

Modellazione costitutiva dei terreni a grana grossa impiegati per la realizzazione delle dighe di materiali sciolti

Giuseppe Modoni*

Sommario

I terreni a grana grossa sono impiegati per la formazione dei rinfianchi delle dighe zonate con nucleo di tenuta o per l'intero corpo del rilevato nelle dighe con manto impermeabile. La modellazione costitutiva di questi materiali rappresenta quindi uno degli aspetti più importanti, anche se spesso trascurati, nella previsione del comportamento delle dighe in materiali sciolti. Questa osservazione assume un rilievo ancora maggiore se si considera la complessità del regime di sollecitazioni a cui le dighe sono normalmente sottoposte. La necessità di definire correttamente i legami costitutivi dei terreni a grana grossa non trova tuttavia adeguato riscontro nella letteratura, principalmente a causa della difficoltà di coniugare la complessità e l'accuratezza delle procedure sperimentali con le inusuali dimensioni delle apparecchiature di laboratorio. Con la presente nota si intende fornire un contributo, di carattere sperimentale e teorico, all'analisi della risposta meccanica dei materiali ghiaiosi. La fase sperimentale dello studio ha comportato l'esecuzione di numerose prove triassiali su campioni di grandi dimensioni ricostituiti in laboratorio. Il programma di prove è stato articolato con l'intento di indagare la risposta dei terreni compattati a diversi livelli di addensamento, sottoponendo questi ultimi a percorsi di tensione monotoni e ciclici molto differenti tra loro. La notevole precisione della strumentazione di laboratorio adoperata ha consentito di svolgere tale analisi a partire da livelli di deformazione molto piccoli. Per l'inquadramento teorico dei risultati sperimentali si è formulato un modello costitutivo elasto-plastico, basato sulla teoria dello stato critico. Il modello è stato concepito, combinando tra loro alcune relazioni ricavate dalla letteratura con altre introdotte specificatamente in questa sede, per ottenere la migliore simulazione possibile del comportamento osservato sperimentalmente. Nell'ultima parte della nota si riporta una prima applicazione di tale modello.

Parole chiave: diga in materiali sciolti, ghiaia, legame costitutivo, carico ciclico, stato critico.

1. I materiali a grana grossa nelle dighe di terra

Tra le varie tipologie di opere di sbarramento idraulico, le dighe di materiali sciolti costituiscono tradizionalmente uno dei capitoli di maggiore interesse tecnico e scientifico, sia per l'elevato numero di esempi realizzati in tutto il mondo, sia per le dimensioni ragguardevoli che essi raggiungono in alcuni casi, sia per la notevole complessità del comportamento idraulico e meccanico delle diverse componenti.

Nelle tipologie di dighe di materiali sciolti più comunemente realizzate, siano esse a corpo omogeneo rivestite sul paramento di monte con un manto impermeabile, oppure dotate di nucleo in argilla o di diaframma plastico, il compito di assorbire gli sforzi prodotti dal peso proprio del rilevato e dalle azioni esterne è affidato a porzioni del rilevato costituite da terreni a grana grossa (ghiaie e sabbie, o rockfill).

Questi materiali possiedono un assortimento di caratteristiche fisiche, idrauliche e meccaniche tali da rendere il loro impiego particolarmente vantaggioso. Ne è una testimonianza il fatto che la più antica diga in rockfill conosciuta risale al 2600 a. c. [KERISEL, 1985] e che le dighe di dimensioni più imponenti sono attualmente realizzate con materiali ghiaiosi [KOLICHKO e FIL, 1985]. Si aggiunga inoltre che essendo questi materiali lavorabili e reperibili con relativa facilità, è possibile ottenere costi di approvvigionamento e posa in opera spesso convenienti.

A differenza delle ghiaie che, nelle diverse normative, sono definite chiaramente in funzione della loro composizione granulometrica [e. g. ASTM D2487, 2000], non esiste una definizione altrettanto netta per i rockfill. Genericamente si tratta di materiali di cava ottenuti senza particolari operazioni di selezione granulometrica. BREITENBACH [1993] propone di classificare come rockfill quei materiali che non rispettano i limiti posti dalle normative ASTM per la determinazione della densità massima e del contenuto di acqua ottimo. Rientrano quindi in questa categoria quei materiali granulari per i quali la percentuale in peso di trattenuto allo stacco da

* Università degli Studi di Cassino

19 mm è superiore al 30% e la percentuale di passante allo staccio da 75 μm è inferiore al 15%. Si tratta in definitiva di terreni a grana grossa, costituiti in prevalenza da ghiaie e sabbie, nei quali è possibile la presenza di blocchi a patto che le dimensioni di questi non eccedano lo spessore degli strati del rilevato (mediamente 30 cm).

La posa in opera di questi terreni ha subito una radicale evoluzione a partire dagli anni '50 del secolo scorso, da quando cioè si è passati da una posa in opera alla rinfusa del materiale, talora favorita da getti d'acqua, ad un controllo accurato del contenuto d'acqua ed ad un compattamento in strati di modesto spessore, mediante rulli vibranti, gommati o metallici. Queste nuove tecniche hanno avuto il pregio di rendere il materiale più omogeneo rispetto al passato, consentendo un controllo abbastanza accurato della sua densità. Quale conseguenza pratica più significativa, si è ottenuto di contenere le deformazioni medie del rilevato derivanti dal peso proprio e dall'invaso del serbatoio, a valori in alcuni casi prossimi a 0.1 %, a fronte di valori superiori a 1% tipicamente osservati per le dighe in cui il materiale era posto in opera senza compattamento [VEIGA PINTO, 1991].

2. Modellazione costitutiva

Gli aspetti richiamati in precedenza sulle dighe di materiali sciolti pongono la necessità di prevedere, nella fase di progettazione, il comportamento delle opere correlandolo alle caratteristiche dei materiali adoperati ed alle modalità di posa in opera. Riferendosi più esplicitamente alla previsione degli spostamenti e degli sforzi all'interno del corpo del rilevato, occorre definire in maniera adeguata i legami costitutivi dei terreni a grana grossa. Per questi materiali, al contrario degli altri terreni a granulometria più fine, i modelli disponibili in letteratura ed impiegati nelle simulazioni sono generalmente piuttosto semplificati.

Il presente lavoro rientra nell'ambito di un'attività di ricerca mirata a chiarire, con l'aiuto di una dettagliata sperimentazione di laboratorio, i caratteri fondamentali del comportamento meccanico dei materiali ghiaiosi ed a sintetizzare tali osservazioni in opportuni modelli costitutivi. Poiché la base di partenza sperimentale è costituita dai risultati di prove triassiali, le analisi teoriche svolte di seguito sono limitate a questa categoria di stati tensionali e deformativi. Le tensioni sono quindi espresse mediante i classici invarianti p' e q , le deformazioni con i rispettivi invarianti coniugati ε_p e ε_q :

$$p' = \frac{\sigma'_v + 2 \cdot \sigma'_h}{3} \quad q = \sigma'_v - \sigma'_h \quad (1. a)$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon_v + 2 \cdot \varepsilon_h \quad \varepsilon_q = \frac{2}{3} (\varepsilon_v - \varepsilon_h) \quad (1. b)$$

Con lo spirito di valutare gli effetti della posa in opera dei materiali sul loro comportamento meccanico si è considerata, dapprima nella sperimentazione ed in seguito nella modellazione, l'influenza del grado di addensamento dei terreni. Tenendo poi conto del fatto che i rilevati subiscono azioni variabili in maniera non strettamente crescente, si è prestata particolare cura all'analisi dei legami costitutivi in campo ciclico.

Il mezzo granulare è stato assimilato ad un continuo le cui deformazioni sono costituite da una componente elastica ed una plastica:

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \quad (2)$$

Per comprendere meglio il significato di questa posizione si riportano, a titolo di esempio, i risultati di una prova triassiale eseguita sulla ghiaia di Chiba, dalla quale si osservano alcune importanti peculiarità del comportamento di questi materiali. In generale, le deformazioni volumetriche ε_p sviluppate nella fase di compressione isotropa (Fig. 1a) e le deformazioni distorsionali ε_q prodotte nella fase di taglio (Fig. 1b) sono molto contenute; la risposta

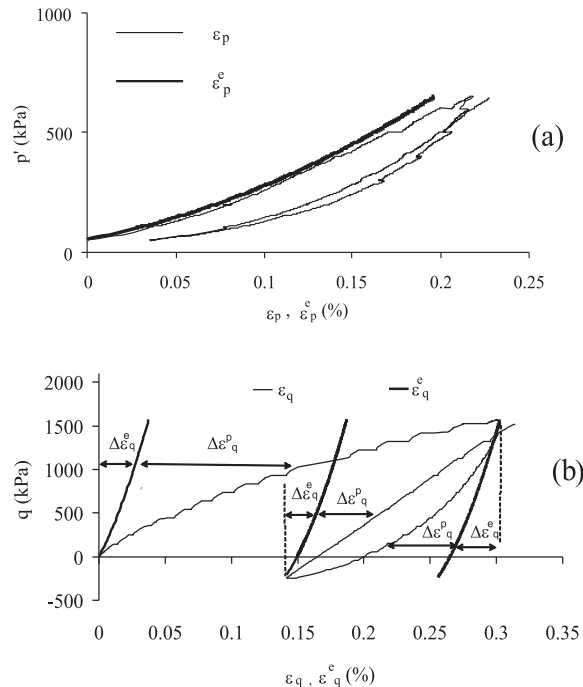


Fig. 1 – Risultati di una prova triassiale su ghiaia di Chiba compattata artificialmente con un indice dei vuoti iniziale $e_o=0.213$ (a. compressione isotropa; b. taglio a tensione radiale efficace costante $\sigma'_h= 638$ kPa).

