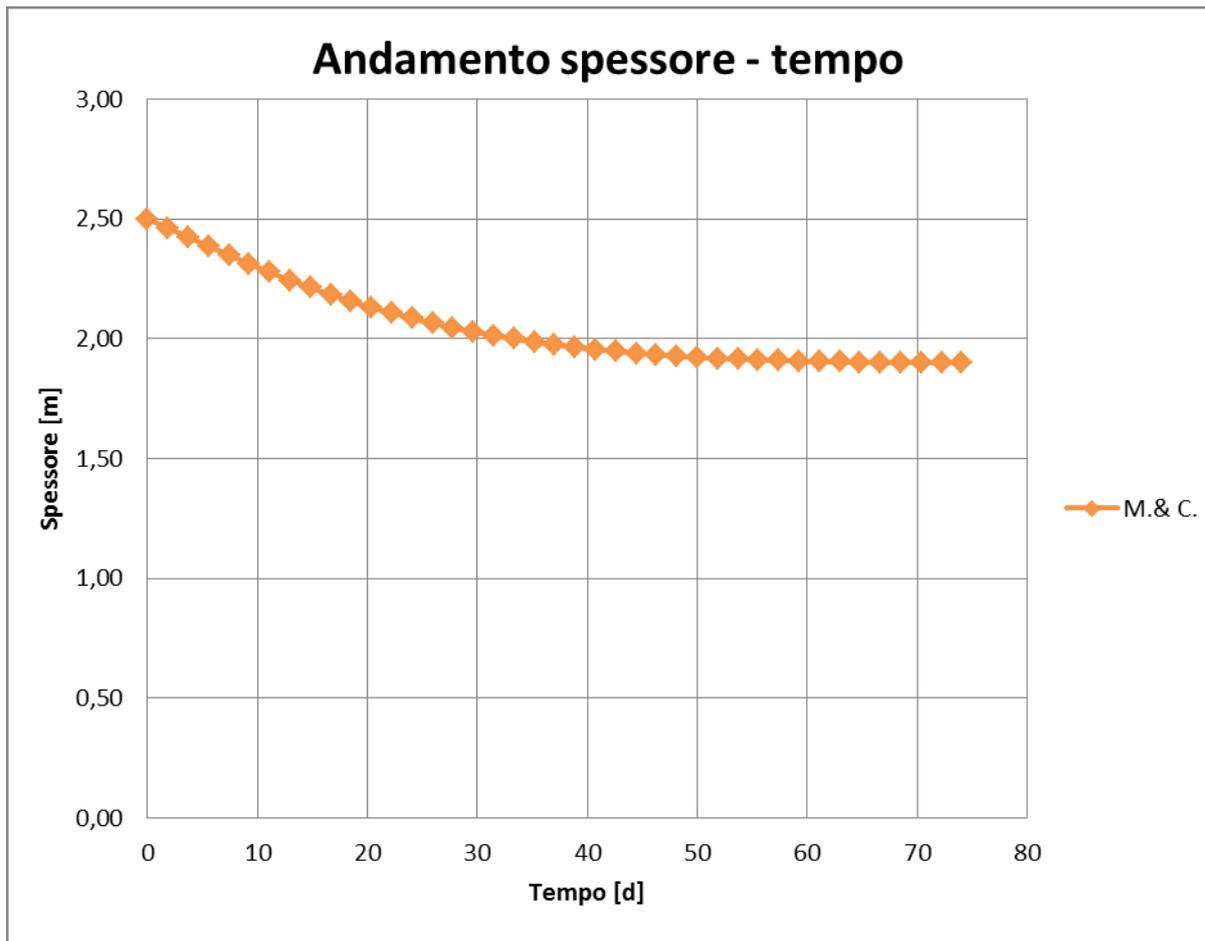


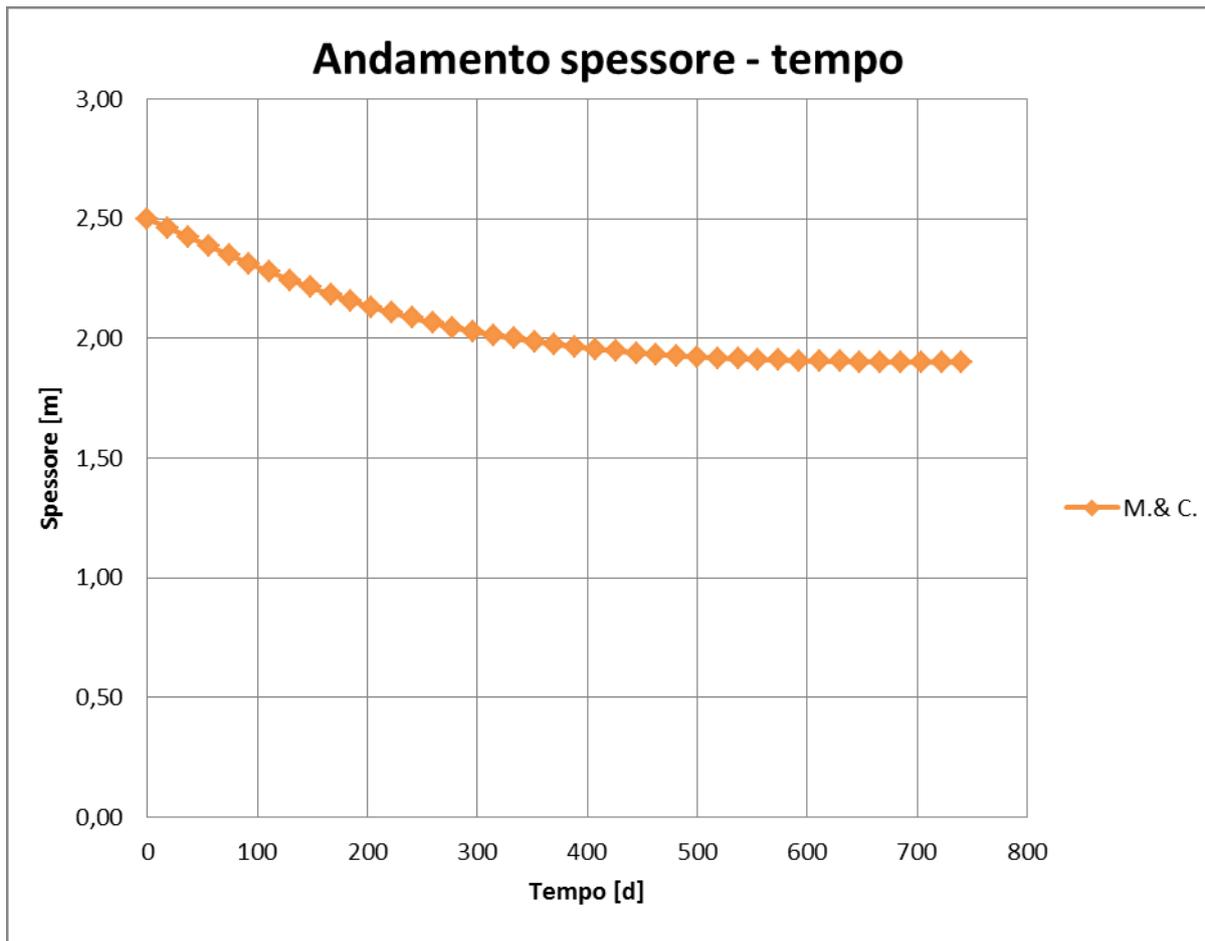
Figura 5.46 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_4 = 1 \cdot 10^{-7}$ 

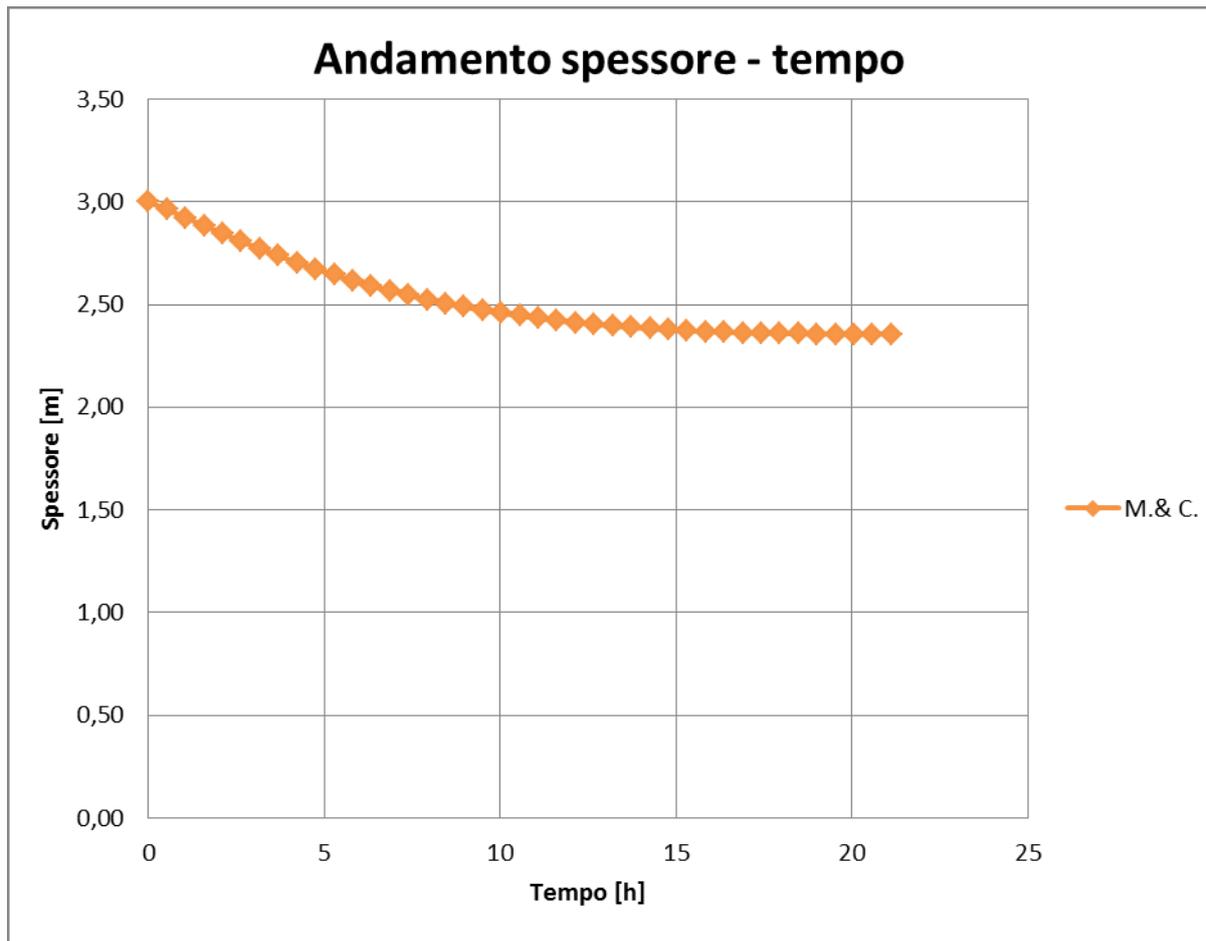
Figura 5.47 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_1 = 1 \cdot 10^{-4}$ 

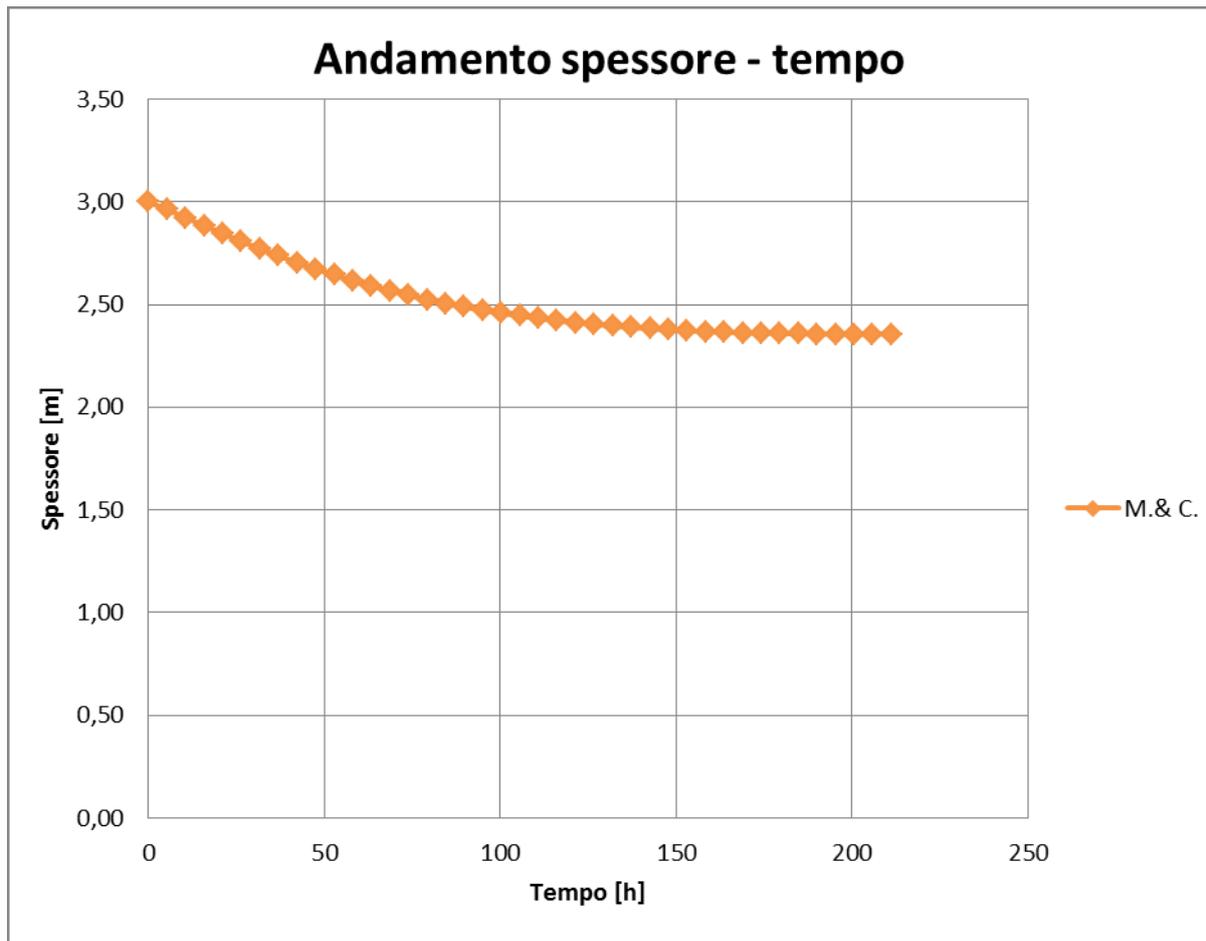
Figura 5.48 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_2 = 1 \cdot 10^{-5}$ 

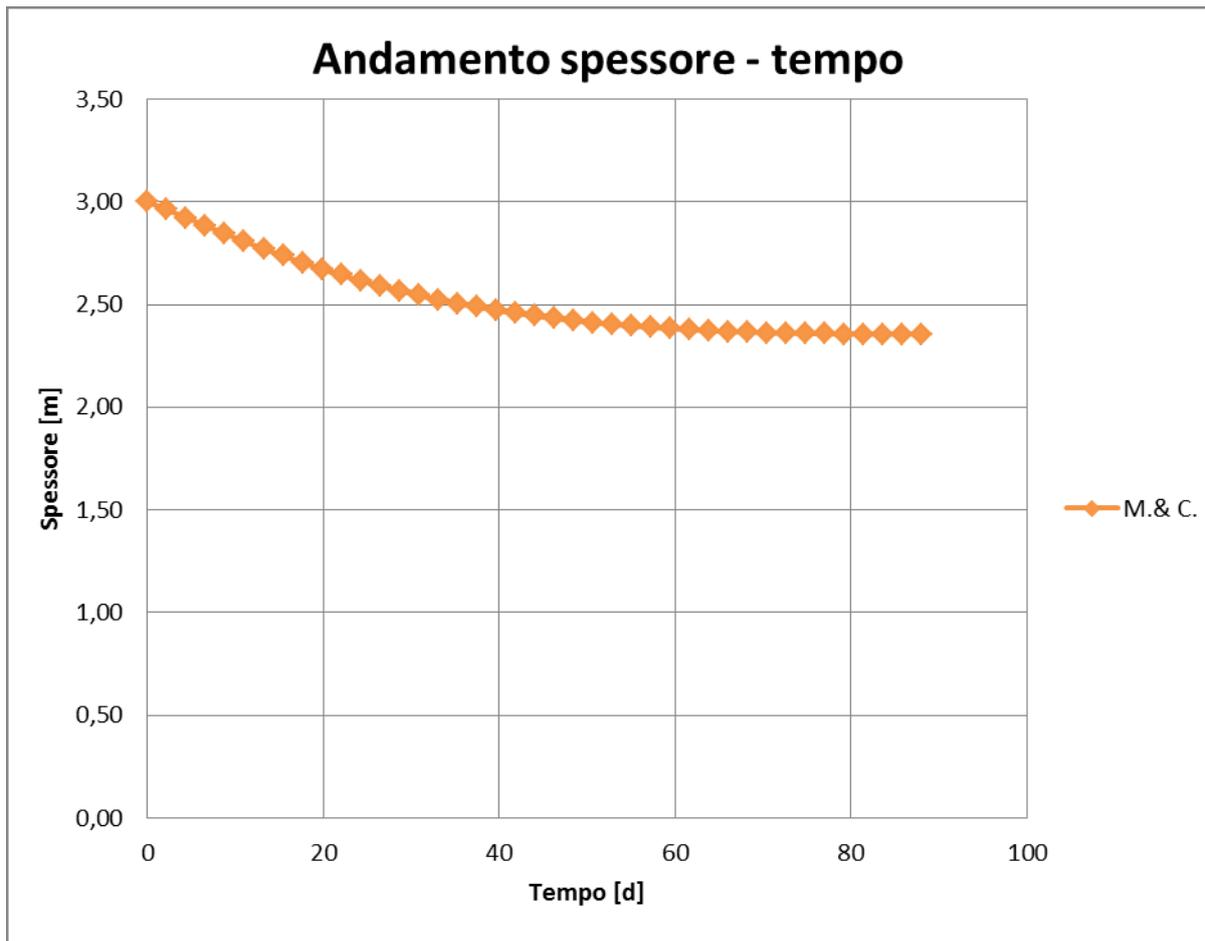
Figura 5.49 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_3 = 1 \cdot 10^{-6}$ 

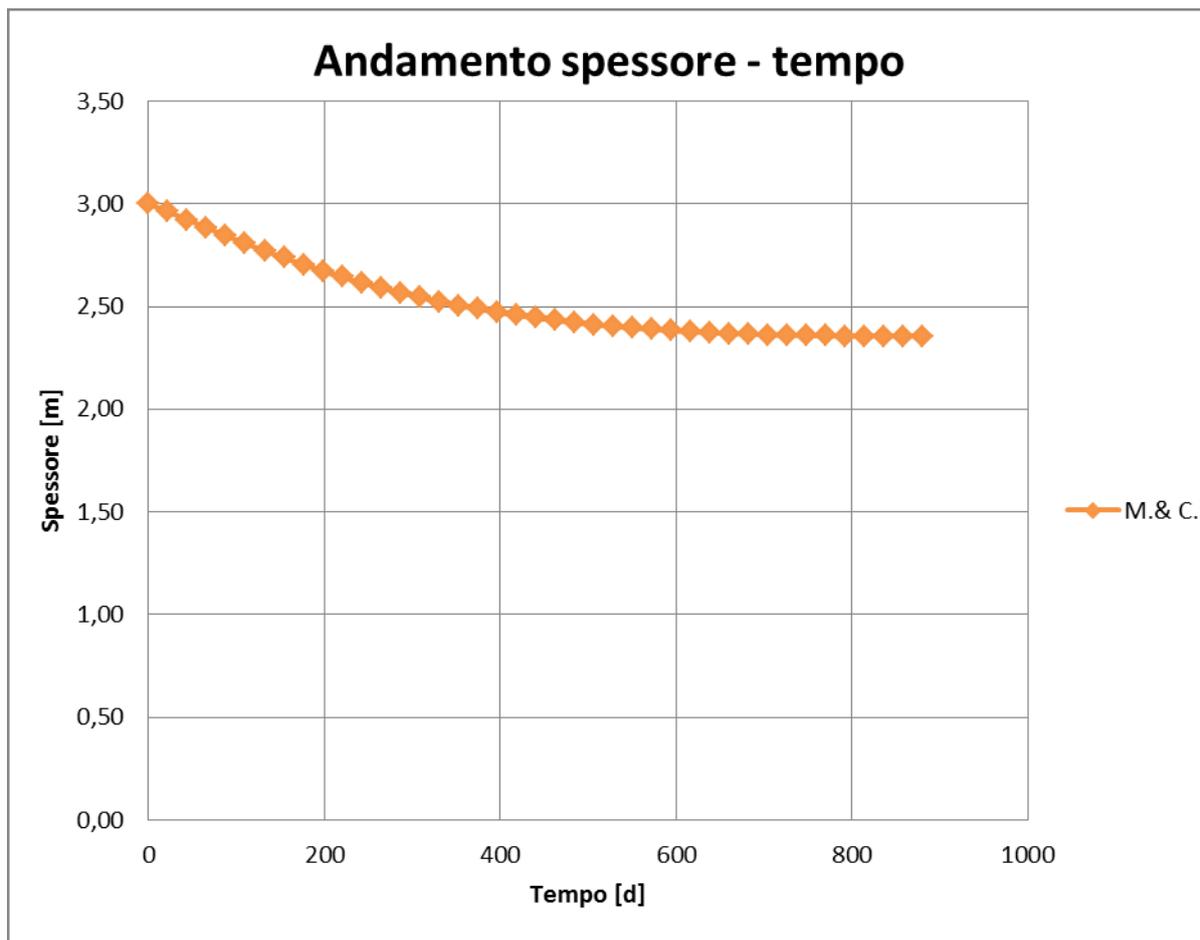
Figura 5.50 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Masala & Chan, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_4 = 1 \cdot 10^{-7}$ 

Figura 5.51 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_1 = 1*10^{-4}$

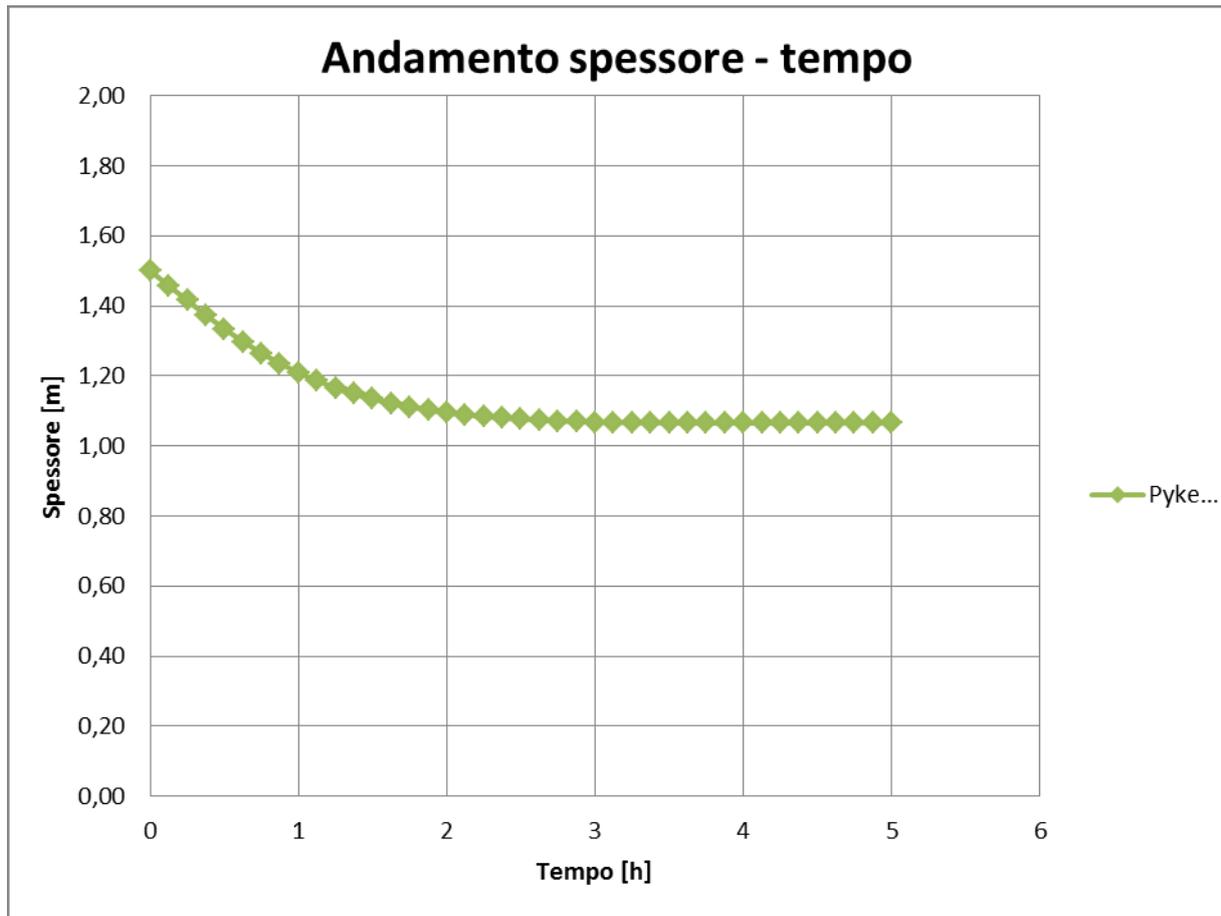


Figura 5.52 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_2 = 1 \cdot 10^{-5}$

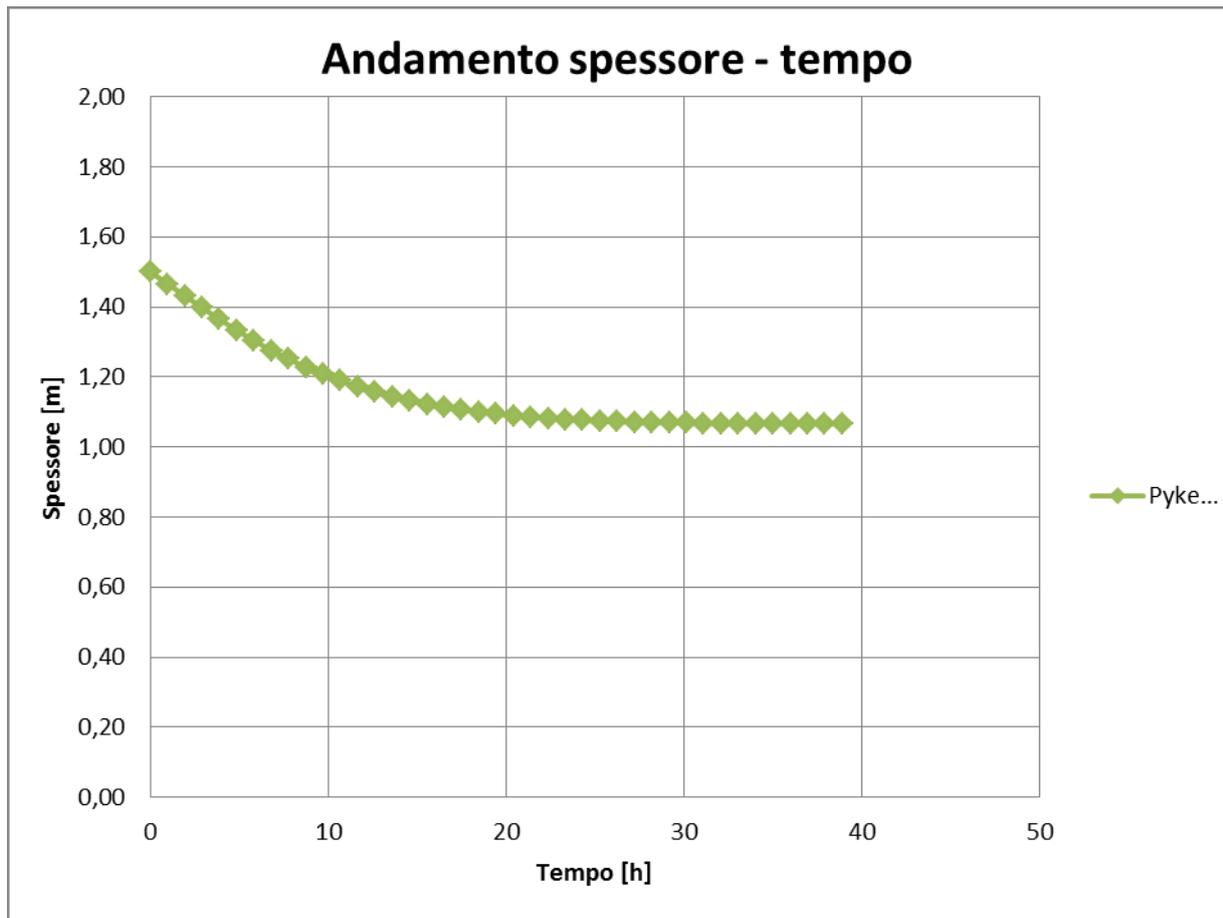


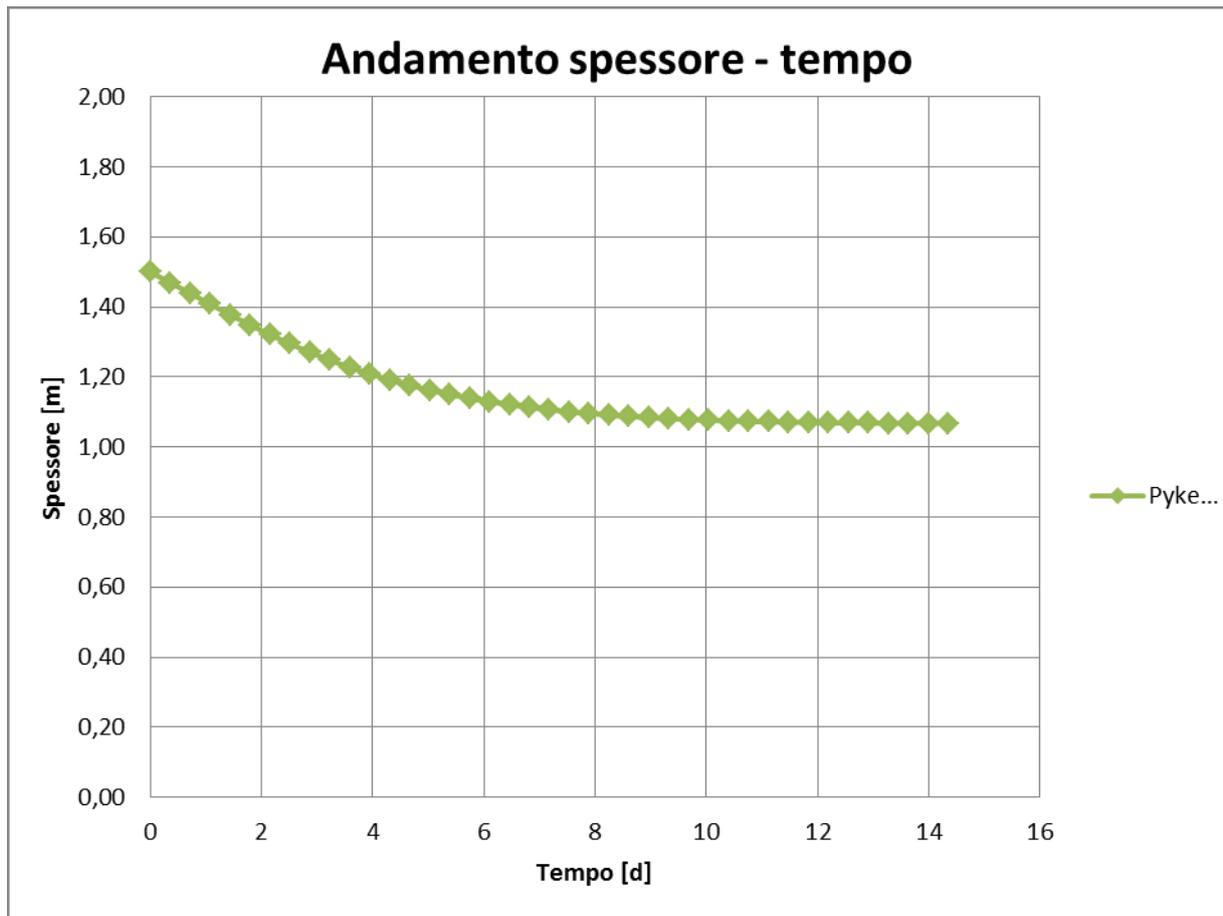
Figura 5.53 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_3 = 1*10^{-6}$ 

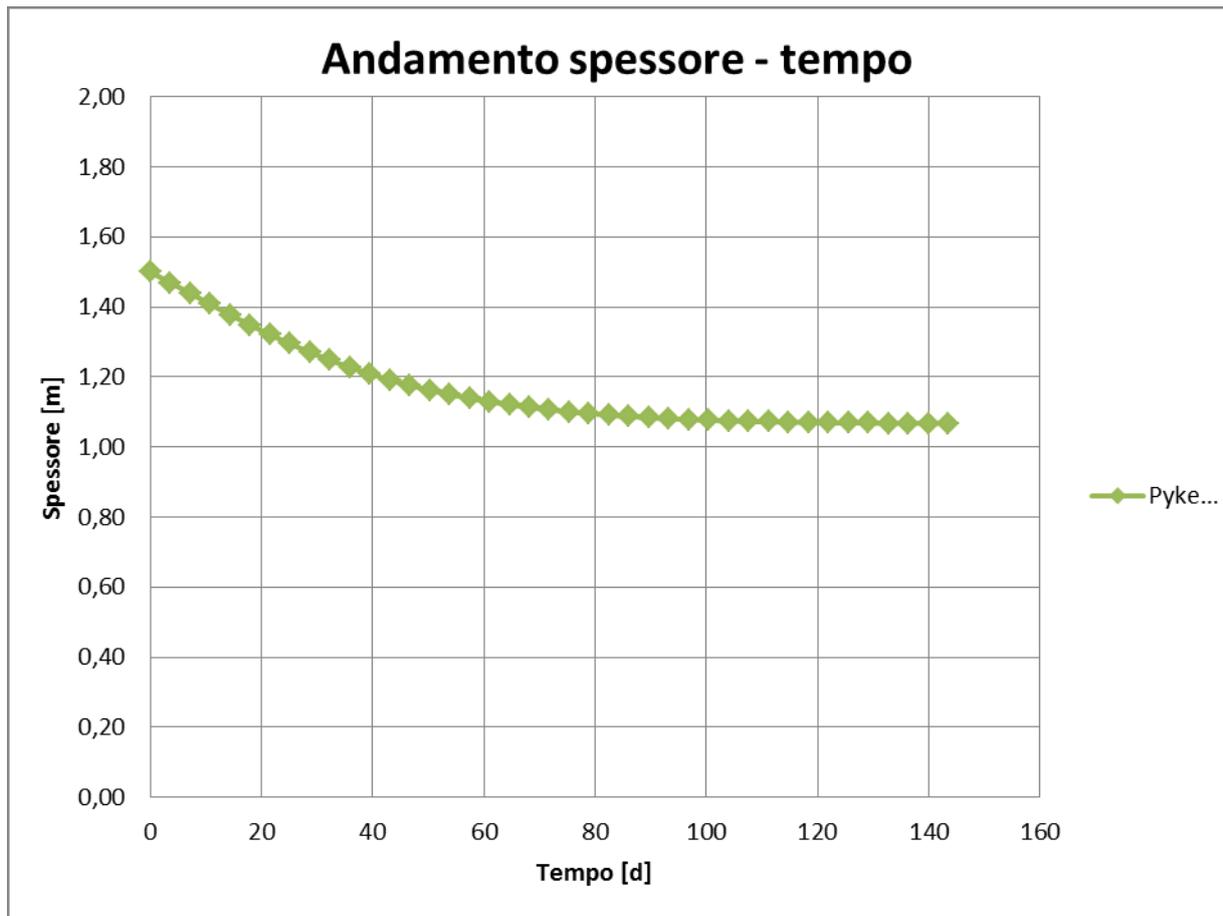
Figura 5.54 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_1=1,50$ m $K_4=1*10^{-7}$ 

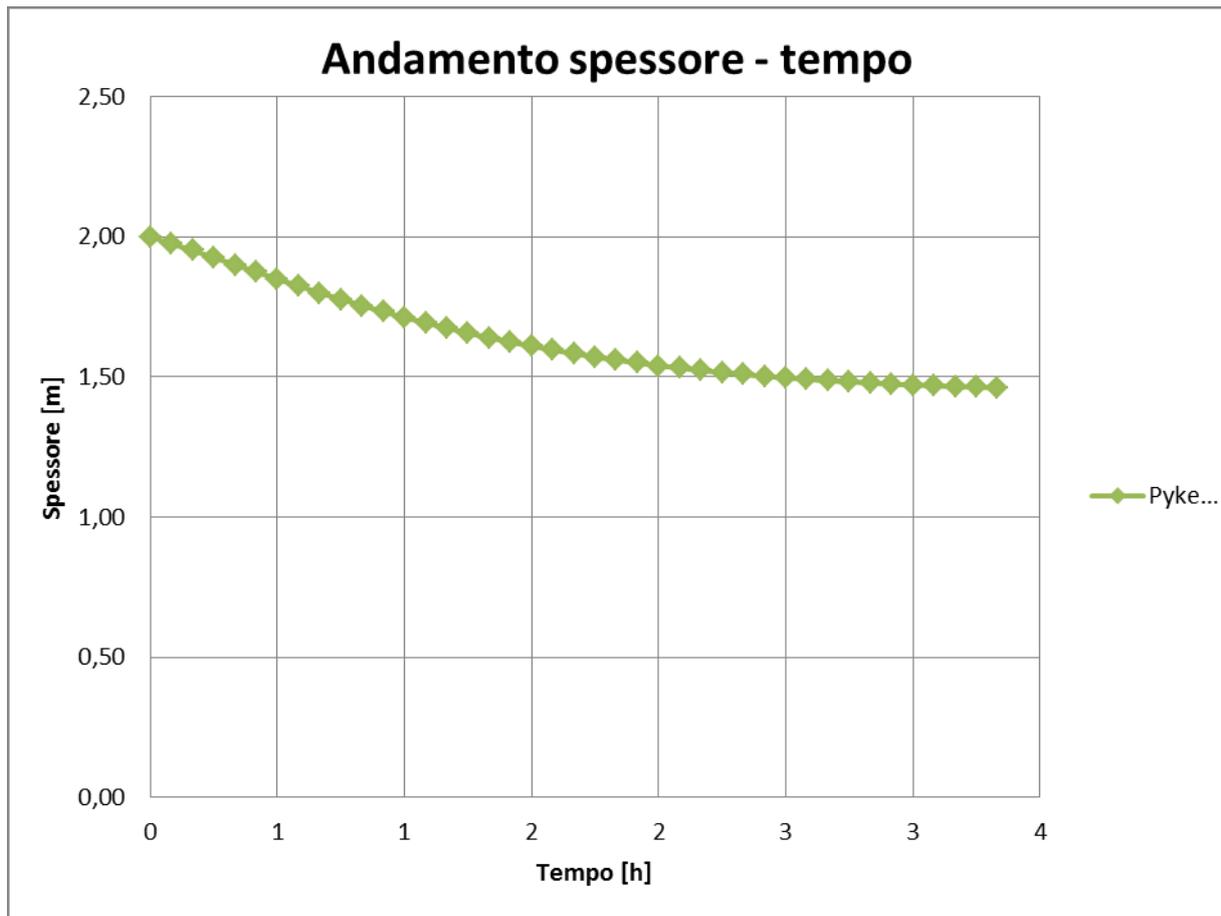
Figura 5.55 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_1 = 1*10^{-4}$ 

Figura 5.56 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_2 = 1 \cdot 10^{-5}$

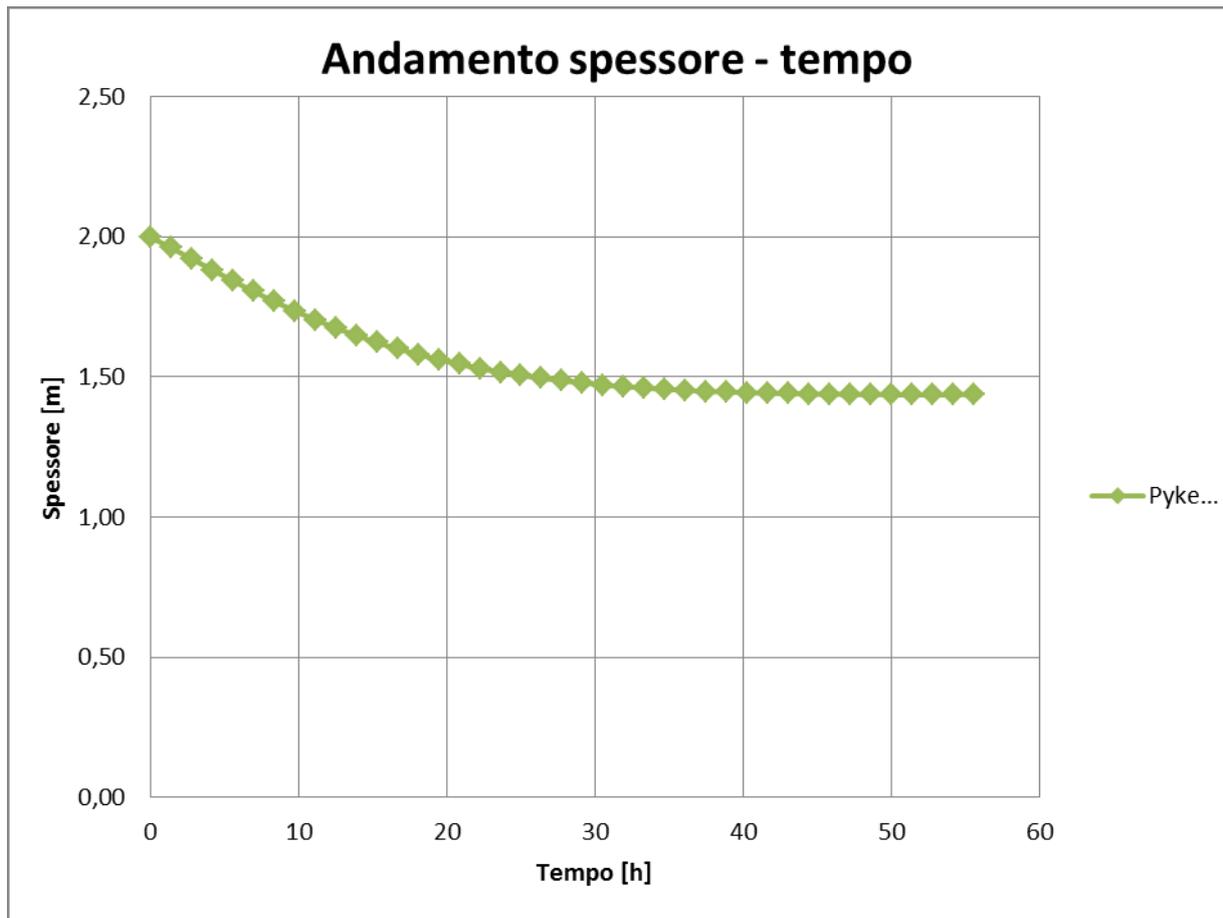


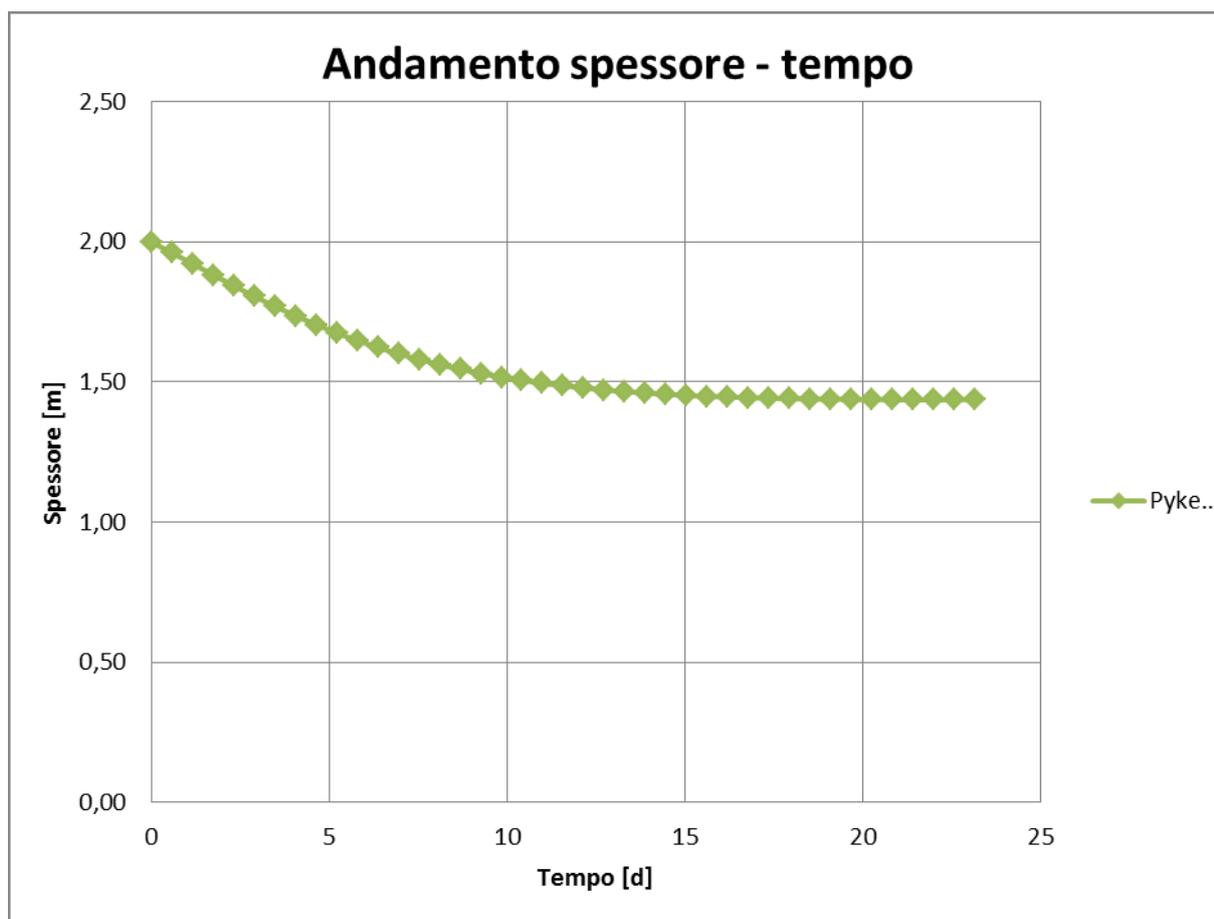
Figura 5.57 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_3 = 1*10^{-6}$ 