Fig. 1 – Results of a triaxial tests on Chiba gravel artificially compacted with an initial void ratio $e_o=0.213$ (a. isotropic compression; b. shear at constant $\sigma'_h= 638$ kPa).

tenso-deformativa del terreno è, in entrambi i casi, marcatamente non lineare.

Tale circostanza si verifica sia durante la fase di primo carico, sia nel corso dei successivi scarichi e ricarichi. Per confronto si riportano sugli stessi diagrammi gli andamenti delle deformazioni elastiche calcolate nel seguente modo:

$$\varepsilon_p^e = \int \frac{dp'}{\kappa} \quad (3a)$$

$$\varepsilon_q^e = \int \frac{dq}{G} \quad (3b)$$

in cui κ e G rappresentano funzioni interpolanti dei valori sperimentali rispettivamente di $\Delta p'/\Delta \varepsilon_p$ e $\Delta q/\Delta \varepsilon_q$, calcolati con cicli di scarico e ricarico di piccola ampiezza ($\Delta \varepsilon < 0.001\%$). Questa operazione è stata compiuta nell'ipotesi che le prime deformazioni sviluppate in seguito all'inversione del percorso tensionale siano reversibili e che, quindi, il comportamento del terreno in questa fase sia assimilabile a quello di un mezzo elastico [TATSUOKA *et al.*, 1997].

Il confronto di queste deformazioni con quelle totali rivela che, almeno fino a livelli di carico considerati, il comportamento tenso-deformativo del terreno in fase di compressione isotropa è quasi integralmente reversibile ed è assimilabile a quello di un mezzo elastico non lineare. Viceversa, durante la fase di taglio, le deformazioni elastiche rappresentano soltanto un'aliquota delle deformazioni totali, in quanto è presente una deformazione irreversibile sia durante il primo carico, sia nel corso dei successivi scarichi e ricarichi. Comunque, in tutti i casi esaminati si osserva il peso non trascurabile della componente elastica sulla risposta meccanica complessiva del terreno.

La seguente trattazione teorica è stata sviluppata separando nettamente le componenti elastiche e plastiche della deformazione e ritenendo che non vi sia alcuna correlazione tra di esse. Nella realtà si assiste ad un evidente decadimento dei moduli elastici del terreno a seguito dello sviluppo di elevate deformazioni distorsionali [e. g. THOMANN E HRYCIW, 1992]. Nel caso particolare delle ghiaie [MODONI, 1999], questi effetti si sono manifestati in maniera evidente soltanto in prossimità della condizione di rottura dei terreni. Pertanto, nell'intento di modellare il comportamento dei terreni a livelli di deformazione contenuti, lontani dalle condizioni di rottura, si è ritenuto di potere trascurare tale correlazione senza per questo motivo introdurre errori particolarmente significativi.

2.1. Deformazioni elastiche

A seguito dello sviluppo di apparecchiature di laboratorio sempre più sofisticate, una copiosa esperienza è stata maturata nello scorso decennio sul comportamento dei terreni a piccoli livelli di deformazione [e. g. BURLAND, 1989; STOKOE *et al.*, 1995; TATSUOKA E SHIBUYA, 1992]. In particolare, la sperimentazione sui terreni sabbiosi e ghiaiosi [KOHATA *et al.*, 1997] ha contribuito a definire quantitativamente il ruolo del compattamento artificiale sulle loro proprietà elastiche, evidenziando che ad una riduzione dell'indice dei vuoti dei terreni corrisponde un generale aumento dei moduli di rigidità. Tale dipendenza si trova in sostanziale accordo con quella osservata molti anni prima da HARDIN E RICHART [1963] sulla sabbia di Ottawa sottoposta a prove di colonna risonante. Parallelamente si è anche osservato che il compattamento, esercitato con azioni prevalentemente verticali, contribuisce a generare una sostanziale anisotropia dei moduli di rigidità dei terreni [JIANG *et al.*, 1997]. A questa anisotropia "intrinseca" se ne aggiunge un'altra, indotta dallo stato tensionale corrente, che scaturisce dalla dipendenza [JIANG *et al.*, 1997] dei moduli di rigidità normali dalle componenti normali della tensione ad essi parallele e dalla scarsa influenza esercitata sugli stessi moduli delle altre componenti della tensione.

Tutti questi aspetti osservati sperimentalmente trovano un'esauriente formulazione analitica in un modello introdotto da TATSUOKA E KOHATA [1995]. Limitando la trattazione agli stati tensionali e deformativi assialsimmetrici, i legami costitutivi di tale modello sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_v \\ \varepsilon_h \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_v} & -2\frac{\nu_{hv}}{E_h} \\ -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & \frac{1-\nu_{hh}}{E_h} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma'_v \\ \sigma'_h \end{bmatrix} \quad (4. a)$$

in cui:

$$\begin{aligned} E_v &= E_1 \cdot f(e) \cdot \sigma'_v{}^m \cdot p_r^{1-m} \\ E_h &= E_1 \cdot (1 - I_o) \cdot f(e) \cdot \sigma'_h{}^m \cdot p_r^{1-m} \\ \nu_{hh} &= \nu_o \\ \nu_{vh} &= \nu_o \cdot (1 - I_o)^{-1/2} \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_h} \right)^n \\ \nu_{hv} &= \nu_o \cdot (1 - I_o)^{1/2} \left(\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \right)^n \end{aligned} \quad (4. b)$$

p_r è posta pari a 1 kPa e rappresenta una pressione di riferimento, $f(e)$ è una funzione dell'indice dei vuoti, I_o quantifica l'anisotropia intrinseca del materiale. E_1 , ν_o , m e n sono parametri da valutare sperimentalmente per il terreno in esame.

2.2. Deformazioni plastiche

Il ruolo della densità sulla risposta tenso-deformativa dei terreni fu identificato sperimentalmente già da CASAGRANDE [1936], il quale osservò che materiali granulari compattati a diversi gradi di addensamento e sottoposti alla medesima prova di taglio si comprimevano e/o dilatavano tendendo verso un identico valore finale dell'indice dei vuoti. Tale osservazione, successivamente estesa alle tensioni efficaci agenti sul terreno, diede luogo al concetto più generale di stato critico [SCHOFIELD e WROTH, 1968]. Un'ampia classe di modelli costitutivi è oggi definita basandosi sul principio che le deformazioni distorsionali portino lo stato tensionale e volumetrico del terreno verso una condizione stazionaria, definita nello spazio p' - q - e dalle seguenti relazioni:

$$\frac{q}{p'} = M \quad (5a)$$

$$e = \Gamma - \lambda \cdot \ln p' \quad (5b)$$

in cui M , Γ e λ rappresentano tre parametri costitutivi del terreno.

Con particolare riferimento ai terreni sabbiosi JEFFERIES [1993] considera nel piano e - p' la curva definita dalla relazione (5b) come un riferimento e correla la risposta tenso-deformativa del terreno ad una variabile di stato ψ computata nel seguente modo:

$$\psi = e - \Gamma + \lambda \cdot \ln p' \quad (6)$$

Questa strategia è stata ripresa in seguito da numerosi altri autori, tra i quali MUIR WOOD *et al.* [1994], che hanno identificato una superficie limite superiore dello spazio p' - q - e , comprendente il luogo di stato critico, verso la quale tende lo stato del terreno sottoposto a deformazioni distorsionali crescenti. Nel presente lavoro si è mutuato il medesimo concetto per definire l'incrudimento plastico del terreno.