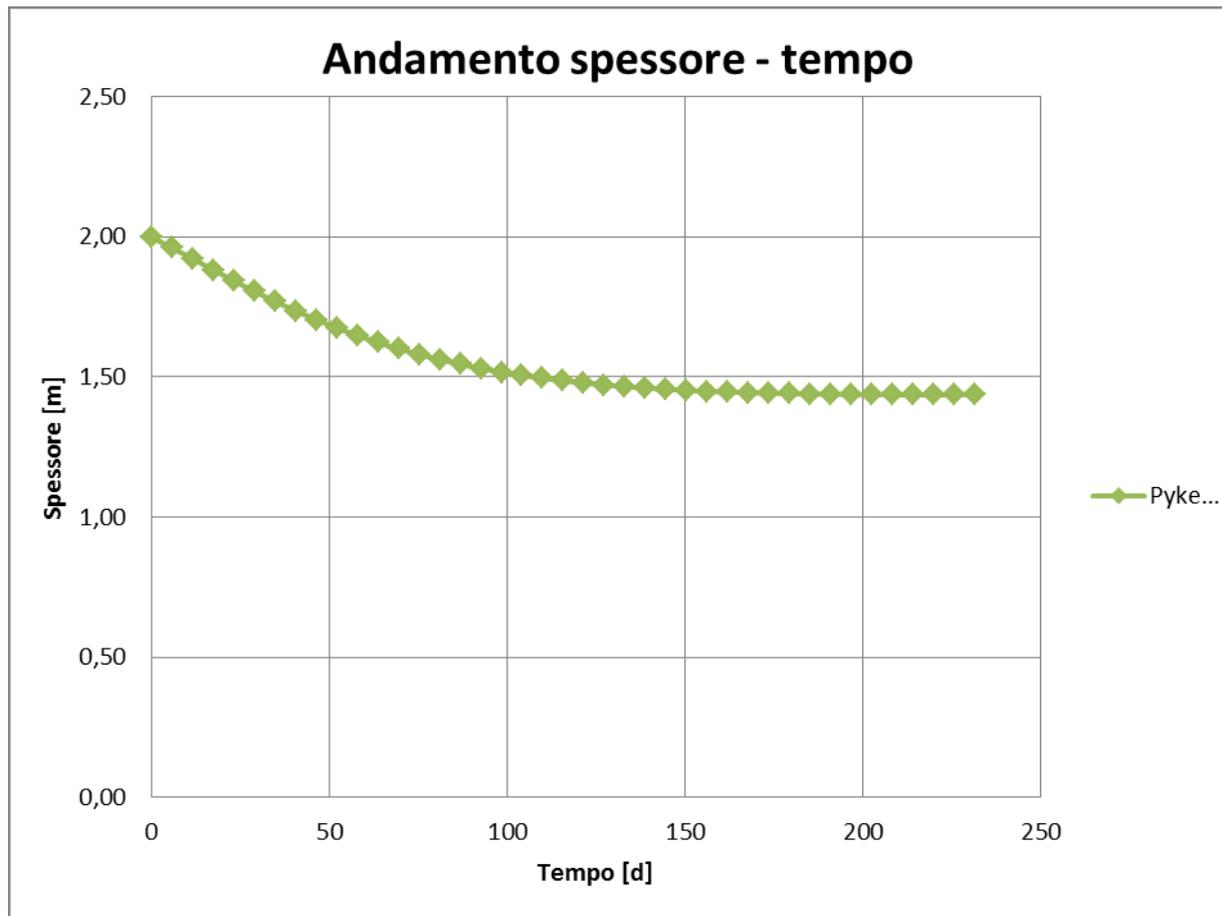
Figura 5.58 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_2=2,00$ m $K_4=1*10^{-7}$ 

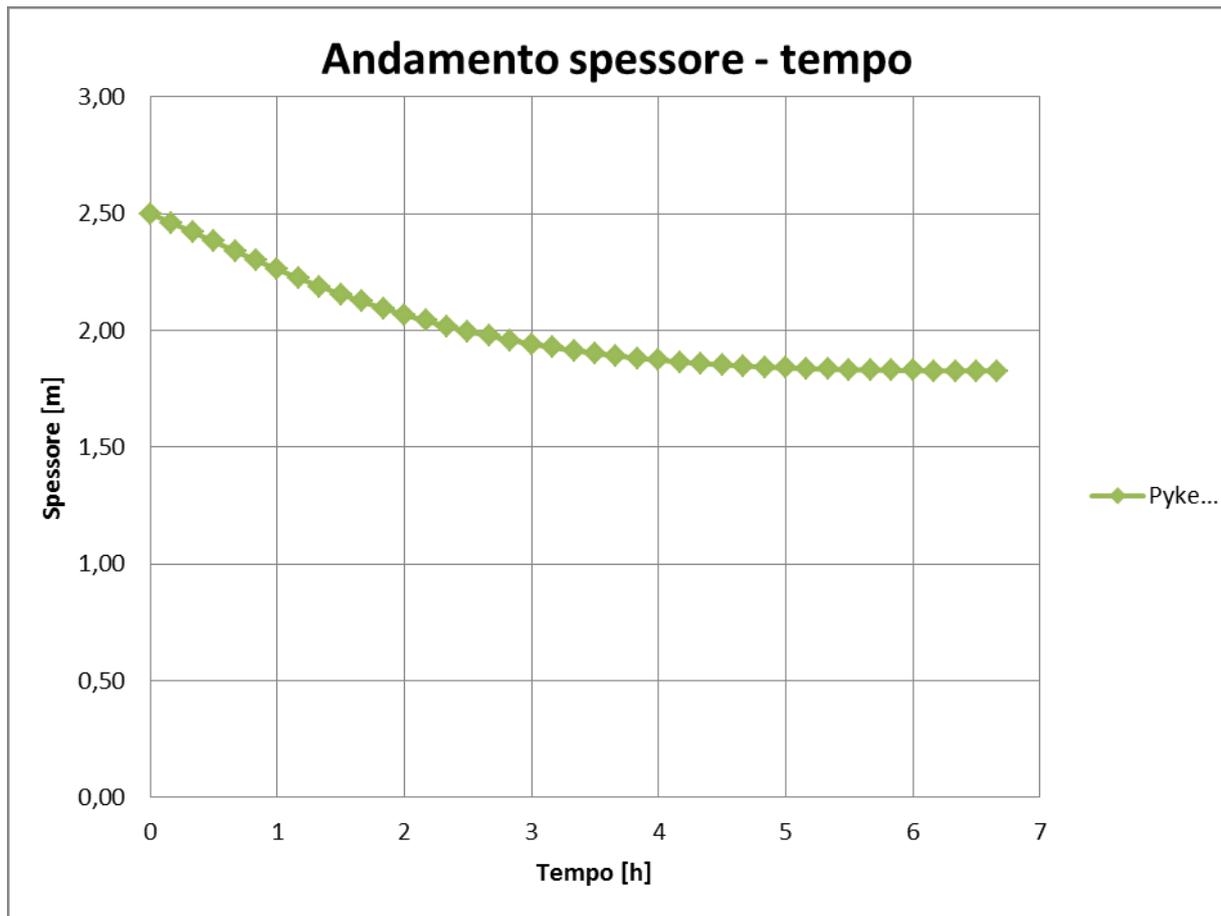
Figura 5.59 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_1 = 1 \cdot 10^{-4}$ 

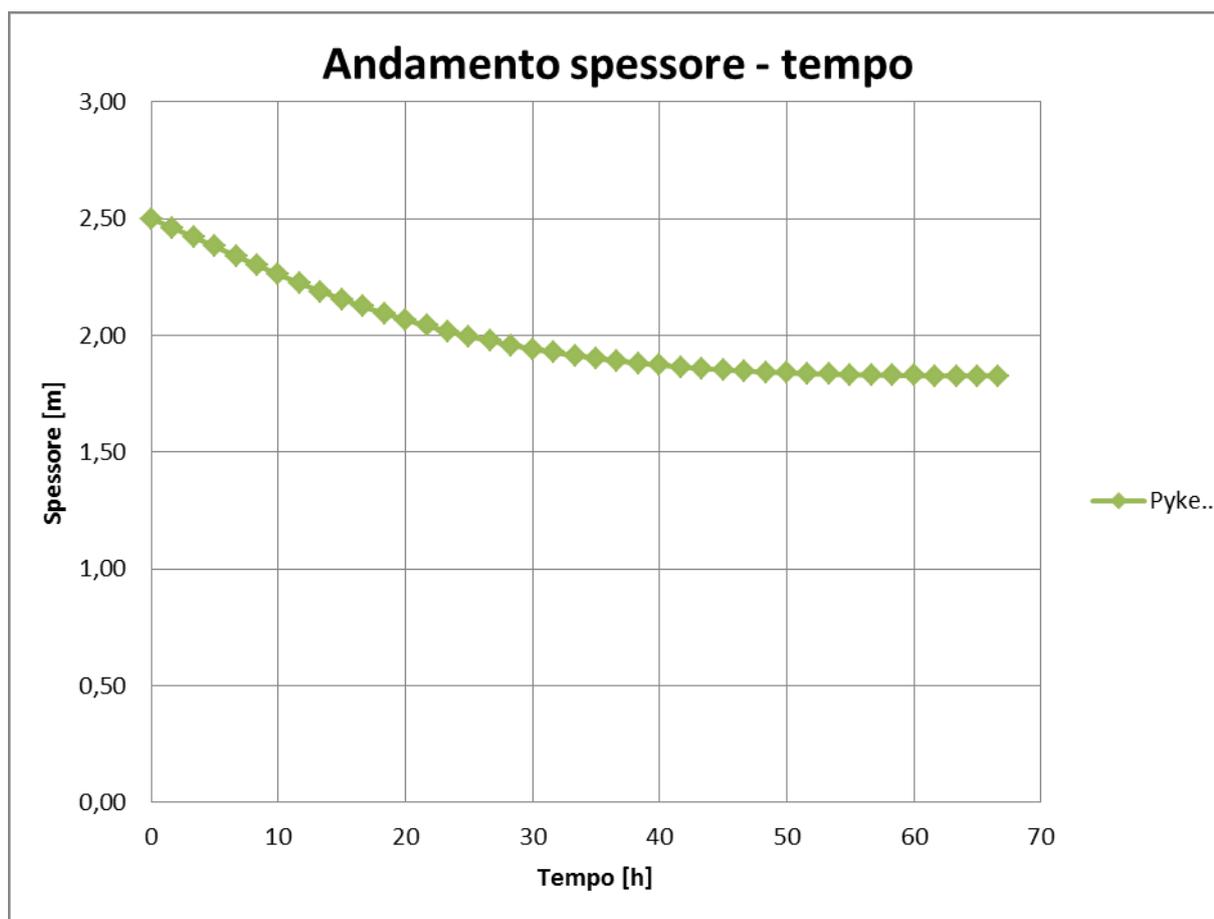
Figura 5.60 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_2 = 1*10^{-5}$ 

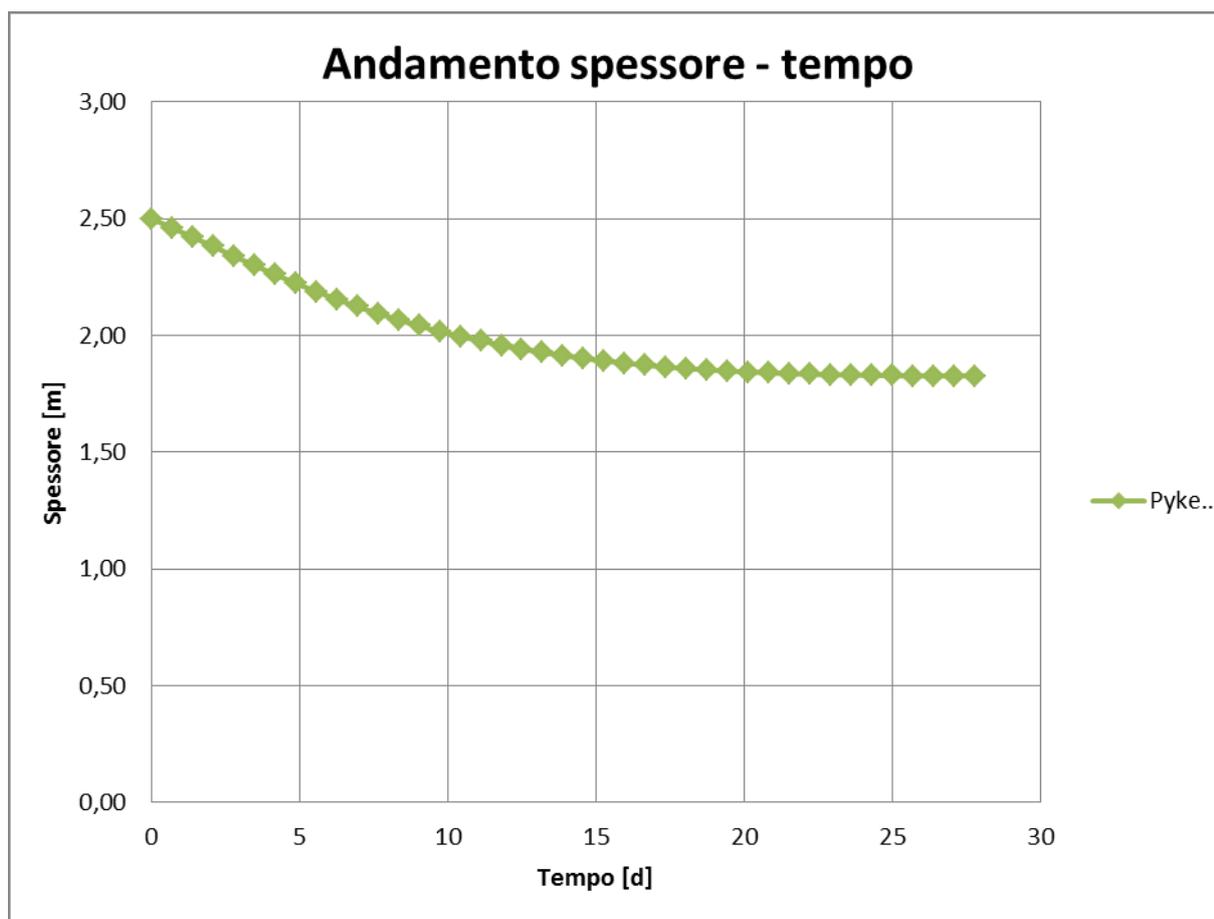
Figura 5.61 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_3 = 1*10^{-6}$ 

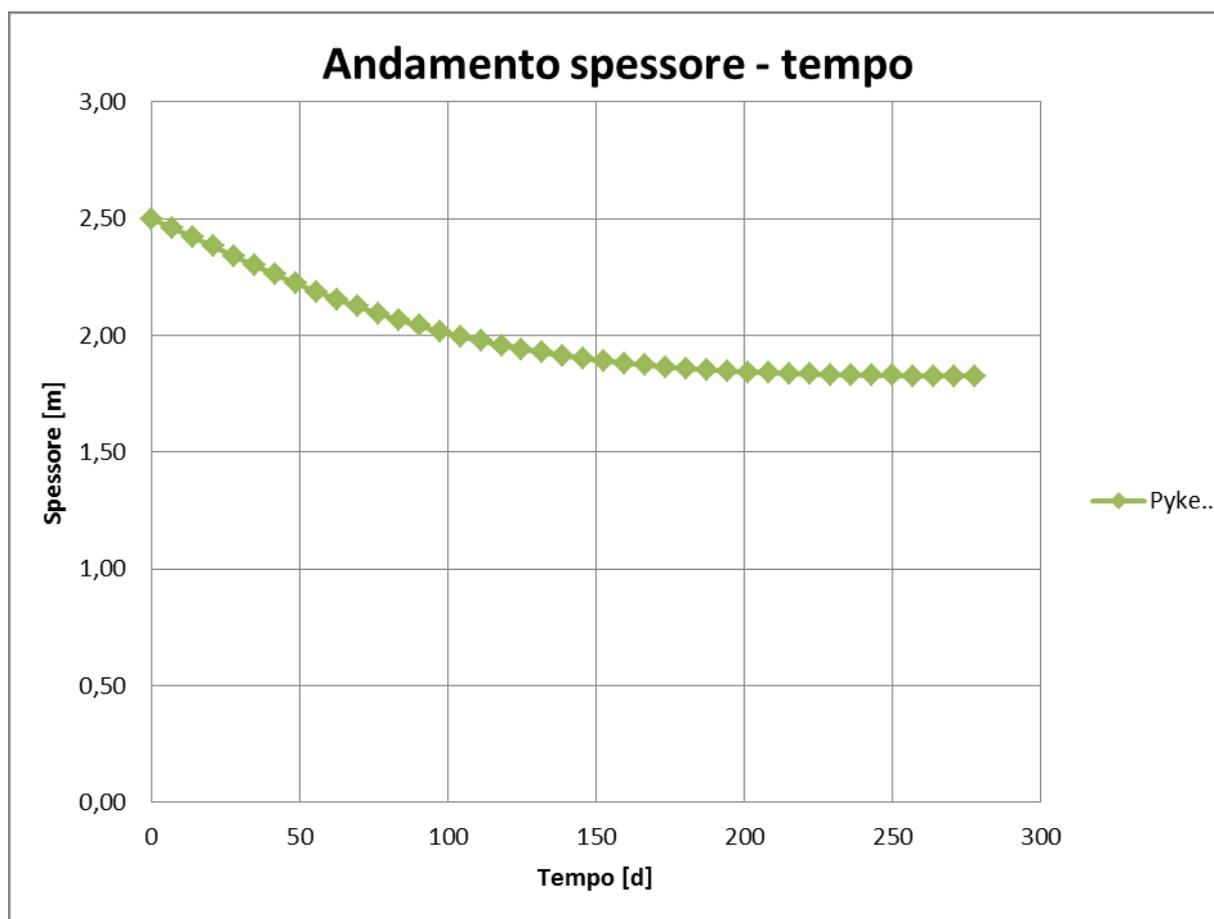
Figura 5.62 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_3=2,50$ m $K_4=1*10^{-7}$ 

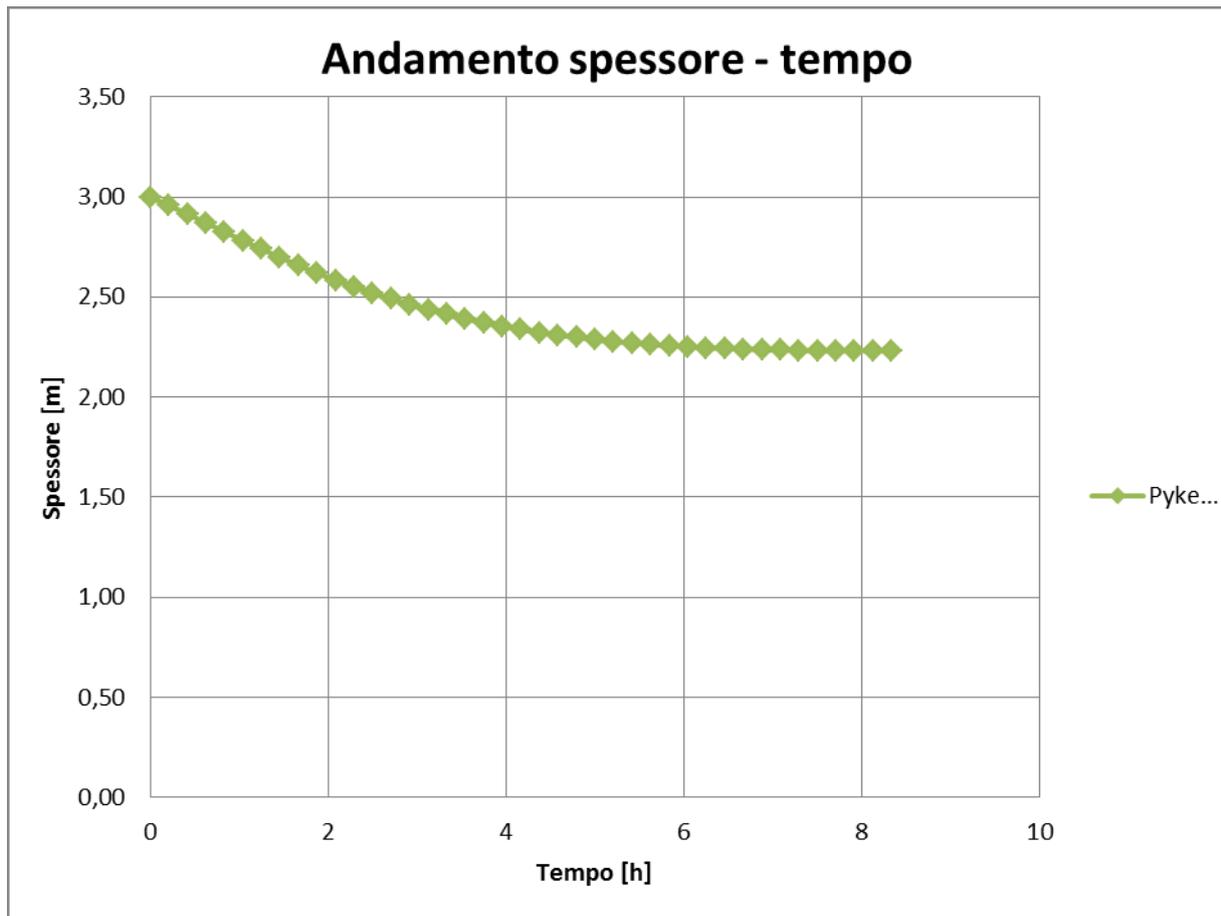
Figura 5.63 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_1 = 1 \cdot 10^{-4}$ 