2.2.1. INCRUDIMENTO PLASTICO

Per esprimere la non linearità del comportamento del terreno ed il progressivo decadimento della rigidità fino alla condizione di rottura si è fatto riferimento al concetto di superficie limite [DAFALIAS e POPOV, 1975]. La formulazione matematica di questa superficie, analogamente a quella delle superfici di snervamento, è espressa in funzione della variabile tensionale S che, per stati tensionali assial-simmetrici, dipende dagli invarianti p' e q (Eq. 1a) mediante la seguente relazione:

$$S = \frac{3 \cdot \frac{q}{p'}}{6 + \frac{q}{p'}} \quad (7)$$

La scelta di tale variabile risiede nel fatto che, rispetto al più convenzionale rapporto tra invarianti $\eta = q/p'$, essa presenta il vantaggio di fornire, congruentemente con le osservazioni sperimentali, legami tensioni-deformazioni simmetrici per i rami di scarico e di ricarico delle prove cicliche.

Il limite superiore $S_{u.b.}$ della variabile precedentemente definita è espresso in funzione della variabile di stato ψ , mediante la seguente relazione:

$$S_{u.b.} = \sin \phi'_{cs} \cdot (1 - k\psi) \quad (8)$$

in cui $\sin \phi'_{cs}$, rappresenta il seno dell'angolo di attrito di stato critico del terreno e k un parametro costitutivo del terreno. Si osservi che tale relazione descrive nello spazio p' - q - e la superficie limite e che questa comprende il luogo di stato critico definito dalle relazioni (5).

L'evoluzione della superficie di snervamento in condizioni di primo carico è legata alle deformazioni distorsionali plastiche ϵ^p_q tramite la seguente relazione:

$$\frac{S}{S_{u.b.}} = I \frac{\epsilon^p_q \cdot |\epsilon^p_q|^{c-1}}{B + |\epsilon^p_q|^c} \quad (9)$$

Nel caso considerato di deformazioni assial-simmetriche ϵ^p_q (Eq. 1b) risulta positiva se $\epsilon^p_v > \epsilon^p_h$ (compressione triassiale), negativa se $\epsilon^p_v < \epsilon^p_h$ (estensione triassiale). Le costanti B e c rappresentano due parametri costitutivi da determinare attraverso un confronto con i risultati sperimentali. In particolare, si osservi che la costante c , alla quale devono essere attribuiti valori inferiori all'unità, consente di ottenere una pendenza iniziale verticale delle curve tensioni-deformazioni ed è stata quindi introdotta con l'intento di migliorare l'interpolazione dei risultati sperimentali.

Un ultimo parametro di calibrazione è rappresentato dal fattore I , introdotto nella relazione (9) per quantificare le differenze osservate sperimentalmente nei percorsi di compressione ed estensione. Più in generale esso esprime il ruolo dell'anisotropia del comportamento del terreno e la funzione della tensione principale intermedia, non contemplata nella variabile S . In un formulazione più estesa esso dovrebbe quindi essere funzione anche della direzione del percorso tensionale seguito. Nel caso in esame, in cui la sperimentazione ha previsto soltanto prove triassiali di compressione o di estensione, esso è stato valutato con riferimento a questi

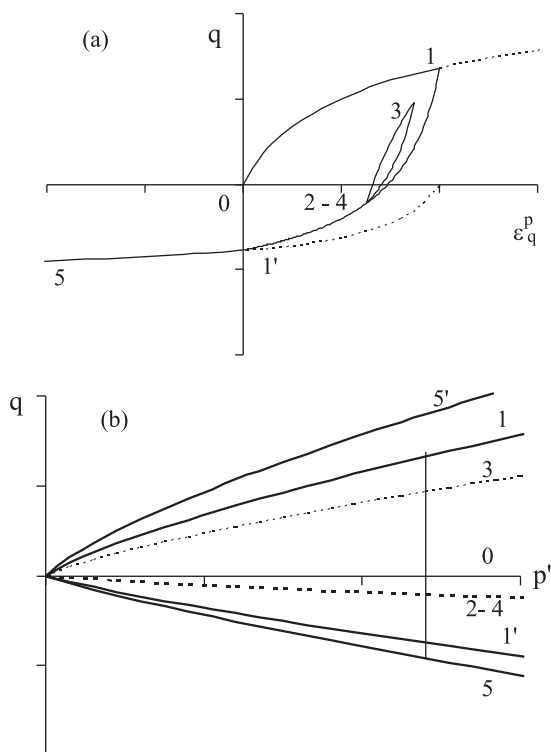


Fig. 2 – Modello di incrudimento plastico (a. legame tensioni deviatoriche – deformazioni distorsionali plastiche; b. sezione delle superfici di snervamento con un piano di equazione $e = \text{cost.}$).

Fig. 2 – Plastic hardening rule (a. deviator stress vs plastic distortional strain; b. yield surfaces sections on $e = \text{constant}$ plane).

due stati tensionali e deformativi ($I = I_{com}$ per $\sigma'_v > \sigma'_h$; $I = I_{ext}$ per $\sigma'_v < \sigma'_h$).

La relazione (9) definisce implicitamente una famiglia di superfici di snervamento primario nel piano p' - q - e , a ciascuna delle quali compete un assegnato livello di deformazione distorsionale plastica.

È possibile osservare (Fig. 2b) che le sezioni di tali superfici con piani paralleli agli assi p' e q ($e = \text{costante}$) presentano un andamento curvilineo, uscente dall'origine del sistema di assi coordinati, congruente con le osservazioni sperimentali ricavate su terreni incoerenti [TATSUOKA e ISHIHARA, 1974].

Nella formulazione del modello si è ipotizzato che le superfici di snervamento corrispondenti a stati tensionali con $q > 0$ e con $q < 0$, evolvano contemporaneamente (Fig. 2b) essendo legate l'una all'altra dalla seguente proporzione:

$$\frac{\left(\frac{S}{S_{u.b.}}\right)_{com}}{\left(\frac{S}{S_{u.b.}}\right)_{ext}} = -\frac{I_{com}}{I_{ext}} \quad (10)$$

Se, a partire da una condizione di primo carico, si inverte il percorso tensionale (tratto 1-2 in Fig. 2a), si genera un incrudimento plastico secondario descritto dalla seguente relazione:

$$\Delta \left(\frac{S}{S_{u.b.}}\right) = (I_{com} + I_{ext}) \frac{\Delta \varepsilon_q^p \cdot |\Delta \varepsilon_q^p|^{c-1}}{B + |\Delta \varepsilon_q^p|^c} \quad (11)$$

I valori della variabile tensionale ($S/S_{u.b.}$) e della deformazione ε_q^p sono computati nella relazione (11) a partire dal punto di inversione del percorso tensionale. Si viene così a formare una superficie di snervamento di secondo livello (2 in Fig. 2b) che evolve nello spazio p' - q - e internamente alla porzione confinata dalle superfici di snervamento primarie.

Se si inverte nuovamente il percorso tensionale (2-3 in Fig. 2a) si ha un'ulteriore incrudimento ed una nuova superficie di snervamento di terzo livello (3 in Fig. 2b), legati tra loro dalla relazione (11). Analogamente si procede per ulteriori inversioni del percorso tensionale (es. 3-4 in Fig. 2a). Pertanto la storia tensionale del terreno viene descritta, come nel modello introdotto da PREVOST *et al.* [1985], da una serie di superfici di snervamento annidate. Ciascuna superficie può evolvere isotropicamente nella porzione di spazio p' - q - e compresa tra quelle dei due livelli precedenti. Se una generica superficie (es. la 4 in Fig. 2b) ne intercetta una di livello superiore (la 2 in Fig. 2b), lo stato tenso-deformativo del terreno evolve con la legge di incrudimento che compete a quest'ultima (vedi Fig. 2a). Tale condizione permane fino a quando non si intercettano le superfici di snervamento primario, dopodichè la legge di incrudimento evolve con le modalità descritte dalla relazione (9). Si noti che, in virtù delle relazioni di incrudimento (9) e (11), la condizione (10) che correla l'evoluzione delle superfici di snervamento primarie, equivale ad una traslazione dell'origine delle curve tensioni-deformazioni plastiche primarie (vedi Fig. 2a). Su tale principio è basato il modello di incrudimento definito da MASUDA *et al.* [1999].

2.2.2. LEGGE DI FLUSSO

L'esistenza di una relazione tra le variazioni di forma e di volume in un mezzo granulare furono riconosciute sin dal 1885 [Reynolds, citazione di COLLINS e MUHUNTAN, 2003]. Per stabilire relazioni analitiche tra queste due componenti della deformazioni ci si basa tipicamente su considerazioni di carattere energetico [TAYLOR, 1948]. In termini generali, il lavoro fornito ad un elemento di terreno è in parte accumulato sotto forma di energia elastica, in parte speso per produrre deformazioni plastiche.



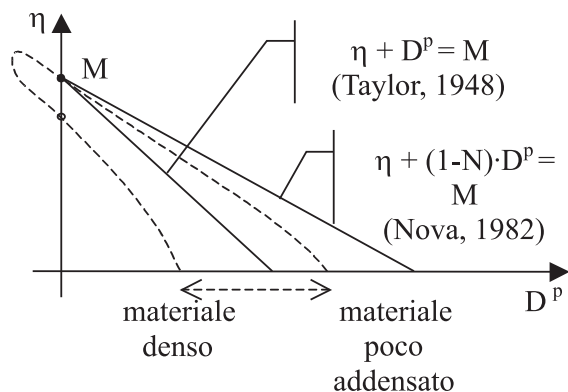


Fig. 3 – Relazioni teoriche e sperimentali tra $\eta=q/p'$ e dilatanza.

Fig. 3 – Theoretical and experimental relations between stress ratio η and dilatancy.

Riferendosi soltanto a questa ultima aliquota, è possibile scrivere la seguente relazione:

$$\delta\Phi^p = p' \cdot \delta\varepsilon_p^p + q \cdot \delta\varepsilon_q^p \quad (12)$$

THURAIRAJAH [1961] ha osservato sperimentalmente che gli incrementi di energia plastica $\delta\Phi_p$ possono essere espressi come prodotto della tensione efficace media p' , del rapporto tra gli invarianti q e p' in condizioni di stato critico (M) e degli incrementi di deformazione distorsionale plastica $d\varepsilon_q^p$. Tale posizione conduce a scrivere la nota relazione:

$$\eta + D^p = M \quad (13)$$

in cui D^p rappresenta il rapporto tra gli incrementi infinitesimi delle deformazioni volumetriche e distorsionali plastiche ($d\varepsilon_p^p/d\varepsilon_q^p$). In una formulazione leggermente differente, proposta da NOVA [1982], viene introdotto un termine aggiuntivo $N \cdot D^p$ (vedi Fig. 3) che JEFFERIES [1997] attribuisce ad una forma di energia accumulata dal terreno e restituita nelle successive fasi di scarico. Comunque, entrambe le relazioni postulano l'esistenza di una relazione unica tra il rapporto degli invarianti di tensione η e quello degli incrementi degli invarianti di deformazione D^p . Le osservazioni sperimentali ricavate su terreni incoerenti sabbiosi [NEGUSSEY *et al.*, 1988] o ghiaiosi [FLORA e MODONI, 1998] mostrano invece che tale relazione dipende dallo stato tensionale e volumetrico del terreno. Infatti, con particolare riferimento alle fasi di primo carico, mentre i terreni scarsamente addensati manifestano una tendenza alla riduzione di volume simile a quella evidenziata dalla relazione (14), i terreni più densi dilatano in misura maggiore (Fig. 3). I meccanismi deformativi che competono ai terreni sciolti e densi sono quindi

molto diversi tra loro. In particolare, se si riguardano in termini energetici (Eq. 12) i comportamenti schematizzati nella figura 3 per terreni densi e sciolti si osserva che nei primi l'energia dissipata per effetto di una deformazione distorsionale assegnata aumenta progressivamente al crescere di η ; all'inizio si dissipa un'aliquota molto contenuta; al crescere delle deformazioni distorsionali, la dissipazione aumenta fino al valore osservato da THURAIRAJAH [1961].

L'effetto di tale fenomenologia nel piano η - D^p consiste in una sostanziale differenza tra il valore del rapporto η in condizioni di stato critico (M) e di massima contrazione ($D^p=0$). Sperimentalmente si rileva che tale differenza risulta maggiore per bassi valori dell'indice dei vuoti (e) e della tensione efficace media (p'), ovvero per valori minori della variabile di stato ψ .

Nelle fasi di scarico e ricarica delle prove cicliche, dove si hanno forme di incrudimento secondarie, la dissipazione dell'energia avviene in misura ancora più ridotta. Ne consegue che le curve sperimentali nel piano η - D^p intersecano l'asse delle ordinate a valori più bassi di η [MODONI *et al.*, 2003]. Pertanto, per tenere conto di tali osservazioni, nel presente lavoro si propone la seguente relazione:

$$D^p = J \cdot M \cdot \frac{\Delta\varepsilon_q^p}{|\Delta\varepsilon_p^p|} \cdot \left(1 + k_D \cdot \psi \cdot |\psi|^{\beta-1}\right) - \eta \quad (14)$$

Si noti che il primo termine del secondo membro rappresenta il valore del rapporto η tra gli invarianti in corrispondenza del punto di massima contrazione ($D^p=0$). Esso dipende dallo stato tensionale e volumetrico del terreno (ψ), dalla fase di carico ($J = 1$ per incrudimento primario, $J < 1$ per i successivi livelli di incrudimento), dal verso delle deformazioni distorsionali plastiche (+ per $\Delta\varepsilon_p^p > 0$; - per $\Delta\varepsilon_p^p < 0$) e da tre parametri costitutivi del terreno (J , β e k_D) da determinare mediante confronto con i risultati sperimentali.

3. Calibrazione e validazione del modello

La verifica sperimentale della relazioni costitutive introdotte nei precedenti paragrafi è stata compiuta con i risultati di numerose prove triassiali. Queste prove, eseguite presso i laboratori dell'Università di Tokyo, sulla ghiaia di Chiba [MODONI, 1999] sono state concepite con l'obiettivo di indagare il comportamento della ghiaia nel più ampio intervallo possibile di condizioni sperimentali. Infatti, i campioni di forma prismatica, con base uguale a 23 cm ed altezza pari a 47 cm, sono stati compattati a diversi indici dei vuoti (Tab. I) suddividendoli in strati di uguale spessore e sottoponendo

Tab. I – Caratteristiche fisiche della ghiaia di Chiba.
 Tab. I – Physical characteristics of Chiba gravel.

D _{max} (mm)	D ₅₀ (mm)	U _c = D ₆₀ /D ₁₀	<0.4mm (%)	e _o
35.8	7.8	10	8	0.197 – 0.311

Tab. II – Parametri del modello elastico per la ghiaia di Chiba.

Tab. II – Parameters of the elastic model for Chiba gravel.

E ₁	(1-I _o)	m	n	v _o	f(e)
18480	0.59	0.5	0.25	0.17	(2.17-e) ² /(1+e) (Hardin e Richart, 1963)

ciascuno strato ripetutamente alla caduta di un peso da un'altezza prefissata fino ad ottenere lo spessore, e quindi l'addensamento, desiderato.

Inoltre, le diverse prove sono state eseguite variando le tensioni radiali efficaci (da un minimo di 49 ad un massimo di 638 kPa) ed i percorsi tensionali. Sono stati inoltre applicati cicli di carico di diversa ampiezza.

L'adozione di strumenti per la misura locale degli spostamenti [GOTO *et al.*, 1991] ha consentito di eliminare alcuni importanti errori sperimentali, i cui effetti sono risultati particolarmente evidenti sul comportamento dei materiali da costruzione delle dighe [DENDANI *et al.*, 1988], e di garantire così una buona ripetitività dei risultati. Sfruttando l'elevata accuratezza di tali strumenti si sono valutate le caratteristiche di rigidità della ghiaia di Chiba a piccoli livelli di deformazione ($\epsilon < 10^{-3} \%$), e si è così calibrato il modello elastico (vedi Tab. II).

Nella figura 4 si riporta, a titolo di esempio, l'andamento dei moduli di rigidità valutati in dire-

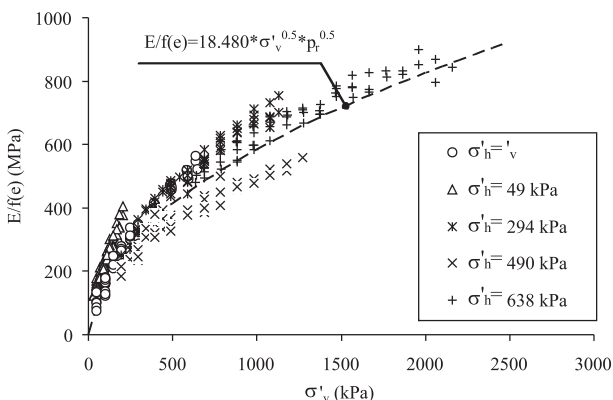


Fig. 4 – Moduli di rigidità verticale a piccoli livelli di deformazione.

Fig. 4 – Vertical stiffness moduli at small strain level.

zione verticale in funzione della tensione verticale efficace.