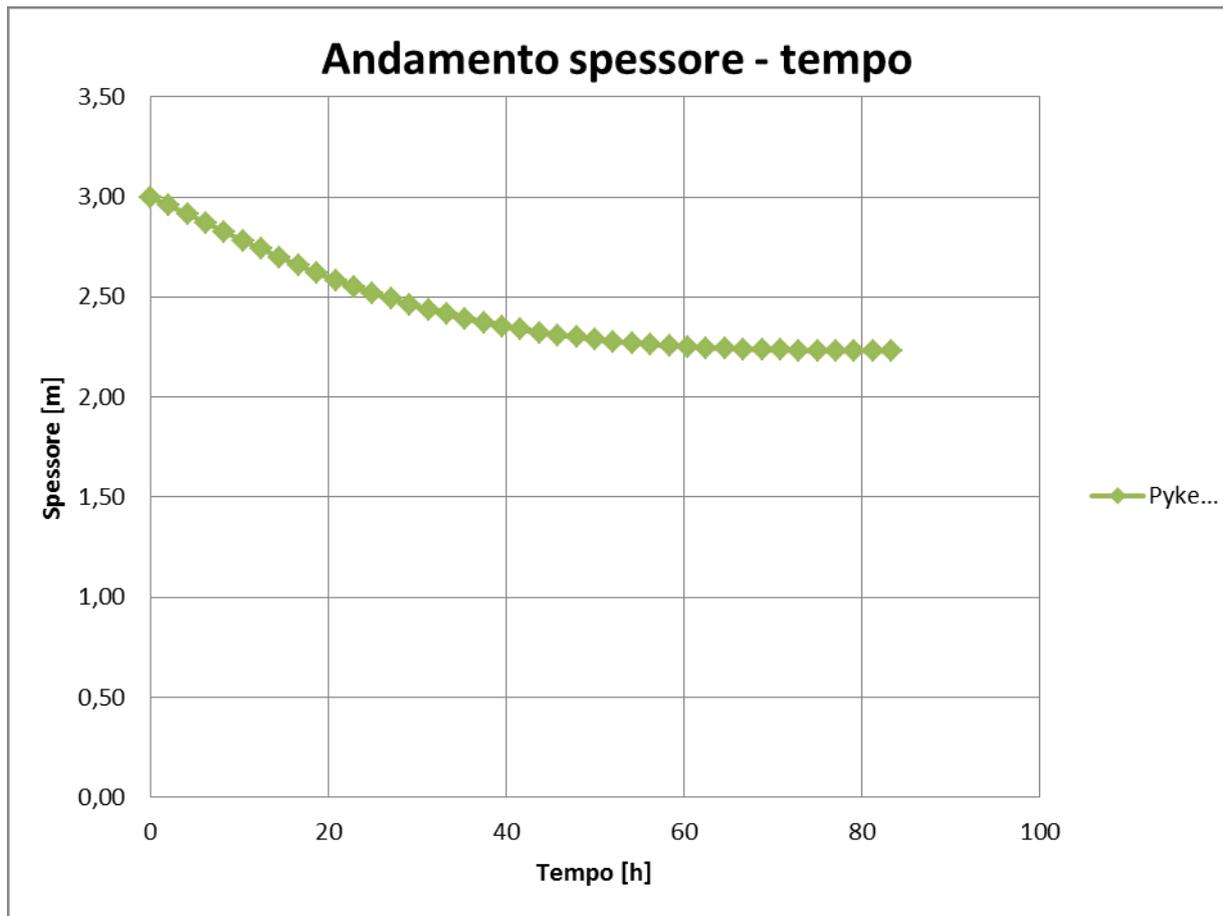
Figura 5.64 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_2 = 1 \cdot 10^{-5}$ 

Figura 5.65 – Curva cedimento - tempo: legge e – σ' di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_3 = 1 \cdot 10^{-6}$

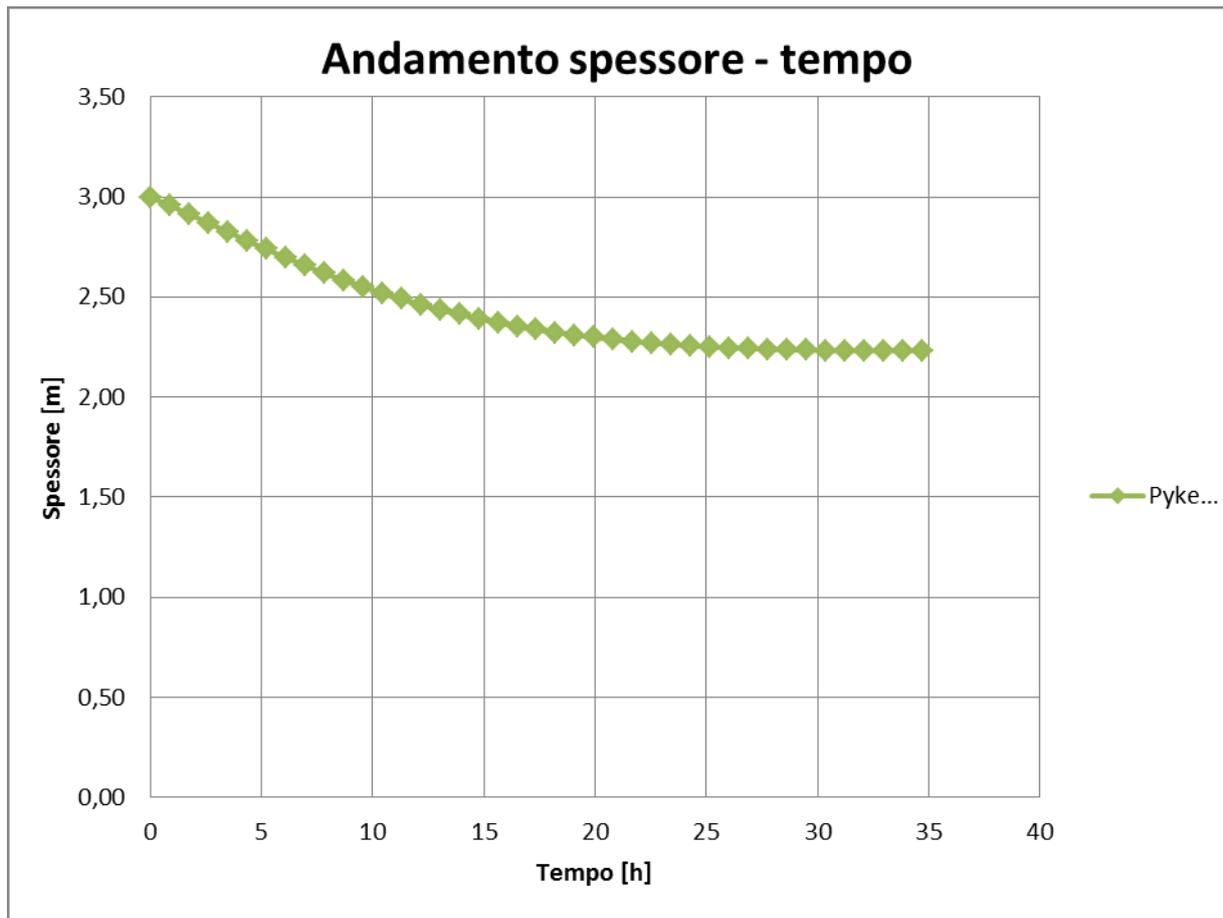


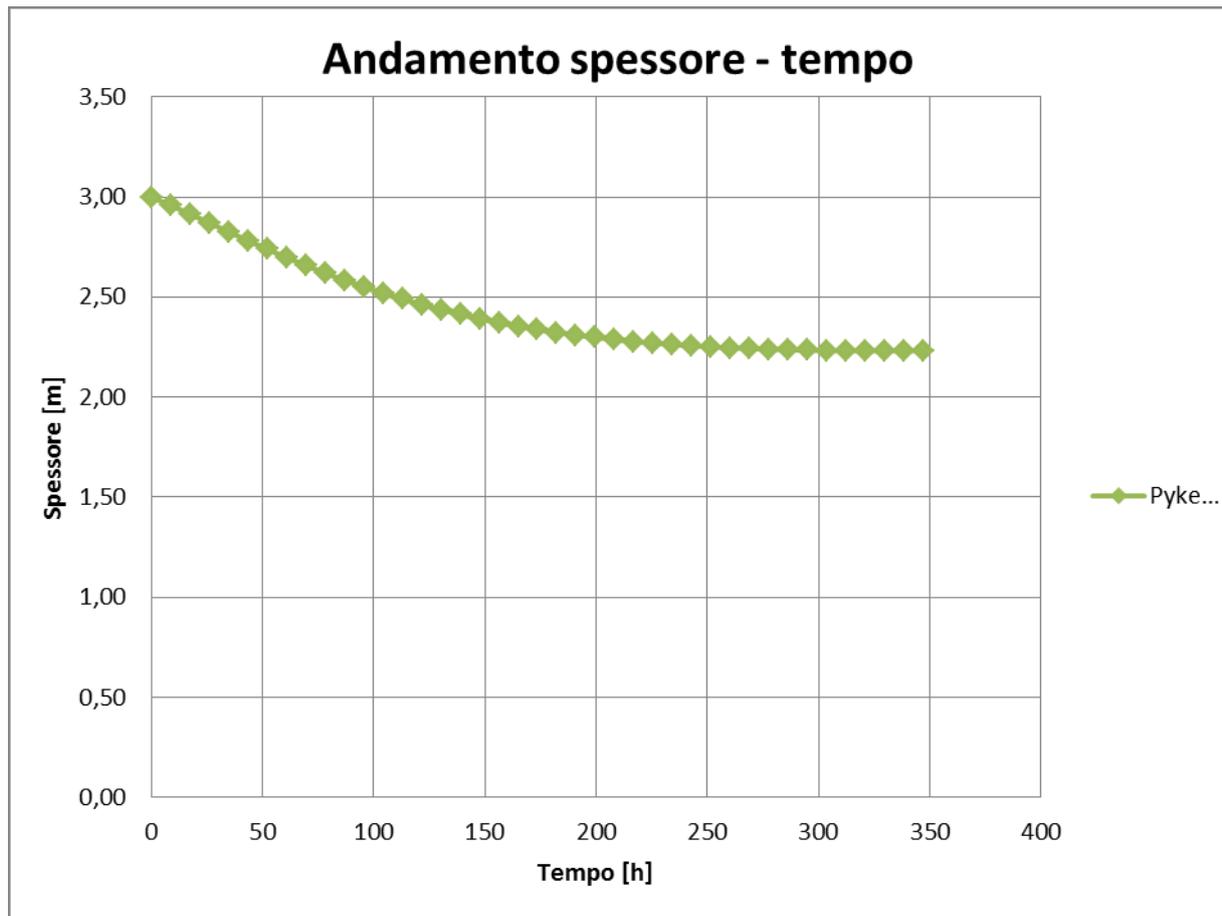
Figura 5.66 – Curva cedimento - tempo: legge e - σ' di Pyke & Sills, e_{in} Black Rock, $H_4=3,00$ m $K_4=1*10^{-7}$ 

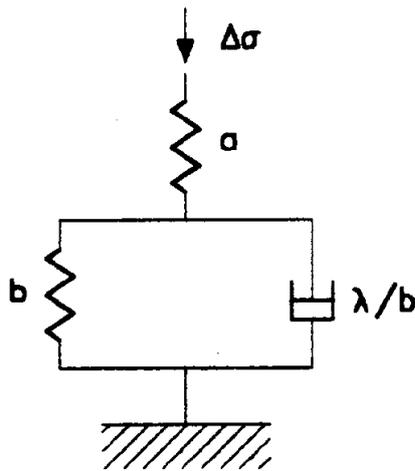
Figura 5.67 – Modello Reologico di Gibson e Lo (*Brghignoli 1985*)

Figura 5.68 – F. C. TOWNSEND – (1990) Florida phosphate mining industries Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116, No. 2, February, 1990. ASCE, ISSN 0733-9410/90/0002-0222

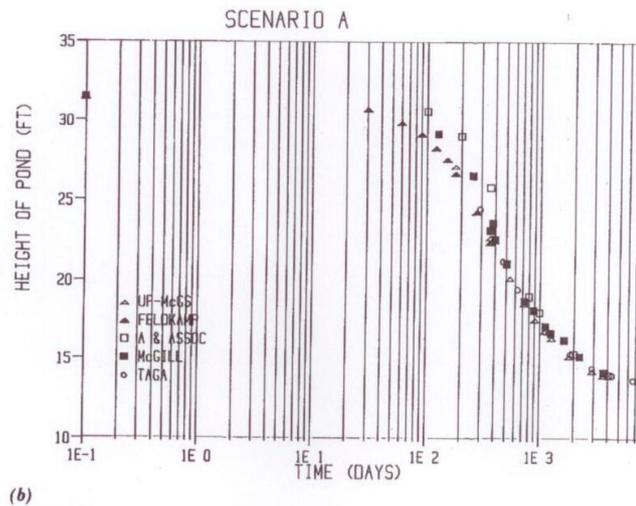


FIG. 2. Pond Elevation Histories for Scenario A: (a) Material Description; (b) Spatial Description

gradual convergence as the pond matures. At one year, the coefficient of variation (COV) on height was 5.79%, which subsequently reduced to COV = 1.28% for the final height predictions. At one year, the high-side predictions used Somogyi- or Olson-based programs.

Figura 5.69 – F. C. TOWNSEND – (1990) Florida phosphate mining industries Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116, No. 2, February, 1990. ASCE, ISSN 0733-9410/90/0002-0222

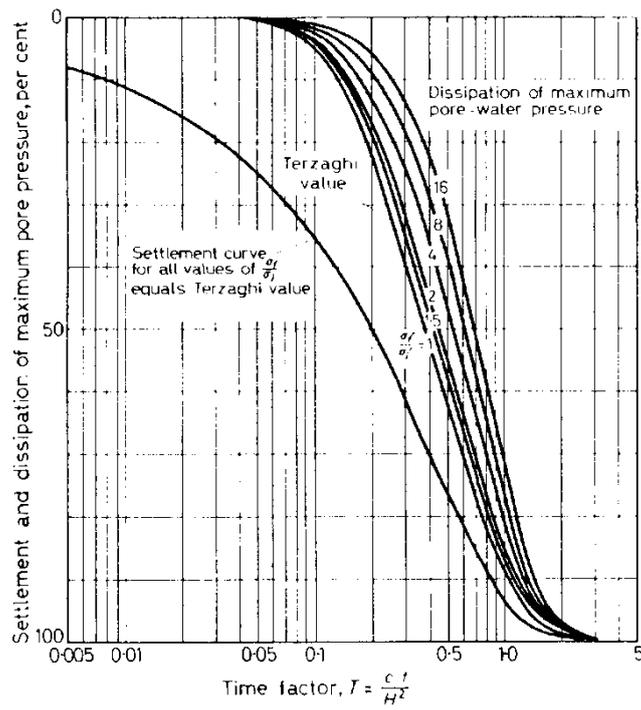


Figure 3.43. Solution for percentage settlement and dissipation, respectively, of maximum pore pressure (After Davis and Raymond).

6.1 GENERALITÀ

Il trattamento dei materiali dragati per la necessaria sensibilità ambientale sviluppatasi negli ultimi anni, riveste oggi più che in passato carattere di grande urgenza e complessità rendendo la problematica di particolare interesse tecnico. Il trattamento dei materiali, il più delle volte inquinati, può essere gestito anche mediante il confinamento dei materiali in vasche di colmata.

La vasca di colmata è una grande cassa situata in prossimità dei porti marittimi e lagunari, il cui compito è quello di contenere i predetti materiale confinandoli in una condizione di totale impermeabilità con le acque marine. Tale volume viene costituito confinando aree a mare con palancolate metalliche o altri tipi di strutture. La finalità della colmata è duplice in quanto da un lato consente di recapitare in modo ambientalmente garantito i materiali provenienti dal dragaggio portuale e dall'altro di ampliare notevolmente le banchine portuali prevedendo successivamente la stabilizzazione e pavimentazione, nonché i moli di attracco.

Alla luce di considerazioni preliminari sopra riportate, necessarie ad inquadrare la problematica relativa alle opere di dragaggio, di gestione dei sedimenti di scavo e della rassegna sulle normative di riferimento e sulle tecnologiche di trattamento applicabili ai sedimenti affrontate nei capitoli precedenti sono state espone le complessità derivanti dallo studio del comportamento di tali materiali.

L'obiettivo finale del presente studio è stato quello di analizzare fondamentalmente l'aspetto connesso alla caratterizzazione geotecnica ed all'analisi geomeccanica del comportamento dei materiali dragati e sversati all'interno della cassa di colmata analizzandone i processi di consolidazione, il decorso cedimenti, l'eventuale previsione di elementi drenanti.

Attesi i limitati riferimenti presenti in letteratura le elaborazioni numeriche sono state confrontate con i risultati rilevati su un modello di prova di vasca di colmata adeguatamente strumentata e realizzata appositamente per i fini del presente studio di dottorato di ricerca.

6.2 SPERIMENTAZIONE CON VASCA DI PROVA

6.2.1 Generalità

Il presente progetto di ricerca è condotto in parallelo allo sviluppo di una realizzazione di due vasche di colmata da realizzare nella rada di Augusta, sulle radici di due moli della Marina Militare Italiana (da figura (6.1) a figura (6.10)). La progettazione svolta, attualmente alla fase preliminare, ha per oggetto i lavori di dragaggio del fondale adiacente la nuova banchina Corvette dell'Arsenale Militare Marittimo di Augusta, ed il successivo recupero dei materiali asportati.

I lavori sono finalizzati alla realizzazione di:

- interventi di dragaggio e riprofilatura del fondale al fine di ottenere un tirante idrico adeguato al pescaggio delle varie UU.NN. all'ormeggio presso la banchina;
- l'esecuzione di tutte le opere provvisorie necessarie al fine di operare con i necessari standards di sicurezza ambientali ed in osservanza degli attuali dettami normativi in materia di ambiente e sicurezza;
- la preparazione mediante impermeabilizzazione e strumentazione di monitoraggio ambientale delle aree atte ad accogliere i materiali dragati ed il successivo confinamento in vasche di colmata.
- Il recupero degli spazi ottenuti dalle colmate per la realizzazione di parcheggi a tergo della banchina Tullio Marcon nonché banchinamenti di piccola entità sul versante Nord del comprensorio dell'Arsenale di Augusta.

Il complesso di interventi pertanto andrebbe a riutilizzare circa 70.000,00 mc di materiale. Le vasche saranno strumentate al fine di correlare i dati derivanti dallo studio di ricerca con il comportamento in sito dei materiali dragati e rifluiti nelle vasche.

Al fine di possedere un riscontro sperimentale dei dati elaborati mediante la simulazione numerica esposta al capitolo cinque, è stato sviluppato un modello in scala ed effettuata una prova di rifluimento dei materiali da dragare.

6.2.2 le caratteristiche della vasca

Il progetto preliminare sopra citato, prevede la realizzazione di diversi tipi di vasche con altezze variabili tra 1,50 m e 3,00 m, con una forte prevalenza della prima tipologia. Al fine di definire il comportamento dei terreni ivi refluiti è stata realizzata una vasca di prova di dimensioni paragonabili a quelle delle vasche previste in progetto per il sito; in tale maniera non si è posta la necessità di trattare gli aspetti connessi con gli effetti delle dimensioni su un modello in scala ridotta.

La vasca presenta dimensioni in pianta di 2,00 m per 2,00 m ed un'altezza di 1,55 m. con zero di riferimento per le misurazioni a 150 cm. (da figura (6.11) a figura (6.13)). La struttura è stata opportunamente realizzata con nervature laterali al fine di evitare deformazioni delle pareti che potessero influire sugli esiti della prova; una tale scelta garantisce il generarsi delle medesime condizioni che si svilupperanno all'interno delle vasche nonché quelle di deformazioni laterali impedito (condizioni edometriche). Le pareti interne sono rese perfettamente impermeabili in quanto rivestito con apposite guaine impermeabilizzanti aventi il fine di ricreare le condizioni al contorno presenti all'interno della vasca di colmata. La struttura è stata realizzata carpenteria metallica, e strumentata con le seguenti attrezzature:

- n° uno materassino in geotessuto Tecnodren;
- n° uno strato in geocomposito in polipropilene tipo enkadrain 5.600 H/5;
- tubo microfessurato in PEAD a doppia parete tipo Blackdrain BD/B200.
- un sistema di misurazione degli spostamenti realizzato mediante scala millimetrica solidale con una piastra di appoggio che segue gli spostamenti della superficie del banco sottoposto a processo di S.W.C.

Le installazioni così definite hanno permesso di monitorare il decorso e gli sviluppi della S.W.C. e definire una corretta modellazione del processo per un più preciso e sicuro refluo dei materiali nelle vasche di colmata.

6.2.3 i dati rilevati

Dopo il posizionamento della vasca assicurando la perfetta orizzontalità e solidità del piano di appoggio si è passati al riempimento con materiale prelevato sullo stesso sito oggetto del futuro dragaggio. La vasca di prova è stata riempita con un escavatore (figura (6.21)). Il riempimento è stato eseguito per un'altezza totale di 155 cm. Si è atteso il decorso dei primi cinque centimetri di cedimento e si è passati alla misurazione con la strumentazione in dotazione alla vasca di prova.

Le misurazioni hanno avuto inizio il giorno 16 novembre 2012 alle ore 09:30 con il riempimento della vasca e si sono concluse alle ore 16:30 del giorno 26 novembre 2012. Le letture sono state eseguite con intervalli di quattro ore per i primi tre giorni. Successivamente, verificato che la maggior parte del cedimento aveva subito il proprio decorso le letture sono state eseguite con intervalli di otto ore.

Le misure sono state eseguite fino a quando per diverse ore non si sono registrati più abbassamenti. Il cedimento totale è risultato pari a 9,70 cm (5,00 di franco della vasca + 4,70 cm direttamente misurate sull'asta graduata) smaltiti complessivamente nell'arco di poco meno di otto giorni (tabella (6.1)).