Per simulare le deformazioni plastiche con le relazioni precedentemente introdotte occorre individuare la posizione del luogo di stato critico e determinare i relativi parametri. Tale operazione non può essere compiuta riferendosi semplicemente ai valori dell'indice dei vuoti o delle componenti della tensione al termine delle prove poiché è noto che, nei campioni di ghiaia addensata, la rottura avviene in maniera fragile e, a partire dalla condizione di picco, si verifica una localizzazione delle deformazioni che inficia l'ipotesi di mezzo continuo. Nel presente lavoro si è quindi adottata la strategia di individuare la posizione del luogo di stato critico osservando, per le diverse prove [MODONI, 1999; JIANG, 1998], la tendenza manifestata dai punti rappresentativi dello stato tensionale e volumetrico del terreno prima che sia raggiunta la condizione di picco. In particolare, si è ricavata dapprima la posizione della curva di stato critico nel piano e-p' (Fig. 5a). Successivamente, avendo calcolato i valori della variabile di stato ψ , si sono diagrammati in funzione di tale variabile i valori del rapporto q/p' in condizione di massima contrazione (η_{mc}) ed in condizione di picco (η_p) (Fig. 5b). Il rapporto η in condizioni di stato critico ($M=1.756$) è stato quindi valutato come limite su-

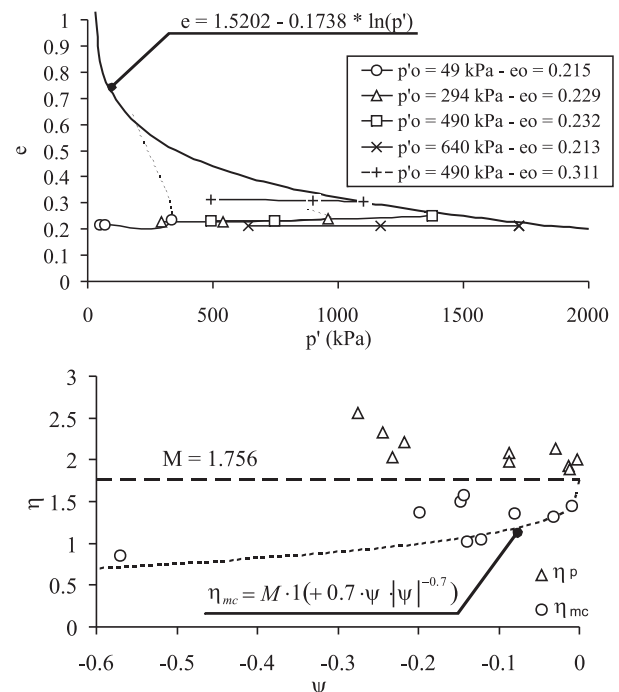


Fig. 5 – Determinazione dei parametri di stato critico (a. andamento dei risultati di diverse prove nel piano e-p'; b. valori di η_{mc} e η_p in funzione della variabile di stato ψ).

Fig. 5 – Evaluation of critical state parameters (a. trends observed from different tests in the e-p' plane; b. η_{mc} and η_p values as a function of the state variable ψ).

periore dei valori di η_{mc} e, contemporaneamente, come limite inferiore dei valori di η_p . La valutazione dei parametri da introdurre nella relazione di incrudimento (9) è stata quindi successivamente ricavata combinando i risultati di diverse prove triassiali con percorsi di compressione ($\varepsilon^p_q > 0$) ed estensione ($\varepsilon^p_q < 0$).

I risultati delle prove, ovviamente differenti in funzione dell'indice dei vuoti e della tensione iniziale (Fig. 6a) sono stati dapprima normalizzati individuando il valore più opportuno della costante k da introdurre nella relazione 8 (Fig. 6b). Successivamente si sono determinati i parametri B, C e I_{ext} da introdurre nella relazione (9) per l'interpolazione delle curve sperimentali. L'ultimo aspetto riguarda la determinazione dei parametri della relazione (14), necessari a quantificare la dipendenza dei valori di η_{mc} dalla variabile di stato ψ , che è stata conseguita come mostrato in figura 5. La lista completa dei parametri introdotti per simulare le deforma-

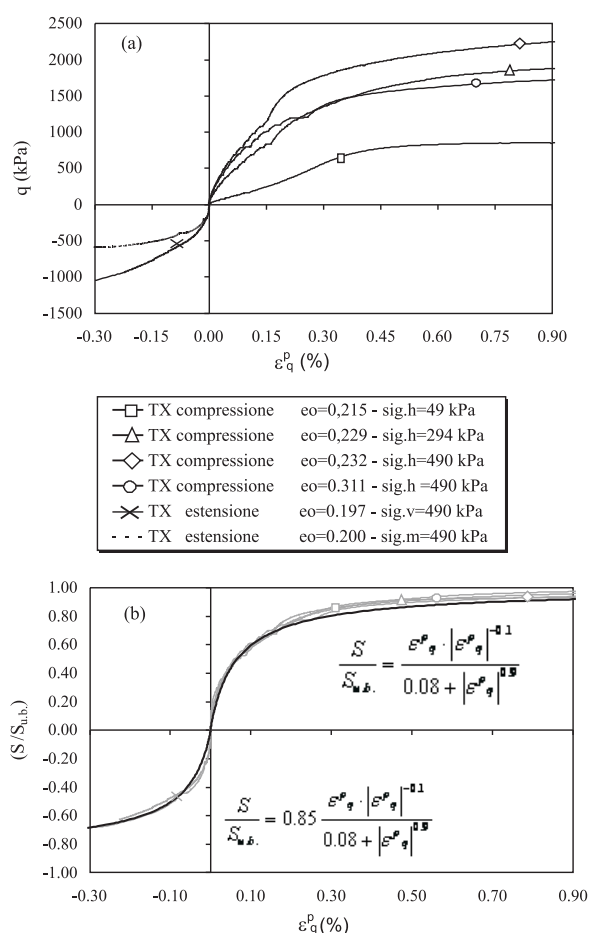


Fig. 6 – Determinazione dei parametri di incrudimento (a. curve q - ε^p_q da diverse prove; b. normalizzazione con la rel. 9).

Fig. 6 – Evaluation of the hardening parameters (a. experimental q - ε^p_q curves; b. normalisation by Eq. 9).

Tab. III – Taratura del modello plastico per la ghiaia di Chiba.

Tab. III – Plastic model parameters for Chiba gravel.

ϕ'_{cs}	Γ	λ	k	B	C
42.8	1.52	0.17	1	0.08	0.9
I_{com}	I_{ext}	k_D	β	J	
1	0.85	0.7	0.3	0.5	

zioni plastiche con i rispettivi valori per la ghiaia di Chiba è riportata nella tabella III.

Un confronto tra curve sperimentali e teoriche è riportato in figura 7 per tre prove caratterizzate da indici dei vuoti iniziali dei campioni, livelli e percorsi tensionali differenti. Nelle prime due prove, svolte a tensione orizzontale efficace costante, si sono applicati diversi cicli di scarico e ricarica delle tensioni deviatoriche a partire da valori iniziali differenti. Queste prove si differenziano tra loro per l'indice dei vuoti iniziale del terreno e per la tensione orizzontale efficace applicata e rappresentano gli estremi opposti del campo tensionale e volumetrico indagato, in quanto ad esse competono rispettivamente il valore iniziale minimo e massimo della variabile di stato ψ . Per entrambe le prove si può osservare una forte similitudine tra le curve q - ε_q che ε_p - ε_q sperimentali e le loro simulazioni teoriche.

Nella terza prova [BALAKRISHNAIYER, 2000] si è applicato un percorso tensionale particolarmente complesso, costituito da un'alternanza di tratti a tensione verticale σ'_v , orizzontale σ'_h , media $\sigma'_m = (\sigma'_v + \sigma'_h)/2$ e sferica (p') costante. Anche per questa terza prova il modello proposto simula in maniera egregia la curva q - ε_q . Le curve ε_p - ε_q sperimentali e teoriche presentano una similitudine negli andamenti, con una più spiccata tendenza alla riduzione di volume da parte delle prime.

4. Applicazione del modello

Uno dei metodi tradizionalmente più utilizzati per simulare la non linearità del comportamento tenso-deformativo del materiale nelle analisi sismiche di dighe in rockfill è rappresentato dal modello lineare equivalente [GAZETAS e DAKOULAS, 1992]. Esso assimila la risposta del terreno ad un mezzo lineare i cui parametri di rigidezza e di smorzamento sono variabili in funzione del livello di deformazione.