Il modello ha restituito un comportamento in termini di cedimento – tempo perfettamente congruo a quello riscontrato con la simulazione numerica; il banco di materiale all'interno della vasca ha cominciato a consolidare sotto peso proprio smaltendo la maggior parte dei cedimenti nella prima fase del decorso temporale dell'intero fenomeno esponendo il comportamento non lineare atteso. L'entità di cedimenti è risultata minore in termini percentuali rispetto a quelle elaborate con foglio di calcolo e software.

6.2.4 confronto dei risultati

Le elaborazioni numeriche svolte al capitolo precedente hanno evidenziato il marcato comportamento non lineare dei terreni dragati soprattutto legato alle caratteristiche intrinseche del particolare tipo di materiale. I modelli proposti in sede teorica hanno trovato delle soluzioni nei calcoli eseguiti che non potevano essere assolutamente trattati dalla tradizionale teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi che per lo specifico caso presenta delle limitazioni nell'applicazione a causa del venir meno di alcune ipotesi alla base della teoria medesima.

Dall'esame dei risultati che scaturiscono dalla simulazione numerica del processo di S.W.C. si riscontra subito come il processo sia fortemente dipendente dalla permeabilità, dalla compressibilità del terreno e dallo spessore del banco esaminato. La disamina dei risultati ha evidenziato come il comportamento del materiale dragato, manifestamente non lineare, sia caratterizzato da vistosi cedimenti iniziali che rappresentano una percentuale, alcune volte considerevole dell'intero spessore del banco esaminato. I diagrammi mostrano come facendo variare la permeabilità e lo spessore del banco in prova, è possibile ottenere curve di deformazione aventi sempre la concavità rivolta verso il basso come spesso si osserva esaminando i cedimenti di terreni molto compressibili e ricchi di sostanze organiche come appunto i materiali esaminati.

Già al livello di sviluppo dell'analisi, appare che tanto le caratteristiche di viscosità proprie dello scheletro solido, che quelle idrodinamiche connesse con l'interazione tra le fasi, come la permeabilità k e la compressibilità influenzano fortemente il processo di consolidazione con una intensità strettamente legata alla deformabilità del terreno. La variazione di permeabilità influisce fortemente sui tempi di consolidazione variando da poche ore dei banchi di spessore minimo ($H_1 = 1,50$ m) e ad elevate permeabilità fino all'ordine di diversi anni per spessori di tre metri e bassissime permeabilità.

Occorre evidenziare come la peculiarità dei terreni compressibili soggetti a S.W.C. ovvero quella dell'esistenza di vistosi cedimenti sia riscontrabile anche con in materiali con ridottissime permeabilità. Indipendentemente dalla durata del fenomeno la componente più consistente dei cedimenti si verifica in tempi brevi se rapportati all'intera durata necessaria per lo sviluppo del processo di S.W.C. Il 90% della deformazione totale si verifica, in tutti i casi esaminati, sempre e comunque nella primissima parte del processo, e la rimanente deformazione, detta consolidazione secondaria e terziaria in tempi più lunghi.

La prova effettuata in sito ha restituito un comportamento reologico perfettamente in linea con le formulazioni teoriche poste alla base delle elaborazioni numeriche svolte. Si assiste anche per il banco in esame ad un sviluppo del processo che vede la componente più consistente del cedimento smaltirsi in tempi relativamente brevi rispetto all'intero arco temporale necessario per lo sviluppo dell'intero fenomeno di S.W.C. Tale aspetto in termini temporali trova pieno riscontro con i dati dedotti dalle elaborazioni svolte ed esposte al capitolo precedente. In particolare gli esiti della prova trovano piena corrispondenza con tutte le simulazioni numeriche eseguite con dati simili con quelli della vasca di prova, ovvero $H = H_1 = 1,50$ m e permeabilità $k = k_1 = 1 \times 10^{-4}$ cm/sec; il 90% del cedimento smaltito entro il primo 30% dell'intero intervallo temporale di durata del processo.

L'entità dei cedimenti in termini di abbassamento del banco presenta delle differenze. I cedimenti rilevati nel corso della prova risultano inferiori a quelli restituito dalle elaborazioni numeriche. Tale

fatto si ritiene attribuibile alla ridotta componente di materiale organica presente nel terreno refluito nella vasca di prova. La minore presenza di materiale organico porta ad una compressibilità inferiore rispetto a quella ipotizzata nei modelli utilizzati per lo sviluppo delle elaborazioni numeriche.

Allo stato attuale, appare estremamente complesso definire una correlazione che riesca a definire quale aliquota della compressibilità di un terreno sia da attribuire alla componente organica a quale ad altri aspetti legati alle proprietà del materiale. Tuttavia, attesa la fedeltà di risposta del modello matematico in termini di comportamento del terreno, si ritiene opportuno, per una corretta taratura del modello numerico, trovare una correlazione che tenga in opportuno conto l'influenza della percentuale di materiale organico nei terreni di volta in volta in esame.

6.3 CONCLUSIONI

È stato illustrato lo sviluppo delle prove condotte sulla vasca di prova appositamente sviluppata per il presente studio. Sono stati descritti i componenti della vasca sia di tipo strutturale, sia strumentale. È stata poi esposta la modalità di esecuzione della prova ed i risultati ottenuti in termini di decorso nel tempo dei cedimenti. È stata verificata mediante la prova la congruità in termini di comportamento del materiale con i dati desunti dalle elaborazioni numeriche di cui al capitolo cinque, tuttavia registrando cedimenti di entità inferiore. In chiusura sono stati confrontati i risultati rilevati durante la prova con quelli derivanti dalle elaborazioni numeriche di cui al capitolo cinque. La prova ha evidenziato come il banco ha subito un processo di consolidazione sotto peso proprio, manifestando il comportamento non lineare previsto dalla teoria e scaturito dalle elaborazioni numeriche svolte; la componente maggiore dell'intero abbassamento così come restituito dal modello matematico è stata smaltita in termini relativamente veloci rispetto all'intero sviluppo del fenomeno di S.W.C.. L'entità dei cedimenti rilevata in sito è risultata inferiore a tutti i risultati restituiti dalle elaborazioni numeriche eseguite. Tale aspetto si ritiene attribuibile alla ridotta presenza di componente organica nei terreni refluiti nella vasca di prova. Si ritiene necessario calibrare ulteriormente il predetto modello matematico, curando l'aspetto della compressibilità dei terreni derivante da una cospicua componente organica, al fine di trovare piena congruenza non solo con il comportamento cedimento – tempo ma anche in termini di entità dei cedimenti.

Tabella 6.1 –Rilievo dati prova sperimentale in sito

Rilievo vasca di prova in sito					
Data	ora	Step.	t	Letture	zg
			ore		
16 novembre 2012	9:30	0	0	0,0000	1,500
16 novembre 2012	13:30	1	4	0,0100	1,490
16 novembre 2012	17:30	2	8	0,0210	1,479
16 novembre 2012	21:30	3	12	0,0320	1,468
17 novembre 2012	1:30	4	16	0,0430	1,457
17 novembre 2012	5:30	5	20	0,0530	1,447
17 novembre 2012	9:30	6	24	0,0620	1,438
17 novembre 2012	13:30	7	28	0,0700	1,430
17 novembre 2012	17:30	8	32	0,0750	1,425
17 novembre 2012	21:30	9	36	0,0800	1,420
18 novembre 2012	1:30	10	40	0,0830	1,417
18 novembre 2012	5:30	11	44	0,0850	1,415
18 novembre 2012	9:30	12	48	0,0860	1,414
18 novembre 2012	13:30	13	52	0,0870	1,413
18 novembre 2012	17:30	14	56	0,0875	1,413
18 novembre 2012	21:30	15	60	0,0880	1,412
19 novembre 2012	1:30	16	64	0,0885	1,412
19 novembre 2012	5:30	17	68	0,0885	1,412
19 novembre 2012	8:30	18	72	0,0888	1,411
19 novembre 2012	16:30	19	78	0,0905	1,410
20 novembre 2012	0:30	20	84	0,0920	1,408
20 novembre 2012	8:30	21	90	0,0925	1,408
20 novembre 2012	16:30	22	96	0,0930	1,407
21 novembre 2012	0:30	23	102	0,0935	1,407
21 novembre 2012	8:30	24	108	0,0940	1,406
21 novembre 2012	16:30	25	114	0,0945	1,406
22 novembre 2012	0:30	26	120	0,0955	1,405
22 novembre 2012	8:30	27	126	0,0960	1,404
22 novembre 2012	16:30	28	132	0,0960	1,404
23 novembre 2012	0:30	29	138	0,0960	1,404
23 novembre 2012	8:30	30	144	0,0960	1,404
23 novembre 2012	16:30	31	150	0,0960	1,404
24 novembre 2012	0:30	32	156	0,0960	1,404
24 novembre 2012	8:30	33	162	0,0960	1,404
24 novembre 2012	16:30	34	168	0,0960	1,404
25 novembre 2012	0:30	35	174	0,0960	1,404
25 novembre 2012	8:30	36	180	0,0960	1,404
25 novembre 2012	16:30	37	186	0,0960	1,404
26 novembre 2012	0:30	38	192	0,0960	1,404
26 novembre 2012	8:30	39	198	0,0960	1,404
26 novembre 2012	16:30	40	204	0,0960	1,404

Figura 6.1 – Individuazione delle aree oggetto di intervento

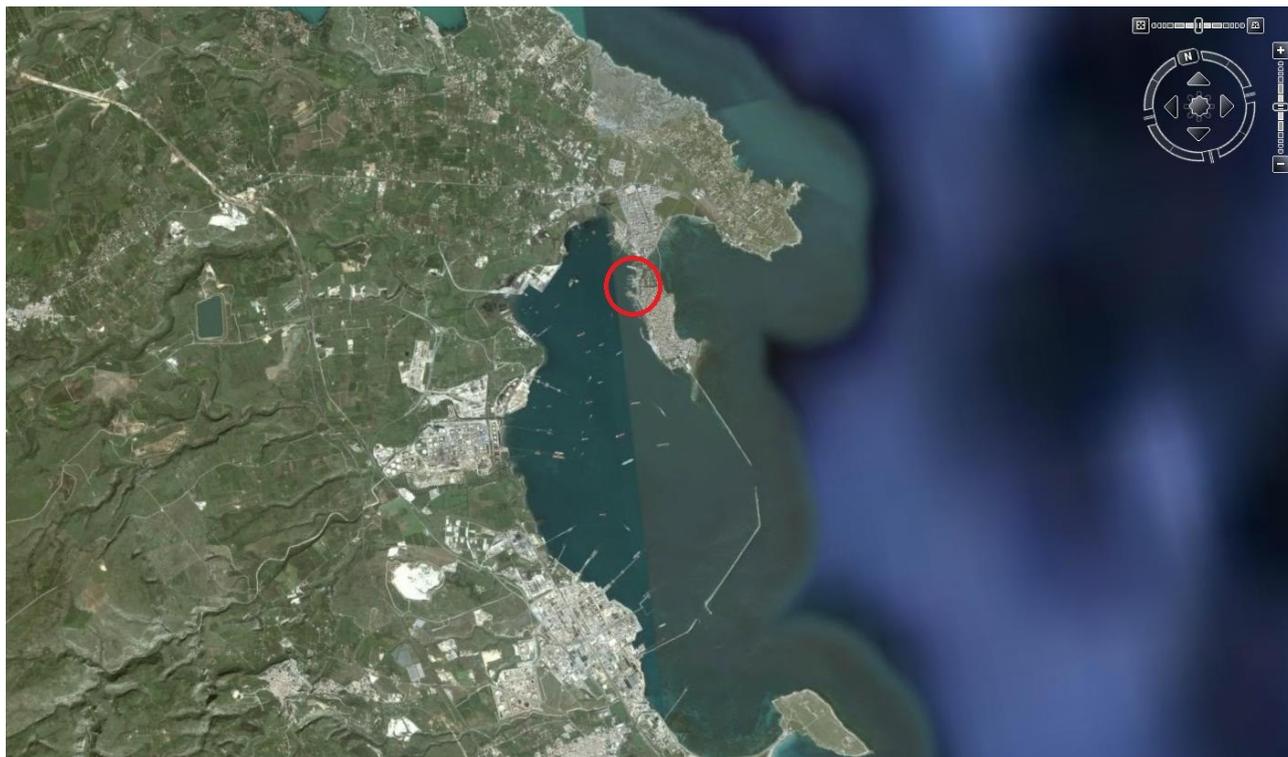


Figura 6.2 – Individuazione delle aree oggetto di intervento

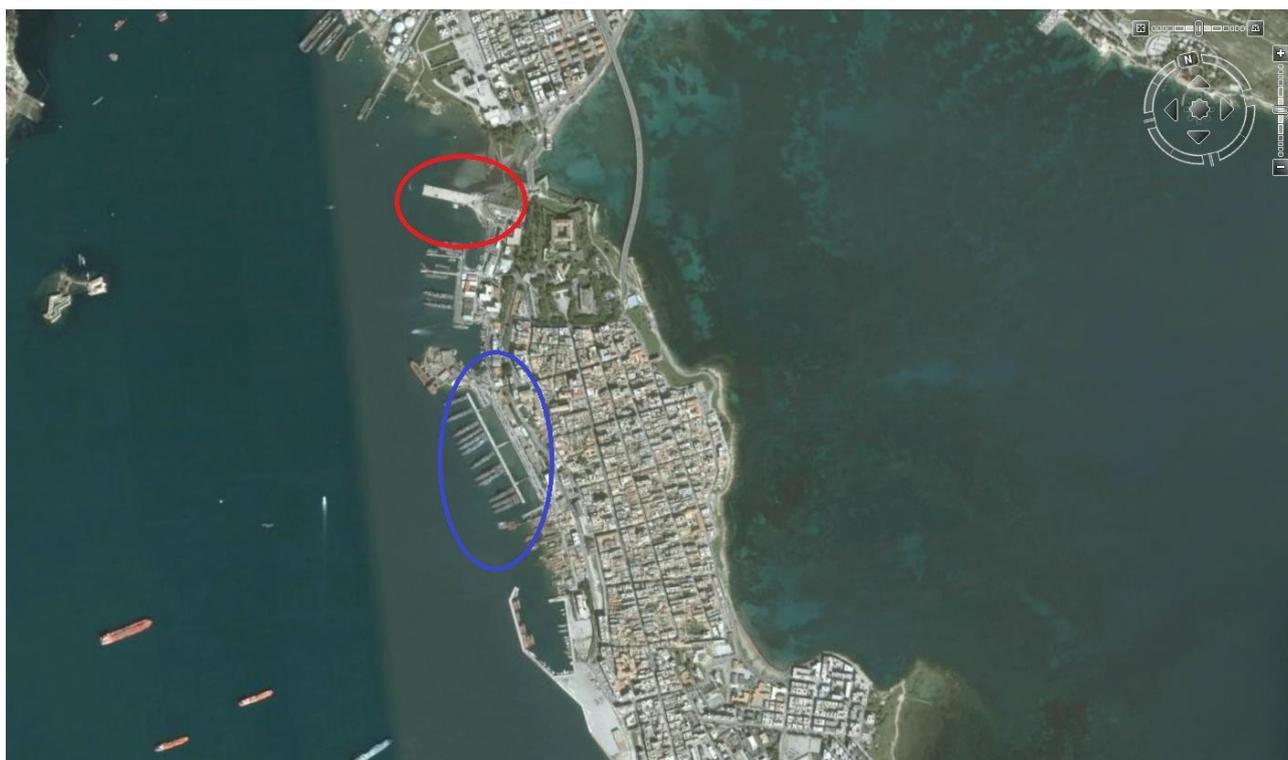


Figura 6.3 – Individuazione delle aree oggetto di intervento (— dragaggio ; — colmata)



Figura 6.4 – Individuazione delle aree oggetto di intervento (— colmata)

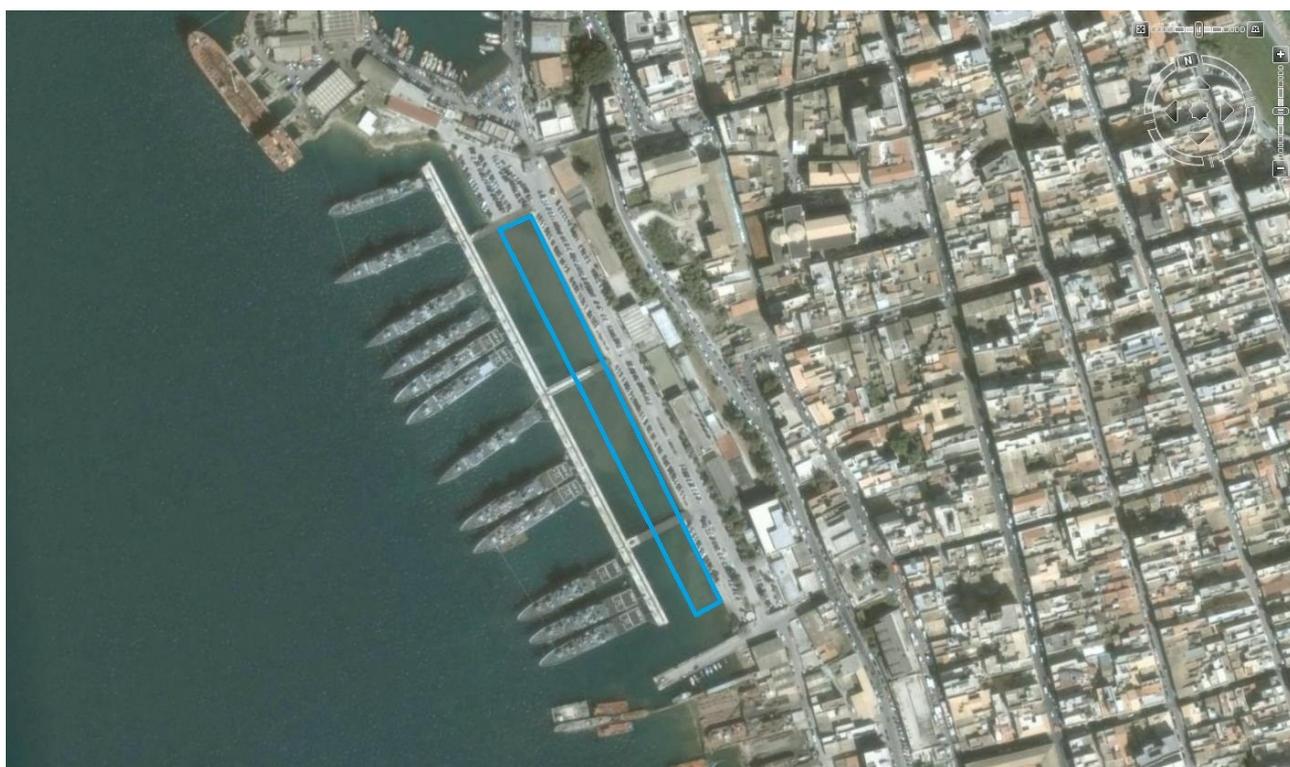


Figura 6.5 – Banchina interessata dal dragaggio



Figura 6.6 – Aree a mare interessate dal dragaggio



Figura 6.7 – Aree a mare interessate dalle colmate



Figura 6.8 – Planimetria vasche di colmata previste in progetto preliminare

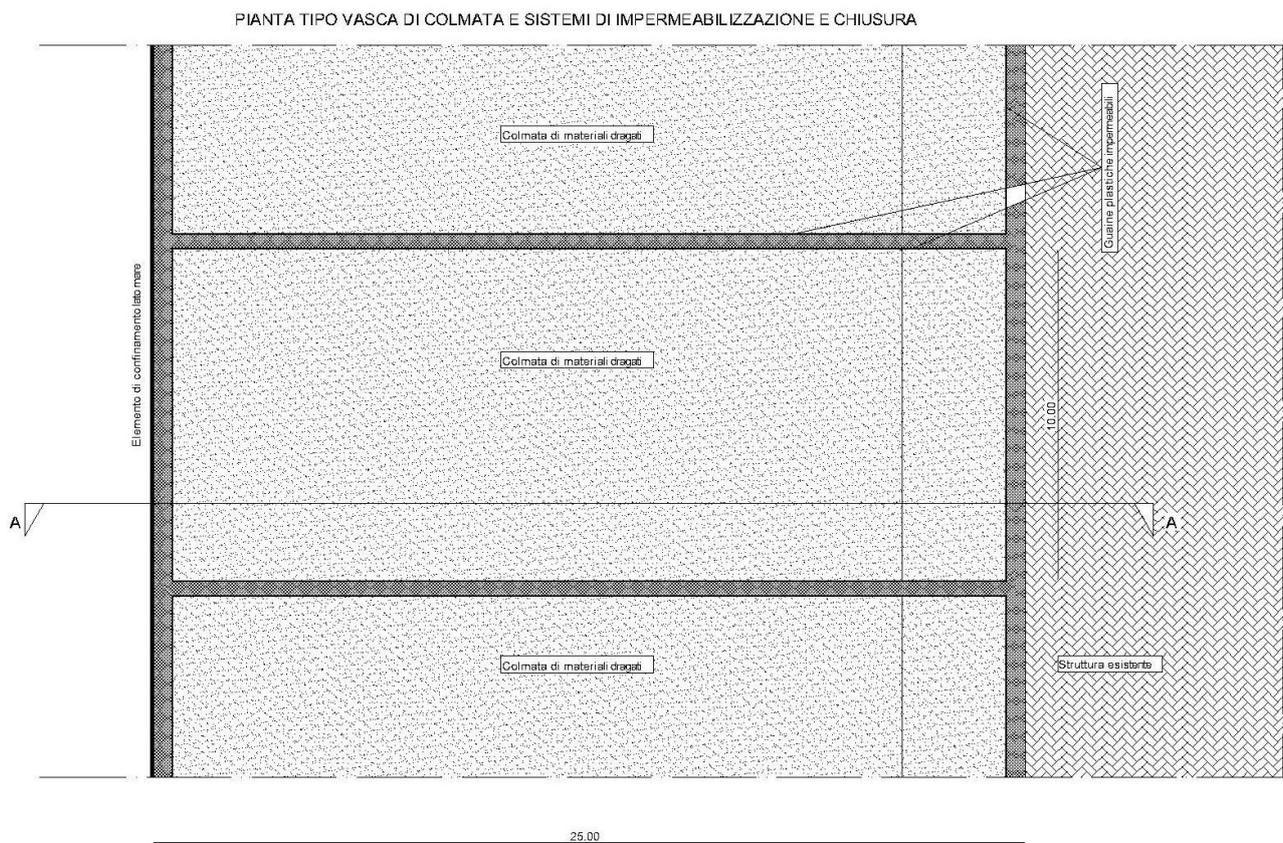
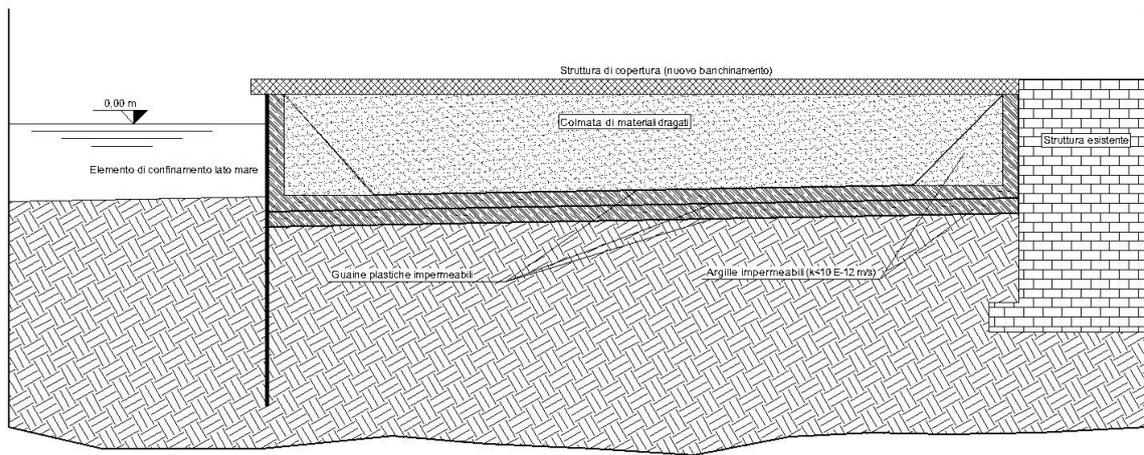