Sfruttando le potenzialità del modello illustrato nei paragrafi precedenti si sono simulate diverse curve q - ε_q della ghiaia di Chiba conseguenti a percorsi di primo carico, scarico e successivo ricarico. Le simulazioni sono state eseguite mantenendo

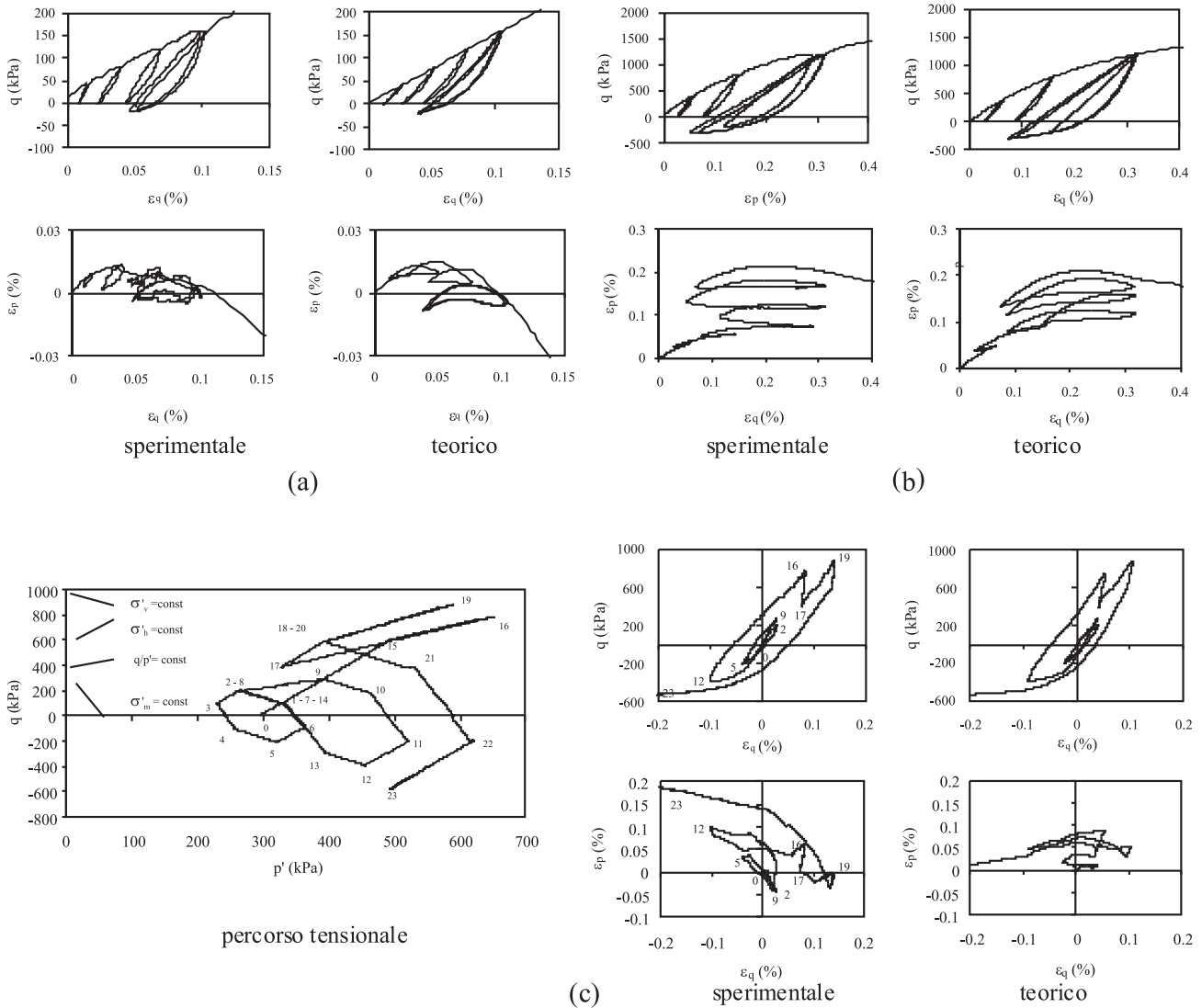


Fig. 7 – Confronto tra curve teoriche e risultati sperimentali (a. prova a tensione radiale efficace costante $\sigma'_h = 49$ kPa $e_o = 0.215$; b. idem con $\sigma'_h = 490$ kPa $e_o = 0.311$; c. prova a percorso tensionale variabile $e_o = 0.219$).

Fig. 7 – Comparison between model and experimental curves (a. test at constant radial effective stress $\sigma'_h = 49$ kPa $e_o = 0.215$; b. same with $\sigma'_h = 490$ kPa $e_o = 0.311$; c. test performed with variable stress path $e_o = 0.219$).

inalterata la tensione efficace p' ed applicando variazioni cicliche della tensione deviatorica Δq ($\Delta q / \Delta p' = \infty$) al variare dell'ampiezza di deformazione $\Delta \epsilon_q$.

Per ciascun ciclo di carico si sono quindi calcolati i valori dei moduli di rigidezza ed i fattori di smorzamento equivalenti nel seguente modo:

$$G_{eq} = \frac{1}{3} \frac{\Delta q}{\Delta \epsilon_q} \quad (15a)$$

$$D = \frac{A_{cyc}}{4 \cdot \pi \cdot A_{p.c}} \quad (15b)$$

in cui A_{cyc} e $A_{p.c}$ rappresentano rispettivamente l'area del ciclo di isteresi e l'area sottesa al ramo di primo carico nel piano ϵ_q - q .

Nella figura 8 si riporta un esempio di simulazioni effettuate con $e_o = 0.215$ e $p' = 600$ kPa; le curve $q - \epsilon_q$ (Fig. 8a) sono relative a diverse ampiezze dei cicli di deformazione ($\Delta \epsilon_q = 0.001\%$, 0.01% , 0.1% , 1%); la figura 8b mostra i classici andamenti dei moduli di rigidezza equivalente (G_{eq}) e dei fattori di smorzamento (D) al crescere di $\Delta \epsilon_q$. Per valutare l'influenza dello stato tensionale e volumetrico del terreno tali analisi sono state eseguite combinando sistematicamente diversi valori di p' (variabili tra 20 e 800 kPa) e dell'indice dei vuoti iniziale del terreno (e_o variabile tra 0.2 e 0.4).

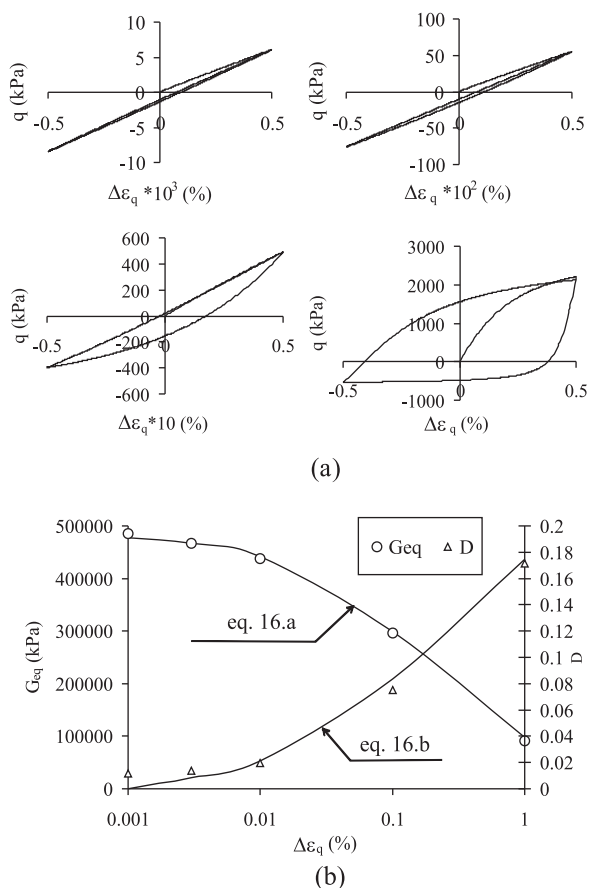


Fig. 8 – Rigidezze e fattori di smorzamento per cicli di diversa ampiezza ricavati teoricamente per la ghiaia di Chiba ($e_o = 0.215$; $p' = 600$ kPa; $\Delta q/\Delta p' = \infty$).

Fig. 8 – Stiffness and damping ratio theoretically evaluated on Chiba gravel for different amplitude loading cycles ($e_o = 0.215$; $p' = 600$ kPa; $\Delta q/\Delta p' = \infty$).

I legami tra G_{eq} e D con le deformazioni distorsionali $\Delta\varepsilon_q$ sono stati successivamente interpretati utilizzando le seguenti relazioni analitiche [HARDIN e DRNEVICH, 1972]:

$$\frac{G_{eq}}{G_{eq_max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\Delta\varepsilon_q}{\Delta\varepsilon_{qr}}\right)^\alpha} \quad (16a)$$

$$D = D_{max} \cdot \left(1 - \frac{G_{eq}}{G_{eq_max}}\right) \quad (16b)$$

In queste relazioni i valori di G_{eq_max} , sono stati posti uguali ai moduli di rigidezza equivalenti corrispondenti a $\Delta\varepsilon_q = 0.001\%$, mentre i valori di α , $\Delta\varepsilon_{qr}$ e D_{max} , sono stati ricavati interpolando i risultati delle simulazioni (come mostrato in Fig. 8. b). La figura 9 mostra che la dipendenza delle relazioni (16) dallo stato tensionale e volumetrico del terreno può essere efficacemente espressa per mezzo della variabile di stato ψ precedentemente

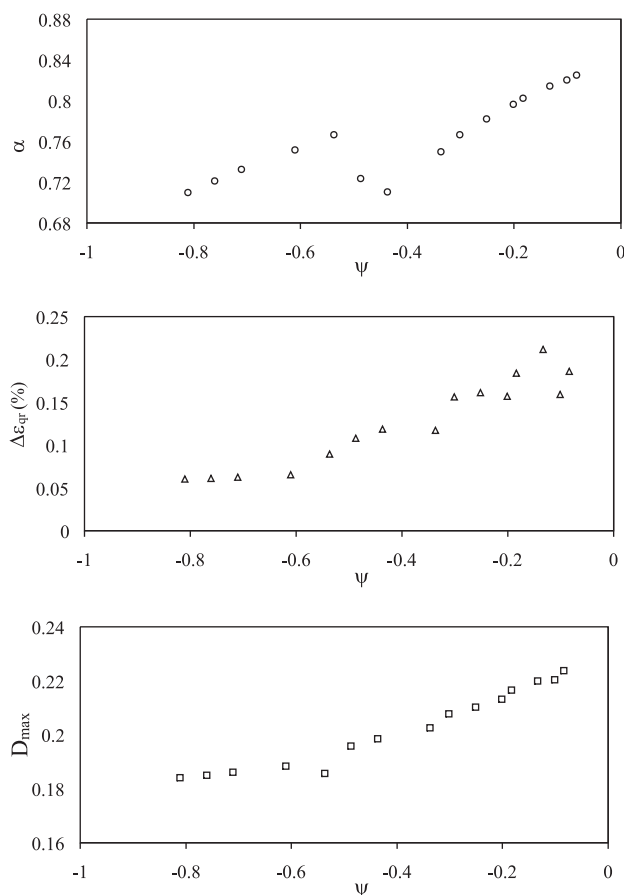


Fig. 9 – Dipendenza dei coefficienti α , $\Delta\varepsilon_{qr}$ (rel. 16. a) e D_{max} (rel. 16. b) dalla variabile di stato ψ per la ghiaia di Chiba.

Fig. 9 – Dependency of coefficients α , $\Delta\varepsilon_{qr}$ (rel. 16. a) and D_{max} (rel. 16. b) from the state variable ψ for Chiba gravel.

definita. Al crescere di quest'ultima, ovvero al crescere dell'indice dei vuoti iniziale del terreno e della tensione efficace media p' , si registra un più lento decadimento della rigidezza equivalente ed un più rapido sviluppo della capacità di smorzamento del terreno.

Conclusioni

Partendo dai risultati di una vasta sperimentazione di laboratorio si sono inquadrati con un modello costitutivo i caratteri fondamentali del comportamento tenso-deformativo di una ghiaia. L'analisi effettuata ha mostrato che le deformazioni dei terreni risultano formate da due componenti, una reversibile e dipendente unicamente dallo stato tensionale attuale, l'altra non reversibile e variabile in funzione del percorso tensionale e deformativo progressivo. Si è quindi scelto di distinguere queste due componenti e di modellare la prima con l'ausilio di un mezzo elastico non lineare, la seconda con un

modello di incrudimento plastico a superfici di snervamento multiple, basato sull'ipotesi di stato critico e di superficie limite. Le relazioni introdotte hanno consentito di riprodurre il comportamento sperimentale osservato al variare delle condizioni iniziali e dei livelli di sollecitazione del terreno. Con il modello precedentemente definito si sono quindi calcolati i moduli di rigidezza equivalenti ed i coefficienti di smorzamento considerando cicli di carico e scarico ad ampiezza di deformazione crescente. Questo esperimento ha mostrato che le leggi classicamente introdotte nei modelli lineari equivalenti dipendono dallo stato tensionale e volumetrico iniziale del terreno per mezzo della variabile di stato ψ , ad ulteriore riprova del fatto che il luogo di stato critico rappresenta un utile riferimento per comprendere la risposta meccanica dei terreni a grana grossa. In ultimo occorre considerare che una più corretta applicazione del modello nelle simulazioni al finito del comportamento delle dighe richiederebbe la considerazione di alcuni aspetti che sono stati trascurati nel presente lavoro a causa dei limiti della strumentazione di laboratorio impiegata. Il primo di essi riguarda l'anisotropia dei legami tensioni-deformazioni che certamente rappresenta un elemento importante della risposta meccanica dei terreni compattati artificialmente e che è stato trattato nel presente lavoro soltanto con riferimento a stati tensionali e deformativi assialsimmetrici. Un altro fattore di rilievo riguarda la frantumazione dei grani, che nella sperimentazione eseguita si è manifestata in misura trascurabile ma che non può essere esclusa a priori su terreni aventi granulometria più grossolana rispetto a quella indagata. Infine la sperimentazione condotta, e di conseguenza la modellazione presentata, non hanno riguardato l'accumulo di deformazioni che si osserva quando cicli di carico e scarico sono applicati ripetutamente [ANH DAN e KOSEKI, 2004]. La natura di questo fenomeno, non del tutto chiarita, richiede ulteriori sviluppi delle indagini sperimentali e della modellazione teorica.

Elenco dei simboli

A_{cyc} = area compresa nel diagramma ϵ_q - q delle prove cicliche
 $A_{p.c.}$ = area sottesa al diagramma ϵ_q - q nella fase di primo carico
 B = parametro di incrudimento del modello plastico
 c = parametro di incrudimento del modello plastico
 D = fattore di smorzamento equivalente
 D_{max} = fattore di smorzamento di riferimento [HARDIN e DRNEVICH, 1972]

$$D^p = \frac{d\epsilon^p_p}{d\epsilon^p_q} = \text{dilatanza}$$

e = indice dei vuoti del terreno

E_1 = parametro di rigidezza di riferimento del modello elastico

G_{eq} = modulo di rigidezza tangenziale equivalente

G_{eq_max} = modulo di rigidezza tangenziale di riferimento

I_{com}, I_{ext} = fattori di anisotropia del modello plastico

I_o = fattore di anisotropia intrinseca del modello elastico

J = parametro costitutivo della legge η - D^p

k = parametro di incrudimento del modello plastico

k_{Φ} = parametro costitutivo della legge η - D^p

m = esponente della legge di variazione dei moduli di elasticità normale con la tensione normale

M = rapporto tensionale q/p' allo stato critico

n = esponente della legge di variazione del coefficiente di Poisson con le tensioni agenti

N = parametro della legge η - D introdotto da NOVA (1982)

p' = tensione efficace media

p_r = tensione di riferimento = 1 kPa

q = tensione deviatorica

$$S = \text{variabile tensionale} = \frac{3 \cdot \frac{q}{p'}}{6 + \frac{q}{p'}}$$

$S_{u.b.}$ = limite superiore della variabile S

Γ = parametro che individua la posizione della retta di stato critico nel piano $e - \ln p'$

α = fattore di variazione della legge di decadimento dei moduli di rigidezza

β = parametro della legge η - D^p

$\delta\Phi_p$ = incremento di energia plastica

ϵ_v = deformazione assiale

ϵ^e_p = deformazione volumetrica elastica

ϵ^e_q = deformazione distorsionale elastica

ϵ^p_p = deformazione volumetrica plastica

ϵ^p_q = deformazione distorsionale plastica

ϵ_h = deformazione radiale

ϕ'_{cs} = angolo di stato critico del terreno

η = variabile tensionale q/p'