Figura 6.9 – Sezione vasche di colmata previste in progetto preliminare



SEZIONE TIPO VASCA DI COLMATA E SISTEMI DI IMPERMEABILIZZAZIONE E CHIUSURA - (H = variabile 1,50 m. - 3,00 m)

Figura 6.10 – Planimetria e sezione area di dragaggio prevista in progetto preliminare

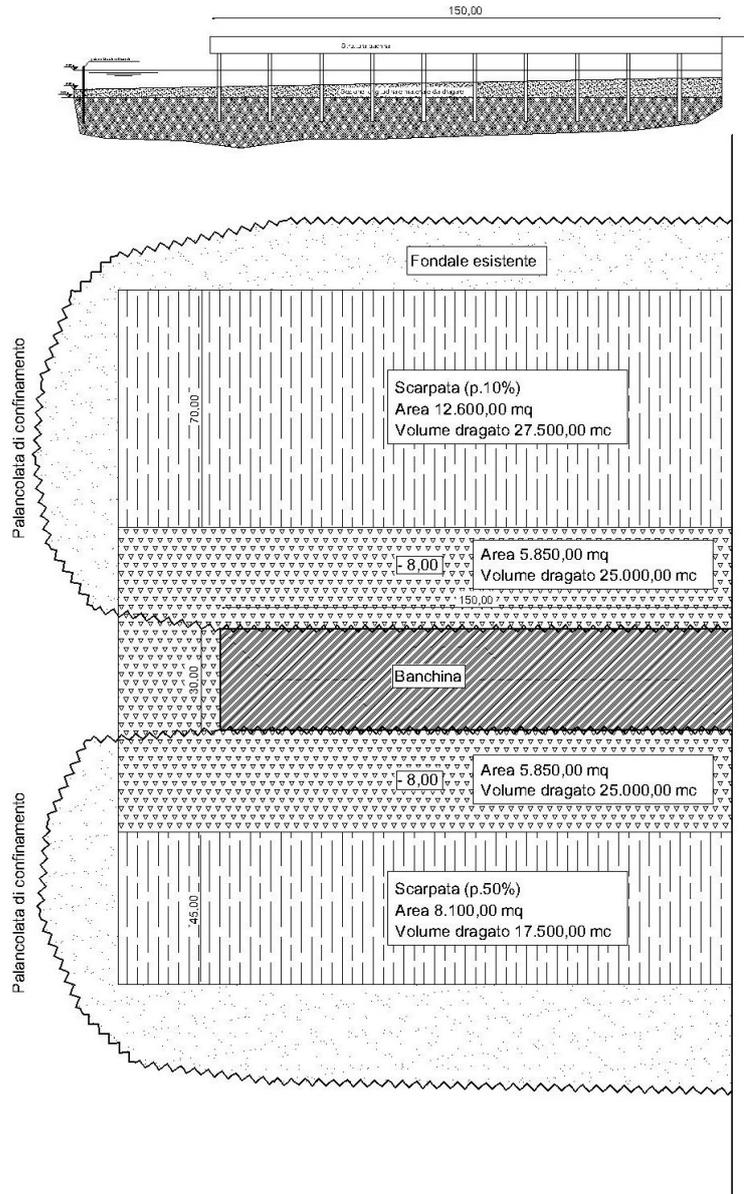


Figura 6.11 – Schema vasca di prova

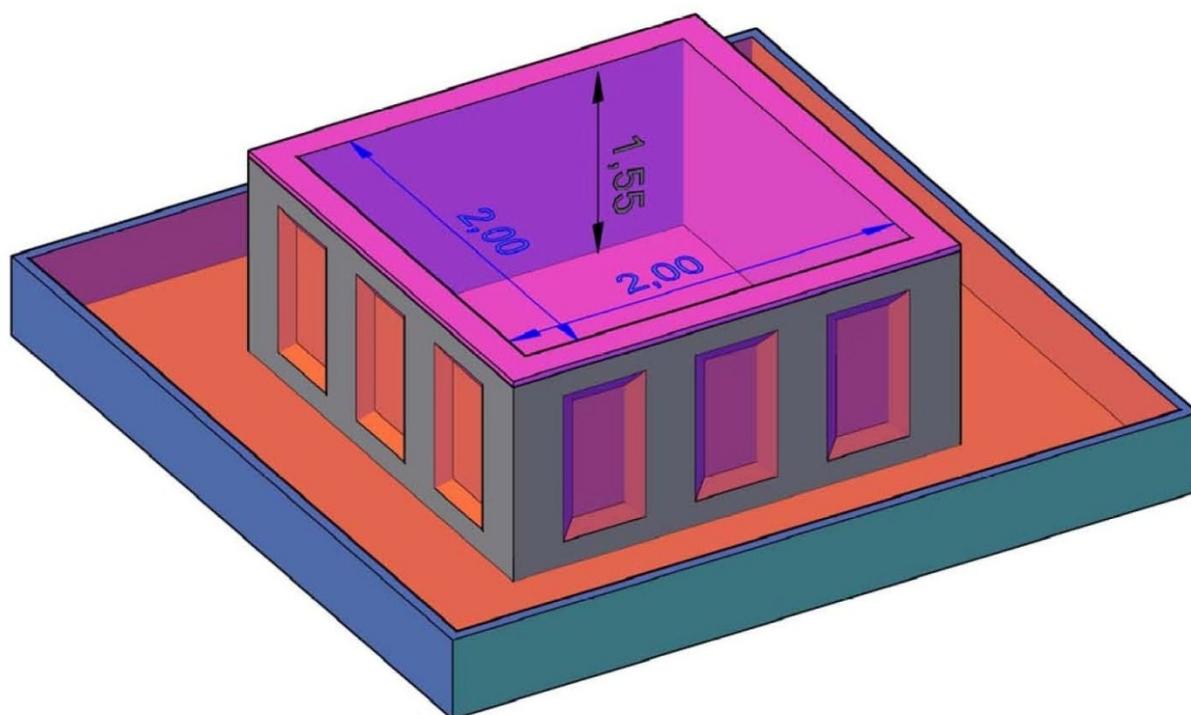


Figura 6.12 – Vasca di prova

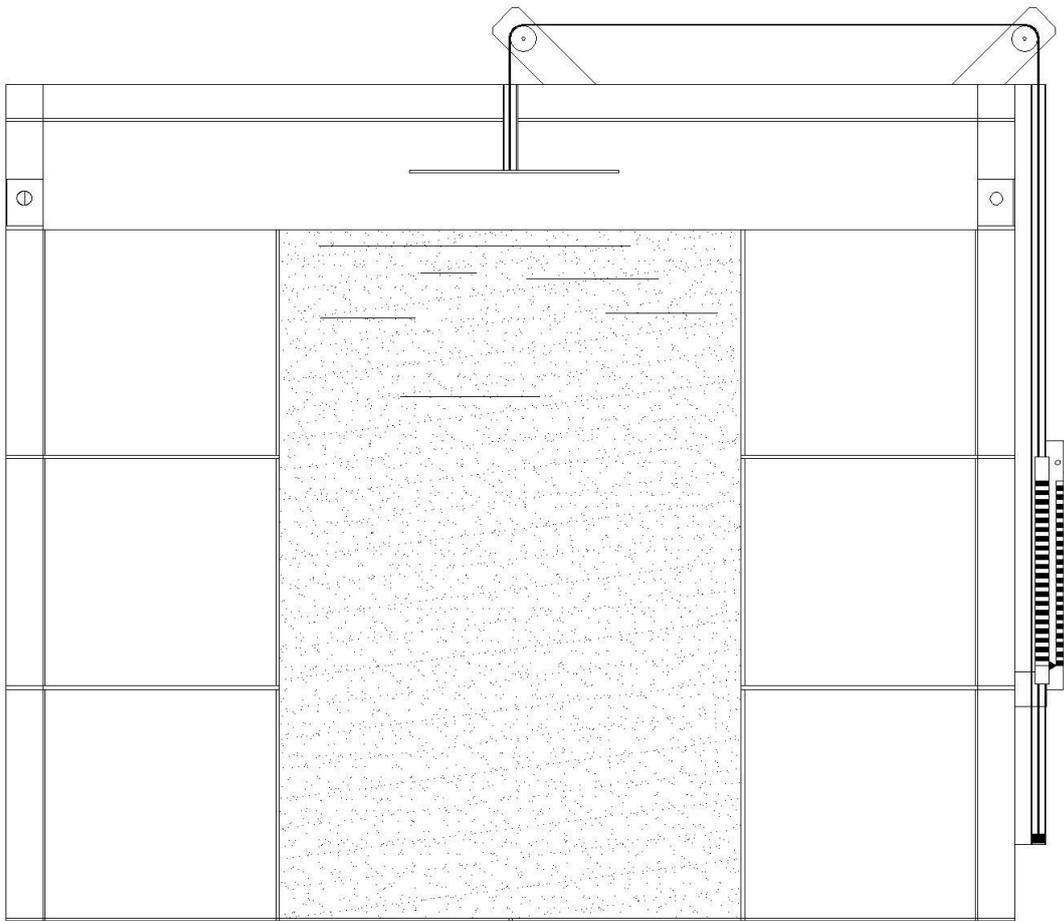


Figura 6.13 – Vasca di prova – schematizzazione sistema di lettura abbassamenti

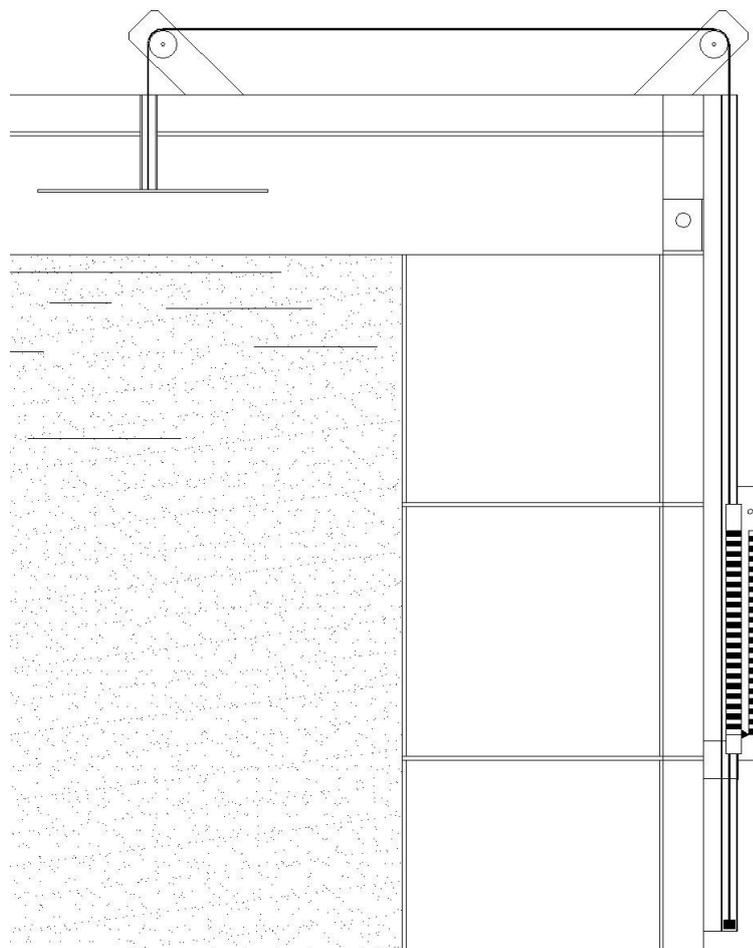


Figura 6.14 – Vasca di prova



Figura 6.15 – Vasca di prova



Figura 6.16 – Vasca di prova



Figura 6.17 – Vasca di prova in sito



Figura 6.18 – Vasca di prova in sito



Figura 6.19 – Vasca di prova in sito – piastra di misurazione



Figura 6.20 – Vasca di prova in sito – asta graduata per rilievo abbassamenti



Figura 6.21 – Vasca di prova in sito – fase di riempimento



Figura 6.22 – Vasca di prova in sito – fase di riempimento



Figura 6.23 – Vasca di prova in sito – fase di riempimento



Figura 6.24 – Vasca di prova in sito – post riempimento

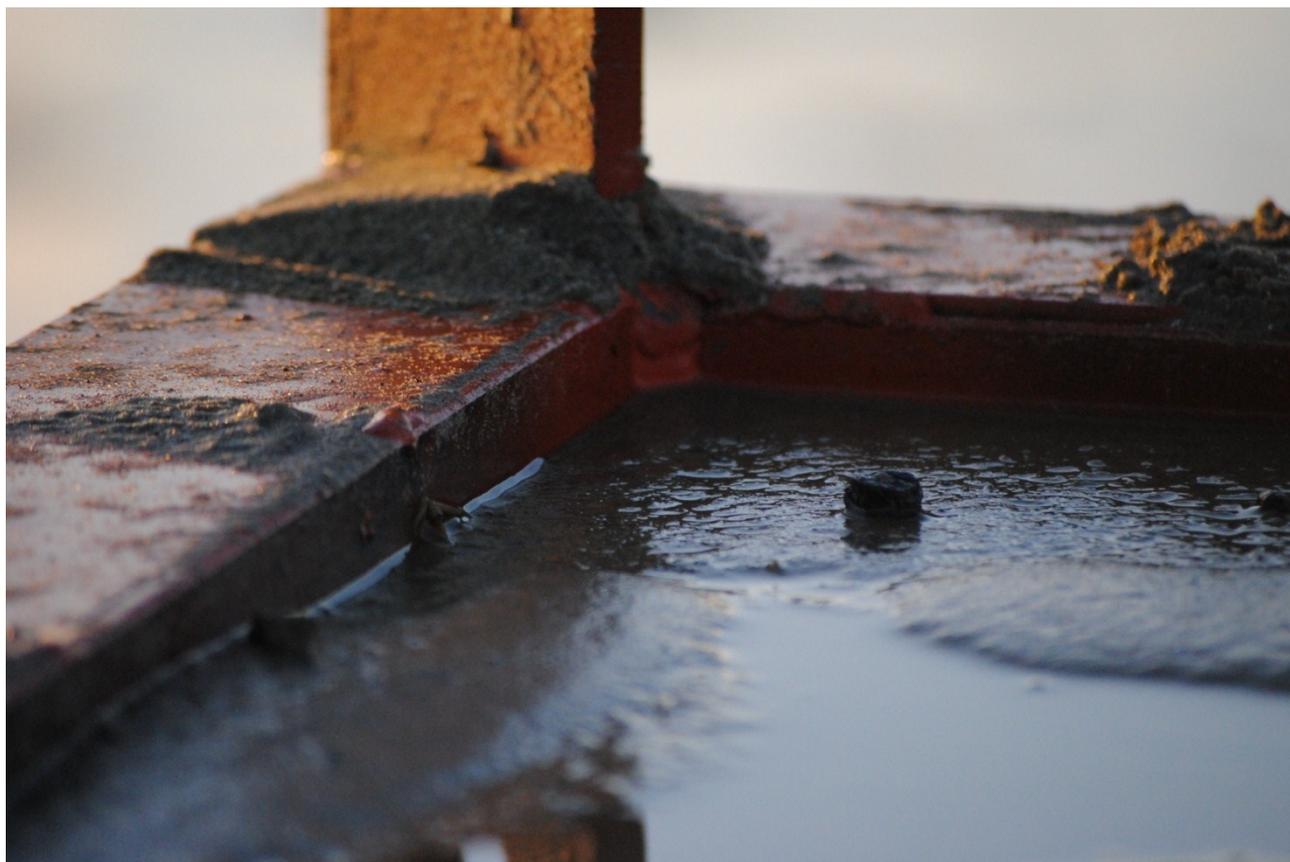


Figura 6.25 – Vasca di prova in sito – misurazioni



Figura 6.26 – Vasca di prova in sito – misurazioni



Figura 6.27 – Vasca di prova in sito – misurazioni



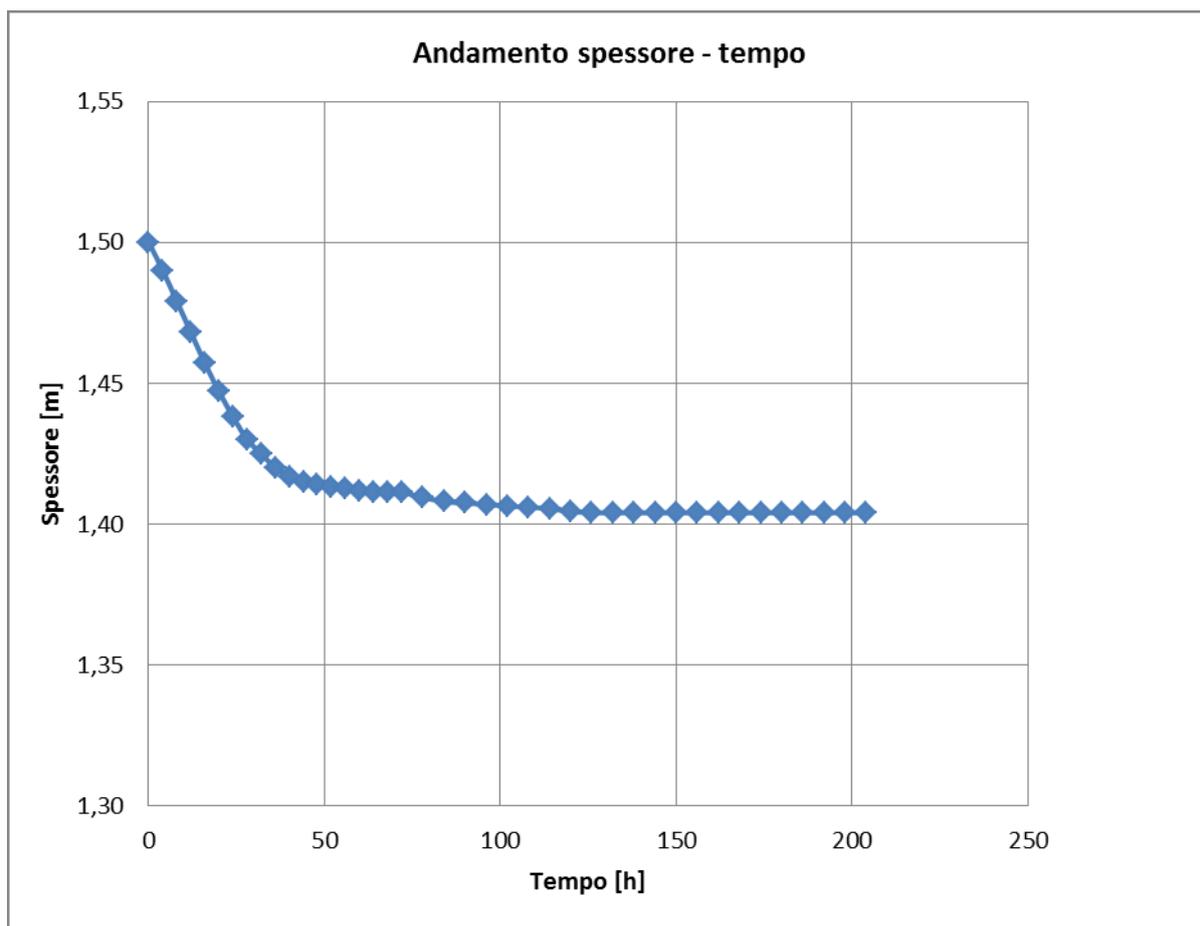
Figura 6.28 – Vasca di prova in sito – misurazioni



Figura 6.29 – Vasca di prova in sito – misurazioni



Figura 6.30 – Curva cedimento – tempo prova sperimentale in sito



CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Le operazioni di dragaggio dei sedimenti, applicate in passato al solo fine di mantenere o garantire la corretta funzionalità operativa dei porti, hanno recentemente assunto, a causa della possibile contaminazione di natura organica ed inorganica dei materiali dragati, la connotazione aggiuntiva di interventi di risanamento ambientale. La movimentazione dei sedimenti è così diventata un intervento specifico, atto non solo al mantenimento di idonee condizioni per la funzionalità del porto, ma anche a garantire il mantenimento di adeguati standard di qualità dell'ambiente acquatico. Quindi, a fronte di una necessità economica e strutturale, un'attività di dragaggio non potrà ignorare i vincoli derivanti dalla tutela della fascia costiera e dell'ambiente marino e della salute pubblica. Le operazioni di dragaggio, per le quantità e le qualità dei materiali da scavare e da trattare (discarica, ripascimento o altro) hanno in genere una valenza economica ed ambientale tanto importante da richiedere un'approfondita analisi ed un'oculata scelta di mezzi e modalità di scavo e di trasporto dei materiali rimossi, della loro gestione intesa come deposito, trattamento e possibile diverso uso. Per tali motivi, il progetto dei lavori di dragaggio va sempre accompagnato da un'attenta analisi dei costi e dei benefici, una volta acquisita una buona conoscenza dell'ambiente in cui operare e dei programmi di sviluppo del territorio.