η_{mc} = variabile tensionale η in condizioni di dilatanza nulla

η_p = variabile tensionale η in condizioni di picco

λ = pendenza della retta di stato critico nel piano $e - \ln p'$

ν_o = coefficiente di Poisson di riferimento del modello elastico

σ'_v = tensione efficace assiale

σ'_h = tensione efficace radiale

ψ = variabile di stato del terreno

Bibliografia

- ANH DAN L.Q., KOSEKI J. (2004) – *Effects of large number of cyclic loading on deformation characteristics of dense granular materials*. Soils and Foundations, 2004, vol. XLIV, n. 3, pp. 115-123.
- ASTM (2000) – *Classification of soils for engineering purposes*. Standard D2487-00 of the American Society for Testing and Materials, Philadelphia PA. USA.
- BALAKRISHNAIYER K. (2000) – *Modelling of deformation characteristics of gravel subjected to large cyclic loading*. Ph. D. Thesis, Institute of Industrial Science, University of Tokyo.
- BREITEMBACH A.J. (1993) – *Rockfill placement and compaction guidelines*. Geotechnical Testing Journal, GT-JODJ, vol. XVI, n. 1, March 1993, pp. 76-84, ASTM.
- BURLAND J.B. (1989) – *Small is beautiful, the stiffness of soils at small strains*. Canadian Geotechnical Journal, vol. XXVI, pp. 499-516.
- CASAGRANDE A. (1936) – *The determination of the pre-consolidation load and its practical significance*. Proc of the 1st ICSMFE, Harvard University Cambridge, Mass. 3, D-34, pp. 60-64.
- COLLINS J.F., MUHUNTHAN B. (2003) – *On the relationship between stress-dilatancy, anisotropy and plastic dissipation for granular materials*. Géotechnique, 53, n. 7, pp. 611-618.
- DAFALIAS Y.F., POPOV E.P. (1975) – *A model of non-linear hardening materials for complex loading*. Acta Mechanica, 21, pp. 173-192.
- DENDANI H., FLAVIGNY E., FRY J.J. (1988) – *Triaxial test for embankment dams: interpretation and validity*. ASTM STP 977, R. Donaghe, R. Chaney and M. Silver (Eds.), American Society for Testing Materials, Philadelphia, pp. 486-500.
- FLORA A., MODONI G. (1998) – *Complex testing and simple analysis of coarse grained materials*. Workshop on “Prediction and Performance in Geotechnical Engineering”, Napoli, April '98, pp. 151-216.
- GAJO A., MUIR WOOD D. (1999) – *Severn-Trent sand: a kinematic hardening constitutive model: the q-p formulation*. Géotechnique, 49, n. 5, pp. 595-614.
- GAZETAS G., DAKOULAS P. (1992) – *Seismic analysis and design of rockfill dams: state of the art*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. XI, pp. 27-61.
- GOTO S., TATSUOKA F., SHIBUYA S., KIM Y.S., SATO T. (1991) – *A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory*. Soils and Foundations, vol. XXXI, n. 1, pp. 169-180.
- HARDIN B.O., DRNEVICH V.P. (1972) – *Shear modulus and damping in soils: design equations and curves*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. XCVIII. (SM7), pp. 667-692.
- HARDIN B.O., RICHART F.E. (1963) – *Elastic wave velocities in granular soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Div., ASCE, vol. LXXXIX, n. 1, pp. 33-65.
- JEFFERIES M.G. (1993) – *Nor-Sand: a simple critical state model for sand*. Géotechnique, 43, n. 1, pp. 91-103.
- JEFFERIES M. (1997) – *Plastic work and isotropic softening in unloading*. Géotechnique, 47, n. 5, pp. 1037-1042.
- JIANG G.L. (1998) – *Internal report of the test results on Chiba gravel*. Railway Technical Research Institute.
- JIANG G.L., TATSUOKA F., FLORA A., KOSEKI J. (1997) – *Inherent and stress-induced anisotropy in very small strain stiffness of a sandy gravel*. Géotechnique, 47, n. 3, pp. 509-522.
- KERISEL J. (1985) – *The history of geotechnical engineering up until 1700*. Proc. of the XI Int. Conf. on “Soil Mechanics and Foundation Engineering”, San Francisco, August 1985, Golden Jubilee Volume, pp. 3-94.
- KOHATA T., TATSUOKA F., WANG L., JIANG G.L., HOQUE E., KODAKA T. (1997) – *Modelling of non-linear deformation properties of stiff geomaterials*. Géotechnique, 47, n. 3, pp. 563-580.
- KOLICHKO A.V., FIL V.N. (1985) – *Engineering - Geologic conditions of constructing the Rogun dam*. Power Technology and Engineering, vol. XV, n. 10, Springer New York, pp. 577-582.
- MASUDA T., TATSUOKA F., YAMADA S., SATO T. (1999) – *Stress-strain behaviour of sand in plane strain compression, extension and cyclic loading tests*. Soils and Foundations, vol. XXXIX, n. 5, pp. 31-45.
- MODONI G., FLORA A., ANH DAN F.L.Q., TATSUOKA F. (2003) – *Experimental investigation and constitutive modelling of pre-failure deformation of a very densely compacted gravel*. Atti del III Int. Symp. on Deformation Characteristics of Geomaterials, IS Lyon, pp. 497-504, Balkema.
- MODONI G. (1999) – *Analisi sperimentale e modellazione del comportamento meccanico dei terreni a grana grossa*. Tesi di Dottorato, Consorzio tra le Università di Roma “La Sapienza” e Napoli “Federico II”.
- MUIR WOOD D., BELKHEIR K., LIU D.F. (1994) – *Strain softening and state parameter for sand modelling*. Géotechnique 44, n. 2, pp. 335-339.
- NEGUSSEY D., WIJEWICKREME W.K.D., VAID Y.P. (1988) – *Constant volume friction angle of granular materials*. Canadian Geotechnical Journal, 25, pp. 50-55.
- NOVA R. (1982) – *A constitutive model for soil under monotonic and cyclic loading*, In Soil Mechanics-transient and cyclic loading. G.N. Pande and O.C. Zienkiewicz (Eds.), Chichester, Wiley, pp. 343-373.
- PREVOST J.K., ABDEL-GHAFFAR A.M., ELGAMAL A.W.M. (1985) – *Nonlinear hysteretic dynamic response of soil systems*. J. Engrg. Mech. ASCE, vol. CXI, 7, pp. 882-897.
- SCHOFIELD A.N., WROTH C.P. (1968) – *Critical state soil mechanics*. London, McGraw-Hill.
- STOKOE K.H.II, HWANG S.K., LEE J.N.K. (1995) – *Effect of various factors on the stiffness and damping of*

soils at small strains. Proc. 1st Int. Symp. on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, IS-Hokkaido, Sapporo 1994, Balkema, Rotterdam, 2, 785-816.

TATSUOKA F., ISHIHARA K. (1974) – *Yielding of sand in triaxial compression*. Soils and Foundations, vol. XIV, n. 2, pp. 63-74.

TATSUOKA F., JARDINE R. J., LO PRESTI D., DI BENEDETTO H., KODAKA T. (1997) – *Characterising the pre-failure deformation properties of geomaterials*. Theme lecture for the Plenary Session n. 1, Proc. 14th IC on SMFE, Hamburg, September 1997.

TATSUOKA F., KOHATA Y. (1995) – *Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications*. Proc. 1st Int. Symp. on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, IS-Hokkaido, Sapporo 1994, Balkema, Rotterdam, 2, pp. 947-1063.

TATSUOKA F., SHIBUYA S. (1992) – *Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests*. Report of the Institute of Industrial Science of the University of Tokyo, vol. XXXVII, n. 1, March 1992.

TAYLOR D.W. (1948) – *Fundamentals of Soil Mechanics*. New York, Wiley.

THOMANN G.T., HRYCIW R.D. (1992) – *Stiffness and strength changes in cohesionless soils due to disturbance*. Canadian Geotechnical Journal, 29, pp. 853-861.

THURAIRAJAH A. (1961) – *Some properties of kaolin and of sand*. PhD Thesis, Cambridge University.

VEIGA PINTO A. (1991) – *Monitoring and safety evaluation of rockfill dams*. 1991, Advances in Rockfill Structures, NATO ASI series E, vol. CC, (Maranha das Neves Ed.), Kluwer Academic Publishers, Norwell (MA), pp. 471-522.

Constitutive modelling of coarse grained soils for the construction of embankment dams

Summary

Constitutive modelling of coarse grained soils is a paramount factor for the prediction of the dam response. Such observation is particularly relevant when considering the complexity of loading conditions on dams, mostly determined by water level fluctuations and seismic excitations. The present work is aimed to provide, based on an experimental campaign and on a subsequent theoretical analysis, a contribution to define the main characters of the stress-strain response of coarse grained soils under complex testing conditions. In the experimental programme several triaxial tests have been performed on artificially reconstituted samples, with the aim of detecting the effects of compaction, stress level, history and path on the stress-strain response of soil. Taking advantage of particularly high precise laboratory measurements, a theoretical analysis has been carried out in the framework of elastoplasticity, starting from very low strain levels. The elastic stress-strain response has been modelled with a cross-isotropic model defined in the literature. A critical state, plastic hardening model has been defined for simulating the plastic strains developed under monotonic and cyclic loading. Hardening function and flow rules are expressed as a function of a soil state variable ψ , combining the volumetric and the stress state of soil. A satisfactory agreement has been observed between theoretical and experimental curves for different stress levels, stress paths and initial soil density. Finally the stiffness decay and the damping increase with shear strains have been modelled for different amplitude cyclic loading, finding a strong correlation with the soil state variable ψ .

Keywords: embankment dam, gravel, constitutive relation, cyclic loading, critical state.