La ricerca sta studiando varie possibilità per garantire destinazioni molteplici ai sedimenti marini dragati. A seconda del tipo di trattamento a cui vengono sottoposti sono state individuate varie possibili soluzioni:

- riutilizzo dei materiali in edilizia e infrastrutture (es. laterizi, fondi stradali)
- ricostruzione di strutture naturali in ambito marino costiero
- ripristino ambientale, valorizzazione del paesaggio, rimboschimento, giardinaggio
- riempimento di banchine e terrapieni in ambito portuale
- trattamenti di bonifica a terra e reimmersione in mare

In passato i sedimenti erano principalmente smaltiti in ambienti confinati o in miniere o cave in disuso, allo scopo di circoscrivere e contenere la contaminazione. Così facendo però non si è che isolato il problema e rimandato la sua soluzione, cosa che non è più possibile fare in quanto, si è compreso che qualsiasi ambiente ha una limitata capacità di tolleranza ed assimilazione degli inquinanti, e le pratiche di smaltimento finora seguite portavano alla pericolosa concentrazione degli inquinanti in ecosistemi estranei.

In questo complesso scenario ambientale, normativo e sociale, è sempre più urgente elaborare ed attuare una gestione sostenibile dei siti contaminati, che possa coniugare minimizzazione del rischio sanitario ed ecologico e recupero dei sedimenti dragati ad usi produttivi, trovando la maggior parte delle soluzioni in loco evitando il più possibile di trasferire il problema nello spazio, ad esempio con lo smaltimento inappropriato dei sedimenti contaminati e, nel tempo, procrastinando gli interventi di bonifica. L'utilizzo di tecnologie a basso impatto ambientale ma efficaci nel minimizzare il rischio sanitario ed ecologico, economicamente sostenibili, dovrebbero godere del più ampio consenso sociale, perché in grado di remunerare i soggetti interessati dalle operazioni di bonifica e anche le comunità circumvicine.

Il problema fondamentale è quello di trovare allo stesso tempo un adeguato ricollocamento al materiale dragato (fanghi/sedimenti) spesso caratterizzato da elevati livelli di inquinamento (idrocarburi, metalli pesanti, ecc.). Lo sversamento in mare aperto di materiale dragato nei bacini portuali è stato, inizialmente ed in molti casi, preferito sia per la rapidità ed economicità, sia perché la grande diluizione sembrava poter minimizzare qualsiasi potenziale impatto negativo nell'ecosistema marino. Negli anni '60, si è sentita la necessità di appositi accordi internazionali che regolassero il "dumping" in mare, considerando che il materiale dragato contiene non solo materia organica altamente degradabile ma anche elementi chimici potenzialmente pericolosi.

Passo di fondamentale importanza è stata segnato nel 1975 con la convenzione di Londra sul dumping (*London Dumping Convention, LDC*), che individuava e suddivideva i contaminanti in due liste: quelli inclusi nella "lista nera" che non possono essere scaricati (mercurio, cadmio, materiali radioattivi, petrolio e derivati, ecc.), e quelli appartenenti alla "lista grigia" il cui rilascio è limitato.

Tra le possibili strategie di recupero di sedimenti contaminati vi è il confinamento in vasche di comata. Con questo termine si definisce una o più grandi vasche situata in prossimità dei porti marittimi e lagunari, il cui compito è quello di generare dei volumi atti a contenere li sedimenti dragati dal fondale del porto e non compatibile con il ripascimento dell'arenile o altri tipi di reimpiego.

Tale volume viene costituito confinando aree a mare con palancolate metalliche o altri tipi di strutture. La finalità della colmata è duplice in quanto da un lato consente di recapitare in modo ambientalmente garantito i materiali provenienti dal dragaggio portuale e dall'altro di ampliare notevolmente le banchine portuali prevedendo successivamente la stabilizzazione e pavimentazione, nonché i moli di attracco. Alla luce delle considerazioni preliminari sopra riportate, necessarie ad inquadrare la problematica relativa alle opere di dragaggio, di gestione dei sedimenti di scavo e

della rassegna sulle normative di riferimento e sulle tecnologiche di trattamento applicabili ai sedimenti affrontate nei capitoli successivi, è stato elaborato il nucleo centrale della presente tesi di dottorato. L'obiettivo finale del presente studio è stato quello di analizzare fondamentalmente l'aspetto connesso alla caratterizzazione geotecnica ed all'analisi geomeccanica del comportamento dei materiali dragati e sversati all'interno della cassa di colmata analizzandone i processi di consolidazione, il decorso cedimenti e l'eventuale previsione di elementi drenanti.

Attesi i limitati riferimenti presenti in letteratura, le elaborazioni numeriche sono state confrontate con i risultati rilevati su un modello di prova di vasca di colmata, adeguatamente strumentata e realizzata appositamente per i fini del presente studio di dottorato di ricerca.

Il presente progetto di ricerca è condotto in parallelo allo sviluppo di una realizzazione di due vasche di colmata da realizzare nella rada di Augusta, sulle radici di due moli della Marina Militare Italiana. La progettazione ha per oggetto i lavori di dragaggio del fondale adiacente la nuova banchina Corvette dell'Arsenale Militare Marittimo di Augusta, ed il successivo recupero dei materiali asportati. Il complesso di interventi pertanto andrebbe a riutilizzare circa 70.000,00 mc di materiale. Le vasche saranno strumentate al fine di correlare i dati derivanti dallo studio di ricerca con il comportamento in sito dei materiali dragati e rifluiti nelle vasche.

Dalla disamina dei limitati riferimenti tecnici riguardanti il comportamento geomeccanico dei materiali dragati, il presente lavoro vuole proporre un modello numerico atto a definire i processi di consolidazione dei materiali dragati e rifluiti in vasche di colmata. Sulla scorta dei dati di letteratura rinvenuti, si è dapprima proceduto alla simulazione numerica dei processi di consolidazione del materiale. Successivamente sono stati analizzati i risultati della sperimentazione in sito mediante l'esame dei dati registrati sul modello di vasca di prova. Il tutto è stato poi confrontato al fine di calibrare il modello numerico elaborato.

Nel capitolo uno sono stati esposte le caratteristiche dei materiali dragati relativamente ad alcuni aspetti peculiari quali l'elevatissimo indice dei vuoti e la grande compressibilità unitamente alla presenza di sostane organiche che ne caratterizzano marcatamente il comportamento meccanico. In particolare sono stati esaminati gli aspetti peculiari dei materiali che possono essere oggetto di operazioni di dragaggio, nella fattispecie i sedimenti presenti sui fondali di bacini portuali marittimi e fluviali. Per la particolare genesi e le contingenti condizioni d'uso degli specchi acquei in oggetto i materiali oggetto di studio sono caratterizzati da una elevata componente organica. Tale caratteristiche rende i terreni portuali estremamente diversi in termini di comportamento dai medesimi materiali ubicati in altri ambienti.

Dopo una disamina sulla natura, genesi e metodologie di individuazione della quantità di sostanze organiche presenti si è illustrato come elevate compressibilità connesse ad grandi indici dei

vuoti, ridottissime resistenze a taglio e grandissime variazioni di permeabilità siano le caratteristiche salienti dei terreni presenti in uno specchio d'acqua di un porto. Ulteriori difficoltà rappresentate sono quelle inerenti le modalità di prelievo di campioni e di esecuzione di prove geotecniche standardizzate. I materiali presenti sul fondale di un bacino portuale risultano inoltre fortemente igroscopici. Questa caratteristica ed il fatto che l'ambiente più favorevole per la loro formazione è quello acquatico, fanno sì che il loro contenuto naturale di acqua sia sempre molto elevato. Come si è accennato prima, non è difficile rinvenire terreni organici con contenuti di acqua superiori al 1000%. L'indice di consistenza I_c che pone in relazione il contenuto di acqua che un terreno presenta in sito con i valori dei limiti di consistenza, è sempre negativo. I terreni oggetto di studio sono noti come materiali estremamente compressibili. Il modulo di compressione edometrica in corrispondenza della pressione in sito può infatti scendere a valori eccezionalmente bassi (dell'ordine di grandezza di qualche kg/cm^2) e conseguentemente i cedimenti assumere valori straordinariamente elevati.

Nel capitolo due è stata illustrata la caratterizzazione geotecnica dei materiali dragati. Tale studio ha rivestito particolare importanza nello specifico ambito applicativo ed oggetto del presente studio. In particolare sono state descritte inizialmente le modalità di prelievo dei campioni utilizzati nella sperimentazione, le singole prove e le procedure con le quali sono state condotte le prove in sito ed di laboratorio; sono state poi illustrate le apparecchiature di prova impiegate nella sperimentazione. La buona conoscenza delle caratteristiche dei materiali da dragare rappresenta l'elemento fondamentale per la corretta e verosimile elaborazione del fenomeno della consolidazione di tali terreni. È indispensabile premettere un'indagine geotecnica, con il prelievo di campioni di terreno che dia un'indicazione precisa della sua consistenza: si possono infatti incontrare terreni di diversa tessitura e granulometria con maggiore o minore contenuto d'acqua, più o meno compatti. Pertanto per una definizione significativa dello studio di consolidazione si è dovuto necessariamente analizzare le caratteristiche di granulometria, peso specifico, contenuto d'acqua, resistenza alla compressione, resistenza al taglio.

Dopo un inquadramento generale sulla geolitologia dei luoghi teso ad individuare le caratteristiche dei terreni presenti sull'area oggetto di studio, delle caratteristiche delle metodologie di prova finalizzate all'individuazione dei parametri necessari sono stati descritti i dati rinvenuti da campagne di indagini eseguite in sito e rientranti nell'ambito del progetto preliminare di dragaggio con particolare riferimento ai terreni da rifluire in colmata.

Dal rilevamento geologico di campagna si è potuta redigere una carta geologica dalla quale si può evincere che l'area studiata è interessata dalle seguenti unità litostratigrafiche dalle più antiche alle più recenti:

- Argille grigio-azzurre;

- Sabbie e conglomerati;
- Depositi costieri;
- Alluvioni recenti ed attuali;
- Materiali di riporto

Sono stati poi esposti i risultati di dette indagini, e la modellazione geotecnica finalizzata all'individuazione del modello geotecnico di riferimento da seguire per affrontare il problema della modellazione del terreno. Le indagini disponibili relative all'area di progetto sono quelle condotte nell'ambito di un progetto preliminare più vasto e sono considerate ampiamente esaustive per l'inquadramento geotecnica dell'area di studio.

La campagna d'indagine generale ha riguardato:

- ✓ 12 sondaggi a rotazione realizzati fino a -30m dal fondale;
- ✓ 120 prove SPT;
- ✓ 72 campioni indisturbati e 120 rimaneggiati, prelevati durante le perforazioni;
- ✓ 18 prove di laboratorio eseguite su alcuni campioni prelevati

Sono inoltre disponibili informazioni relative ad altre campagne d'indagine realizzate nell'ambito di altri progetti previsti nell'area della rada:

Sia da un punto di vista granulometrico che meccanico, non è stato possibile rinvenire diversi strati omogenei e quindi si può individuare uno strato unico, considerato omogeneo vista anche la natura del deposito. Per queste ragioni, le sezioni stratigrafiche si limitano a riprodurre gli orizzonti a prevalenza granulometrica seguendo la descrizione riportata nei sondaggi. Sono stati così individuati:

- ✓ Sabbie gialle;
- ✓ Sabbie nere leggermente limose,
- ✓ Sabbie limose a intervalli di sabbie laviche;
- ✓ Sabbie organiche con limi sabbiosi.

Le informazioni disponibili si sono dimostrate sufficienti a caratterizzare l'area e le informazioni relative alle precedenti campagne sono state utilizzate per confronto e conferma dei dati misurati. Infine è stata evidenziata l'importanza, o meglio l'influenza delle condizioni stratigrafiche del terreno in relazione alle operazioni di rifluimento in colmata.

Nel capitolo tre è stata mostrata una panoramica sulla presenza di componenti inquinati presenti nei sedimenti oggetto di movimentazione e rifluimento nonché l'influenza degli inquinanti ai fini del comportamento geotecnico dei materiali. Sono stati esaminati i principali tipi di inquinanti potenzialmente presenti sui terreni dei bacini portuali marittimi e fluviali, legati il

più delle volte alle attività antropiche ivi ubicate. Successivamente sono state analizzate le interazioni di tipo chimico tra le particelle di terreno e i predetti inquinanti. Lo studio ha evidenziato come la presenza di inquinante per i materiali granulari ha scarsa incidenza mentre può modificare il comportamento meccanico dei materiali a grana fine attesa l'elevata superficie specifica di questi ultimi; interazione in termini di variazioni di permeabilità e di tempi di consolidazione.

I composti chimici inquinanti influenzano il comportamento meccanico dei terreni a grana fine attesa la loro elevata superficie specifica. La capacità di scambio cationico è una caratteristica di ciascuna argilla ed è governata dalla legge di Coulomb. Un'altra grandezza molto importante per i terreni argillosi è la superficie specifica, da cui dipende la maggiore o minore capacità di attirare le molecole d'acqua.

Il ritiro che si sviluppa ad esempio quando una soluzione contenente NaCl permea un materiale argilloso è collegato al processo di consolidazione osmotica; la riduzione delle forze di repulsione porta ad una contrazione degli aggregati ed all'incremento della resistenza al taglio al contatto tra gli stessi, per cui la struttura del terreno tende ad irrigidirsi. In tal modo la riduzione globale di volume del terreno è sensibile, ma inferiore all'entità della contrazione all'interno dei singoli aggregati e ciò comporta una maggiore apertura dei pori e la nascita di nuove porosità interaggregati o di fessurazioni vere e proprie. Qualora la soluzione salina venga utilizzata come fluido interstiziale si osserva una consolidazione del provino (pur restando costante la pressione verticale esterna) e l'indice dei vuoti complessivo diminuisce. Nello stesso tempo, però, il fenomeno del ritiro e la conseguente apertura di pori interaggregati fa sì che la porosità effettiva, attraverso cui si ha il flusso principale, cresca e quindi la conducibilità idraulica possa aumentare anche se l'indice dei vuoti mediamente si è ridotto.

La rimozione di alcune sostanze chimiche sciolte nell'acqua può portare ad un incremento della conducibilità idraulica, mentre la loro precipitazione può portare all'intasamento dei pori, con conseguente diminuzione della conducibilità idraulica dell'argilla. Numerosi inquinanti interagiscono con l'argilla causando ritiro e fessurazioni, con conseguente aumento della conducibilità idraulica. tale aumento può risultare non rilevante se l'argilla è ben compattata, non contiene minerali argillosi espansivi, e se la tensione di confinamento applicata è elevata.

Le forze di filtrazione prodotte dal movimento della componente inquinante all'interno della barriera possono causare la migrazione delle particelle più fini del terreno, con diminuzione della conducibilità idraulica. Inoltre, per la presenza di una componente organica di inquinante, possono verificarsi lente filtrazioni attraverso l'argilla che potrebbero favorire il crescere e lo svilupparsi dei micro-organismi, che ostruendo parzialmente i pori della struttura, ne determinano un ulteriore decremento della conducibilità idraulica complessiva.

Nel capitolo quattro, dopo un inquadramento generale sui processi di consolidazione ed il richiamo alla tradizionale teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi. La consolidazione è un fenomeno proprio dei mezzi porosi sottoposti ad un carico esterno; consiste nella progressiva deformazione del mezzo caricato nel tempo con conseguente espulsione del fluido interstiziale. Questo fenomeno, che si presenta soprattutto nelle argille, viene spiegato dalla geotecnica facendo riferimento alla permeabilità molto bassa di questi terreni. Anche quando lo schema stratigrafico e geotecnico corrisponde bene alle condizioni al contorno ed il fenomeno è unidirezionale, la soluzione di Terzaghi è solo approssimata poiché in alcuni casi come in presenza di banchi di terreno rimossi dal fondo marino e depositati in altri siti, non sono verificate alcune ipotesi base. In particolare:

- il legame tensioni deformazioni è marcatamente non lineare;
- la permeabilità del terreno varia nel tempo, durante il processo di consolidazione, perché diminuisce l'indice dei vuoti;
- è trascurata la componente viscosa delle deformazioni.

Per i materiali dragati i processi di consolidazione avvengono in condizioni in cui le ipotesi sulla completa saturazione, sulle condizioni di carico esterne sui piccoli spostamenti e sulla trascurabilità del peso proprio non risultano valide.

Al tal proposito sono stati illustrati i meccanismi alla base della consolidazione con deformazioni finite o *Finite Strain Consolidation* (di seguito *F.S.C.*). Sono stati descritti i processi di consolidazione che comportano deformazioni del materiale che esulano dall'ipotesi di piccoli spostamenti. Tale processo è stato poi dettagliato per i materiali dragati i quali presentano l'ulteriore particolarità di attivare i processi di consolidazione sotto peso proprio; si illustrato pertanto il processo di *Self Weight Consolidation* (di seguito *S.W.C.*). La teoria di riferimento è quella di Robert Gibson.

Nel capitolo cinque sono stati esposti i procedimenti sviluppati e finalizzati alla elaborazione numerica dei processi di *S.W.C.*. In un primo momento sono state descritte le equazioni di Gibson, equazione di governo del fenomeno. Sono state poi evidenziate le complessità nella ricerca di una soluzione analitica dell'equazione ed i criteri di scelta di una soluzione per via numerica. Lo studio della soluzione numerica è stata svolta a partire dalla scelta dell'adimensionalizzazione dell'equazione per poi procedere all'implementazione di un modello impostato mediante foglio di calcolo sviluppato con software Microsoft Excel congiuntamente a Mathcad. Sono stati illustrati le modalità di input dell'algoritmo sviluppato e poi presentati i risultati delle simulazioni numeriche in termini di curve di cedimenti – tempo e confrontati con analoghe curve di letteratura.

Le elaborazioni svolte hanno contemplato diverse situazioni essenzialmente mirate ad osservare il comportamento del materiale in differenti scenari.

La simulazione è stata condotta per tutti e nelle ipotesi di comportamento del terreno del tipo con prefissati valori di “ e_{in} ”, “ e_{fin} ” e “ λ ” sviluppati per quattro differenti leggi di variazione e – σ ’ Nella fattispecie, avendo previsto la realizzazione di vasche di colmata con altezza variabile tra 1,50 e 3,00 metri, sono state condotte, per ogni legge di variazione, simulazioni numeriche per quattro diverse altezze ovvero: $H_1 = 1,50$ m - $H_2 = 2,00$ m - $H_3 = 2,50$ m - $H_4 = 3,00$ m.

Nell’ambito delle simulazioni sopra sviluppate è stata altresì studiato l’andamento del fenomeno facendo variare la permeabilità di ben quattro ordini di grandezza ovvero : $k_1=1 \times 10^{-4}$ cm/sec - $K_2=1 \times 10^{-5}$ cm/sec - $K_3=1 \times 10^{-6}$ cm/sec - $K_4=1 \times 10^{-7}$ cm/sec.

I terreni in sito presentano una permeabilità di circa 1×10^{-4} cm/sec. Tale valore è tipico di una sabbia, pertanto sintomatico di cedimenti con un decorso più speditivo rispetto ai materiali a grana fine. La scelta delle variazioni di permeabilità è stata affrontata nell’ottica di indagare il comportamento dei materiali con permeabilità tipiche dei materiali a grana fine. La variazione di permeabilità influisce fortemente sui tempi di consolidazione variando da poche ore dei banchi di spessore minimo ($H_1 = 1,50$ m) e ad elevate permeabilità all’ordine di diversi anni per spessori di tre metri e bassissime permeabilità.

La disamina dei risultati ha evidenziato come il comportamento del materiale dragato, manifestamente non lineare, sia caratterizzato da vistosi cedimenti iniziali che rappresentano una percentuale, alcune volte considerevole dello spessore totale considerato. Lo sviluppo e la risoluzione dell’equazione generale di Gibson, che regge il fenomeno della consolidazione sotto peso proprio, ha messo in evidenza l’importanza che i diversi fattori in gioco rivestono nell’evoluzione del fenomeno e, si osserva chiaramente il ruolo svolto dai parametri che definiscono le proprietà reologiche del terreno.

Nella fattispecie si assiste ad un comportamento estremamente significativo nell’osservare che a parità di spessore H_1 ($H_1 = 1,50$ m) il processo di consolidazione varia da appena nove ore della permeabilità k_1 ($k_1=1 \times 10^{-4}$ cm/sec) a poco più di un anno (circa 380 giorni) per lo stesso banco di terreno ma con permeabilità k_4 ($k_4=1 \times 10^{-7}$ cm/sec). Allo stesso modo, esaminando un banco di terreno di altezza H_4 ($H_4 = 3,00$ m), si passa da circa quattro giorni (poco più di settanta ore) per sedimenti con permeabilità k_1 ($k_1=1 \times 10^{-4}$ cm/sec) a quasi cinque anni (circa 2.100,00 giorni) per i sedimenti con permeabilità k_4 ($k_4=1 \times 10^{-7}$ cm/sec). Questo marcata influenza della permeabilità sui terreni fortemente compressibili risulta responsabile in larga misura della forma delle curve di deformazione. Tuttavia occorre evidenziare come la peculiarità dei terreni compressibili soggetti a S.W.C. ovvero quella dell’esistenza di vistosi cedimenti sia riscontrabile anche con in materiali con ridottissime permeabilità. Il 90% della deformazione totale si verifica, in tutti i casi esaminati,

sempre e comunque nella prima parte del processo, e la rimanente deformazione, detta consolidazione secondaria e terziaria in tempi più lunghi.

I risultati del modello implementato tuttavia sono stati comparati con i risultati di uno studio eseguito da F.C. Townsend nel 1990 per i rilevati di scarto di alcune miniere di fosfati della Florida. I risultati ottenuti con la simulazione numerica concordano perfettamente in termini di andamento e tempi con quelli desumibili dal predetto studio di Townsend.

Nel capitolo sei si sono mostrati i dati rilevati durante la sperimentazione in sito eseguita con una vasca di prova realizzata ad hoc per il presente studio. Sono stati dettagliati i particolari costruttivi, specificati i motivi di scelta delle dimensioni, la strumentazione installata e le apparecchiature impiegate per l'acquisizione dei dati. In particolare La vasca presenta dimensioni in pianta di 2,00 m per 2,00 m ed un'altezza di 1,55 m. con zero di riferimento per le misurazioni a 150 cm. La struttura è stata opportunamente realizzata con nervature laterali al fine di evitare deformazioni delle pareti che potessero influire sugli esiti della prova; una tale scelta garantisce il generarsi delle medesime condizioni che si svilupperanno all'interno delle vasche nonché quelle di condizioni di deformazioni laterali impedito (condizioni edometriche). Le pareti interne sono rese perfettamente impermeabili in quanto rivestito con apposite guaine impermeabilizzanti aventi il fine di ricreare le condizioni al contorno presenti all'interno della vasca di colmata. La struttura è stata realizzata carpenteria metallica, e strumentata con le seguenti attrezzature:

- n° uno materassino in geotessuto Tecnodren;
- n° uno strato in geocomposito in polipropilene tipo enkadrain 5.600 H/5;
- tubo microfessurato in PEAD a doppia parete tipo Blackdrain BD/B200.
- un sistema di misurazione degli spostamenti realizzato mediante scala millimetrica solidale con una piastra di appoggio che segue gli spostamenti della superficie del banco sottoposto a processo di S.W.C.

Le installazioni così definite hanno permesso di monitorare il decorso e gli sviluppi della S.W.C. e definire una corretta modellazione del processo per un più preciso e sicuro rifluimento dei materiali nelle vasche di colmata.

Le misurazioni hanno avuto inizio il giorno 16 novembre 2012 alle ore 09:30 con il riempimento della vasca e si sono concluse alle ore 16:30 del giorno 26 novembre 2012. Le letture sono state eseguite con intervalli di quattro ore per i primi tre giorni. Successivamente, verificato che la maggior parte del cedimento aveva subito il proprio decorso le letture sono state eseguite con intervalli di otto ore. Il cedimento totale è risultato pari a 9,70 cm smaltiti complessivamente nell'arco di poco meno di otto giorni.

La prova effettuata in sito ha restituito un comportamento reologico perfettamente in linea con le formulazioni teoriche poste alla base delle elaborazioni numeriche svolte innescandosi sotto l'azione del peso proprio. Si assiste anche per il banco in esame ad un sviluppo del processo che vede la componente più consistente del cedimento smaltirsi in tempi relativamente brevi rispetto all'intero arco temporale necessario per lo sviluppo dell'intero fenomeno di S.W.C. Tale aspetto in termini temporali trova pieno riscontro con i dati dedotti dalle elaborazioni svolte ed esposte al capitolo precedente. In particolare gli esiti della prova trovano piena corrispondenza con tutte le simulazioni numeriche eseguite con dati simili con quelli della vasca di prova, ovvero $H = H_1 = 1,50$ m e permeabilità $k = k_1 = 1 \times 10^{-4}$ cm/sec; il 90% del cedimento smaltito entro il primo 30% dell'intero intervallo temporale di durata del processo.

L'entità dei cedimenti in termini di abbassamento del banco presenta delle differenze. I cedimenti rilevati nel corso della prova risultano inferiori a quelli restituito dalle elaborazioni numeriche. Tale fatto si ritiene attribuibile alla ridotta componente di materiale organica presente nel terreno rifluito nella vasca di prova. La minore presenza di materiale organico porta ad una compressibilità inferiore rispetto a quella ipotizzata nei modelli utilizzati per lo sviluppo delle elaborazioni numeriche.

Allo stato attuale, appare estremamente complesso definire una correlazione che riesca a definire quale aliquota della compressibilità di un terreno sia da attribuire alla componente organica a quale ad altri aspetti legati alle proprietà del materiale. Tuttavia, attesa la fedeltà di risposta del modello matematico in termini di comportamento del terreno, si ritiene opportuno, per una corretta taratura del modello numerico, trovare una correlazione che tenga in opportuno conto l'influenza della percentuale di materiale organico nei terreni di volta in volta in esame.

SIMBOLOGIA

a_n = coefficiente di Fourier

B = indice dei vuoti normalizzato a $\sigma' = \infty$

b_n = coefficiente di Fourier

C_1 = costante di integrazione

C_2 = costante di integrazione

C_v = coefficiente di consolidazione per piccole deformazioni

E = indice dei vuoti normalizzato

E^* = trasformata dell' indice dei vuoti normalizzato

e = indice dei vuoti

e_0 = indice dei vuoti a $t=0$

e_{00} = indice dei vuoti a $\sigma' = 0$

e_{∞} = indice dei vuoti a $\sigma' = \infty$

G_n = coefficiente

g = coefficiente di consolidazione per deformazioni finite

H = spessore del banco di terreno

H_n = coefficiente

K_n = coefficiente

k = coefficiente di permeabilità verticale

N = parametro

R = indice dei vuoti normalizzato a $z = 0$

T = fattore tempo

t = tempo

U = grado di consolidazione

u = pressione neutra

x = coordinata verticale

Z = coordinate verticale materiale

z = coordinata verticale materiale (solidi)

α_n = coefficiente

γ_s = peso dell'unità di volume del solido

γ_w = peso dell'unità di volume dell'acqua

λ = costante di linearizzazione

σ' = tensione efficace verticale

BIBLIOGRAFIA

Abdelhamid, M. S. and Krizek, R. J.

At-Rest Lateral Earth Pressure of a Consolidating Clay

Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102, No. GT7.

Abu-Hejleh, A. N. and Znidarcic, D.

Desiccation Theory for Soft Cohesive Soils,

Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 121, No. 6.

Abu-Hejleh, A. N., Znidarcic, D., and Barnes, B. L.

Consolidation Characteristics of Phosphatic Clays

Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 4.

Agassi A., Levy G. J., Haddas A., Benyamini Y., Zhevelev H., Fizik E., Gotessman M., Sasson N. (2004)

Mulching with composted municipal solid wastes in Central Negev, Israel: I. effects on minimizing rainwater losses and on hazards to the environment.

Soil & Tillage Research, 78,103-113, 2004.

Ahlf W, Calmano W., Forstner U. (1984)

Correlations between Chemical and Biological Evaluation Procedures for the Determination of Trace-Metal Availability from Suspended Solids.

3rd International Symposium, Interactions between sediment and water, 140-143, CEP Consultants Ltd UK

Angelucci A.

Guida allo studio della sedimentologia. (1989)

ed. Nuova Cultura

Ankley G. T. (1996)

Evaluation of metal/acid-volatile sulfide relationships in the prediction of metal bioaccumulations by benthic macroinvertebrates.

Environ. Toxicol. and Chem., 15 (12), 2138- 2146.

Barden L. and Berry. P. L.

Consolidation of normally consolidated clay

Journal of Soil Mechanics and Foundations - Division. ASCE, Vol. 95(1p)p . 1-31. (1965).

Bartholomeeusen G. et al. (2002)

Sidere: numerical prediction of large strain consolidation

Geotechnique No. 9, 639 648

Been, K. and Sills, G. C.

Self-Weight Consolidation of Soft Soils

An Experimental and Theoretical Study, Geotechnique, Vol. 31.

Bordas F., Bourg A. C. M. (1998)

A critical evaluation of sample pre-treatment for storage of contaminated sediments to be investigated for the potential mobility of their heavy metal load.

Water, Air and Soil Pollution 103, 137-149, 1998.

Bourg A. C. M. (1984)

Geochemical Control of Dissolved Cadmium, Copper and Zinc in the Low Salinity Zone of the Gironde Estuary, France.

In 3rd International Symposium, Interactions between sediment and water, 249-252 Geneva-August 1984, CEP Consultants Ltd UK.

Bowmer C. T., Scholten M. C. Th. (1989)

The environmental evaluation of harbour dredged sediments.

In Actes du Seminaire International sur les aspects environnementaux lies aux activites de dragages, session poster.

Bromwell, L. G. and Oxford, T. P.

Waste Clay Dewatering and Disposal

Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Materials, Ann Arbor, Michigan.

Brooker, E. Q. and Ireland, H. O.

Earth Pressure At-Rest Related to Stress History

Canadian Geotechnical Journal, Vol. 2, No. 1.

Brown, K. W. and Thompson, L. J.

Feasibility Study of General Crust Management as a Technique for Increasing Capacity of Dredged Material Containment Areas

Technical Report D-77-17, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.

Burton A. G. Jr. (1992)

Assessing contaminated aquatic sediments

Environ. Sci. Technol., 26 (10), 1862-1875.

Calmeau, T. and Krizek, R. J. (2001)

Strength Changes in Dredged Materials Due to Aging

Proceedings of the Fifteenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey, Vol. 1.

Campi F., Tucci S., Nicolai I., Sgorbini S.

Dispersion e Geochimica dei Sedimenti Superficiali nel Mar Ligure (Varazze-Capo Noli).

In Studi Ambientali Dell'Area Costiera Di Vado Ligure, Indagine eseguita nell'ambito del "Progetto per la valutazione di impatto ambientale della centrale termoelettrica di Vado Ligure", CR Enea. 238

Carrier, W. D., Bromwell, L. G., and Somogyi, F.

Design Capacity of Slurried Mineral Waste Ponds

Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 109, No. GT5.

Casteleiro, M., Krizek, R. J., and Edil, T. B. (1981)

Mathematical Model for One-Dimensional Desiccation and Consolidation of Sedimented Soils

International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 5, pp. 195-215.

Chu, S. C. (1983)

Geotechnical Properties and Disposal Considerations for Flue Gas Desulfurization Sludges

Doctoral Dissertation, Department of Civil Engineering, Northwestern University, Evanston, Illinois.

Chapman P. M. (1995)

Sediment quality assessment: status and outlook

Journal of Aquatic Ecosystem Health, 4, 183-194.

Davis, E. H., and Raymond, G. P.

A Non-Linear theory of Consolidation

Geotechnique Vol. 15., pp. 161- 173 (1965).

Donazzolo R., Orio A. A., Pavoni B., Perin G. (1984)

Heavy metals in the sediments of Venice Lagoon.

Oceanol. Acta, 7 (1), pp. 25-31.

El Bilali L., Rasmussen P. E., Hall G. E. M., Fortin D. (2002)

Role of sediment composition in trace metal distribution in lake sediments

Applied Geochemistry 17, 1171-1181,

Edil, T. B. and Krizek, R. J. (1976)

Preparation of Isotropically Consolidated Clay Samples with Random Fabric

Technical Report, Department of Civil Engineering, Northwestern University, Evanston, Illinois.

Fox Patrick J.,; Di Nicola M., and Quigley D.W.

Piecewise-Linear Model for Large Strain Radial Consolidation

ASCE American Society of Civil Engineers - Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering

Fox, P. J. and Baxter, C. P. D. (1997)

Consolidation Properties of Soil Slurries from the Hydraulic Consolidation Test

Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 8, pp. 770-776.

Fredlund M.D. and Donaldson M, Gitirana G.G. (2003)

Large-Strain 1D, 2D, and 3D Consolidation Modeling of Mine Tailings

ASCE American Society of Civil Engineers - Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering

Fumiyoshi Kondo, Md. Asgar Ali Sarkar, Takefumi Nakazono and Masato Kunitake (1999)

Parameter Estimation and Numerical Analysis of Self-Weight Consolidation of Slurried Marine Clay

International Journal of Offshore and Polar Engineering Vol. 9, No. 4,

Gibson R. E., England G. L. and Hussey M. J. L., (1967)

The theory of one- dimensional consolidation of saturated clay. finite non-linear consolidation of thin homogenous layers

Geotechnique, pp. 261-273 .

Gibson. R. E.. and Lumb. P. (1953)

Numerical solution of some problems in the consolidation of clay.

Proc. I.C.E. Vol. 2, pp. 182-198.

Gibson, R. E., (1958)

The progress of consolidation in a clay layer increasing in thickness with time

Geotechnique, v8:1.

Gibson, R. E., England, G. L., and Hussey, M. J. (1967)

The Theory of One-Dimensional Consolidation of Saturated Clays, I. Finite Non-Linear Consolidation of Thin Homogeneous Layers

Geotechnique, Vol. 17, pp. 261-273.

Gibson R. E., Schiffmann R. L. and Cargill K. W. (1981)

The theory of one- dimensional consolidation of saturated clays. II: finite non-linear consolidation of thick homogenous layers

CanGaedoiatenc hnique J., pp. 280- 293.

Gill, J. J., Miglionico, C., and Andrews, M. (1990)

Measurement of the Microstructural Response of Lightly Cemented Granular Soils under Uniaxial Strain Conditions

Proceedings of the International Conference on Micromechanics of Failure of Quasi-Brittle Materials, Elsevier Applied Science, New York.

Haliburton, T. A. (1977)

Development of Alternatives for Dewatering Dredged Material

Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Materials, Ann Arbor, Michigan, pp. 615-631.

Helal, M. and Krizek, R. J. (1992)

Preferred Orientation of Pore Structure in Cement-Grouted Sand

Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, New Orleans, Louisiana, pp. 526-540.

Houlsby, A. C. (1982)

Cement Grouting for Dams

Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Grouting in Geotechnical Engineering, New Orleans, Louisiana, pp. 1-34.

Huerta, A., Kriegsmann, G. A., and Krizek, R. J. (1988)

Permeability and Compressibility of Slurries from Seepage-Induced Consolidation

Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 5, pp. 614-627.

Jang Y. S., Park C. S. Park J. Y. Kim S. S. (2005)

A Study on Consolidation Behavior of Dredged Clay with Horizontal Drains

ASCE American Society of Civil Engineers - Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering
 Jaky, J. (1944)

The Coefficient of Earth Pressure at Rest

Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, Budapest, Hungary, pp. 355-358.

Jaky, J. (1948)

State of Stress at Great Depth

Proceedings of the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Holland, Vol. 1, pp. 103-107.

Yuan-Qiang Cai, Xue-yu Geng, Chang-Jie Xu (2006)

Solution of one dimensional finite strain consolidation of soli with variable compressibility under cyclic loadings

Scienzedirect – Computer and Geotechnics

Kerr, P. F. (1959)

Optical Mineralogy

McGraw-Hill Book Company, New York.

Krizek, R. J. (2000)

Geotechnics of High Water Content Materials

Special Technical Publication 1374, American Society for Testing and Materials, pp. 3-28.

Krizek, R. J. and Atmatzidis, D. K. (1978)

Disposition of Dredged Material, Chapter 35 in Reclamation of Drastically Disturbed Lands, F. W. Schaller and P. Sutton, Eds.

American Society of Agronomy, pp. 629-644.

Krizek, R. J., Christopher, B. R., and Scherer, S.D. (1980)

Stabilization of Double Alkali Scrubber Sludges

Journal of Civil Engineering Design, Vol. 2, No. 3, pp. 279-304.

Krizek, R. J., Chu, S. C., and Atmatzidis, D. K. (1987)

Geotechnical Properties and Landfill Disposal of FGD Sludge

Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Geotechnical Practice for Waste Disposal, Ann Arbor, Michigan, pp. 625-639.

Krizek, R. J., Edil, T. B., and Ozaydin, K. (1975)

Preparation and Identification of Clay Samples with Controlled Fabric

Engineering Geology, Vol. 9, pp. 13-38.

Krizek, R. J., Fitzpatrick, J. A., and Atmatzidis, D. K. (1976)

Investigation of Effluent Filtering Systems for Dredged Material Confinement Facilities

Contract Report D-76-8, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.

Krizek, R. J. and Helal, M. (1992)

Anisotropic Behavior of Cement-Grouted Sand

Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, New Orleans, Louisiana, pp. 541-550.

Krizek, R. J., Liao, H. J. and Borden, R. H. (1992)

Mechanical Properties of Microfine Cement/Sodium Silicate Grouted Sand

Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, New Orleans, Louisiana, pp. 688-699.

Krizek, R. J., Palmer, B. S., Bellhomme, G., Parris, T., Yacine, Z., and Spino, M. (1985)

Flow Characteristics, Viscosity, Strength, and Drying Behavior of Bauxite Residue

Report prepared for Aluminum Company of America, Alcoa Center, Pennsylvania, by the Department of Civil Engineering, Northwestern University, Evanston, Illinois, 3 volumes, 556 pages.

Krizek, R. J. and Palmer, B. S. (1986)

Model for Dry Stacking of Red Mud, Report prepared for Aluminum Company of America, Alcoa Center, Pennsylvania

Department of Civil Engineering, Northwestern University, Evanston, Illinois, 81 pages.

Krizek, R. J., Parmelee, R. A., Kay, J. N., and Elnaggar, H. A. (1971)

Structural Analysis and Design of Pipe Culverts

National Cooperative Highway Research Program, Report 116, National Research Council, Washington, D. C.

Krizek, R. J. and Salem, A. M. (1977)

Field Performance of a Dredgings Disposal Area

Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Geotechnical Practice for Disposal of Solid Waste Materials, Ann Arbor, Michigan, pp. 358-383.

Krizek, R. J. and Somogyi, F. (1984)

Perspectives on Modelling Consolidation of Dredged Materials

Proceedings of the Symposium on Sedimentation-Consolidation Models: Prediction and Validation, R. N. Yong and F. C. Townsend, Eds., ASCE, pp. 296-332.

Liao, H. J., Borden, R. H., and Krizek, R. J. (1992)

Microfine Cement/Sodium Silicate Grout

Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, New Orleans, Louisiana, pp. 676-687.

Lee L.T.; Engler R.M. (2001)

Geotechnical Properties and sediment characterization for dredged materials

U.S.A.C.E. United States Army Corp of Engineer

Lee L.T.; Engler R.M. (2004)

Predicting Geotechnical Parameters of Fine-grained Dredged Materials Using the Slump Test Method and Index Property

U.S.A.C.E. United States Army Corp of Engineer

Lee K. and Sills G. C. (1979)

A moving boundary approach to large strain consolidation

Proc. 3rd International Conference on Numerical Method on Geomechanics pp. 163-173

Lo, K. Y. (1961)

Secondary Compression of Clays

Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 87, No. SM4, pp. 61-87.

Mikasa M. (1965)

The consolidation of soft clay, a new consolidation theory and its application

Japanese Society of Civil Engineers, pp. 21-26

Monte, J. L. and Krizek, R. J. (1976)

One-Dimensional Mathematical Model for Large-Strain Consolidation

Geotechnique, Vol. 26, No. 3, pp. 495-510.

Morris P.H. (2002)

Analytical solutions of linear finite strain one – dimensional consolidation

Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering.

Palmer, B. and Krizek, R. J. (1987)

Thickened Slurry Disposal Method for Process Tailings

Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Geotechnical Practice for Waste Disposal, Ann Arbor, Michigan, pp. 728-743.

Pane V. –Schiffman R.L. (1981)

A comparison between two theories of finite strain consolidation

Japanese Society of soil mechanics and foundation engineering

Robinsky, E. (1979)

Tailings Disposal by the Thickened Discharge Method for Improved Economy and Environmental Control

Proceedings of the Second International Tailings Symposium, G. Argall, Ed., Miller Freeman, San Francisco, California, pp. 75-95.

Salem, A. M. and Krizek, R. J. (1975)

Secondary Compression of Maintenance Dredgings

Proceedings of the Fifth Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina.

Schiffman, R. L., Pane, V., and Gibson, R. E. (1984)

The Theory of One-Dimensional Consolidation of Clays, IX. An Overview of Nonlinear Finite Strain Sedimentation and Consolidation

Proceedings of the Symposium on Sedimentation-Consolidation Models: Prediction and Validation, R. N. Yong and F. C. Townsend, Eds., ASCE, pp. 296-332.

Schwarz, L. G. (1997)

Roles of Rheology and Chemical Filtration on Injectability of Microfine Cement Grouts, Doctoral Dissertation

Department of Civil Engineering, Northwestern University, Evanston, Illinois.

Schwarz, L. G. and Krizek, R. J. (1992)

Effects of Mixing on Rheological Properties of Microfine Cement Grout

Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, New Orleans, Louisiana, pp. 512-525.

Sheeran, D. E. and Krizek, R. J. (1971)

Preparation of Homogeneous Soil Samples by Slurry Consolidation

Journal of Materials, American Society for Testing and Materials, Vol. 6, No. 2, pp. 356-373.

Shields, D. (1974)

Innovations in Tailings Disposal

Proceedings of the First Symposium on Mine and Preparation Plant Refuse Disposal, National Coal Association, pp. 86-90.

Soo-Sam Kim Yeon-Soo Jang and Chung-Soon Park (2003)

A Study on Characteristics of Discharge Capacity for Horizontal Drains

International Journal of Offshore and Polar Engineering Vol. 13, No. 2,

Somogyi, F. (1979)

Analysis and Prediction of Phosphatic Clay Consolidation: Implementation Package

Technical Report, Florida Phosphatic Clay Research Project, Lakeland, Florida.

Sridharan A., Prakash K. (2003)

Self Weight Consolidation: Compressibility Behavior of Segregated and Homogeneous Finegrained Sediments

Indian Institute of Science Bangalore

Stinson, J. M. (1983)

Initial Dry Stacking and Drying Tests at Point Comfort

Aluminum Company of America Laboratories Technical Report, Alcoa Center, Pennsylvania, 18 pages.

Toorman, E. A. (1996)

Sedimentation and Self-Weight Consolidation: General Unifying Theory

Geotechnique, London, England, Vol. 46, No. 1, pp. 103-113.

Townsend F. C., 1 Member, ASCE, and M. C. McVay, 2 Associate Member, ASCE (2006)

Large strain consolidation predictions

ASCE American Society of Civil Engineers - Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering

U.S. Army Corps of Engineers. (1988)

A preliminary evaluation of contaminant release at the point of dredging.

In Environmental effects of dredging technical notes, vol. II, compiled by Dredging Operations Technical Support Program, EEDP-09-3.

U.S. Army Corps of Engineers. (1990)

Evaluation of Sediment Genotoxicity workshop Summary and Conclusions.

Environmental effects of dredging technical notes, compiled by Dredging Operations Technical Support Program, EEDP-01-23.

U.S. Army Corps of Engineers. (1989)

Factors influencing bioaccumulation of sediment-associated contaminants by aquatic organism; factors related to sediment and water.

Environmental effects of dredging technical notes, compiled by Dredging Operations Technical Support Program, EEDP-01-18,

U.S. Army Corps of Engineers. (1988)

Influence of environmental variables on bioaccumulation of mercury.

In Environmental effects of dredging technical notes, compiled by Dredging Operations Technical Support Program, EEDP-01-14,

U.S. Army Corps of Engineers. (1989)

Procedures for examining the relationship between sediment geochemistry and biological impacts of contaminants.

In Environmental effects of dredging technical notes, vol. II, compiled by Dredging Operations Technical Support Program, EEDP-04-10,.

U.S. Army Corps of Engineers. (1988)

Techniques for reducing the cost of sediment evaluation.

In Environmental effects of dredging technical notes compiled by Dredging Operations Technical Support Program, EEDP-06-2.

U.S. Army Corps of Engineers (COE) and Environmental Protection Agency (EPA), Region II. (1984)

Guidance for performing tests on dredged material to be disposed of ocean waters.

U.S.D.A., Soil Taxonomy, 1999.

Vick, S. G. (1990)

Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams, BiTech Publishers, Ltd.

Vancouver, B.C. Canada.

Vlasta Szavits-Nossan, Robert L. Schiffman and Robert E. Gibson (2005)

Large strain consolidation predictions

ASCE American Society of Civil Engineers - Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering

Williams, R. E. (1975)

Waste Production and Disposal in Mining

Milling, and Metallurgical Industries, Miller Freeman Publications, Inc., pp. 86-155.

Znidarcic, D. (1982)

Laboratory Determination of Consolidation Properties of Cohesive Soil, Doctoral Dissertation

University of Colorado, Boulder, Colorado.

