



**RETE DEI LABORATORI UNIVERSITARI  
DI INGEGNERIA SISMICA**

---

RELUIS  
Report Scientifico finale

---

Linea di Ricerca n 6

“METODI INNOVATIVI PER LA PROGETTAZIONE DI OPERE DI  
SOSTEGNO E LA VALUTAZIONE DELLA STABILITÀ DEI PENDII”

Coordinatori: Proff. A. Burghignoli, M. Jamiolkowski, G. Ricceri e C. Viggiani

---

Unità di Ricerca n°6.1

“SCAVI PROFONDI A CIELO APERTO IN AMBIENTE  
URBANO E GALLERIE METROPOLITANE”

Coordinatore  
Prof. Stefano Aversa

## 1. INTRODUZIONE

La valutazione del comportamento delle opere di sostegno flessibili e delle gallerie in presenza di azioni sismiche risulta essere un problema che, essendo ancora lungi dall'essere risolto, richiede significativi sforzi dei ricercatori sia nel campo della sperimentazione su modelli sia in quello della simulazione numerica con adeguati programmi di calcolo ed idonei modelli costitutivi.

La progettazione di tali opere in zona sismica viene spesso effettuata con approcci semplificati (metodi pseudostatici dell'equilibrio limite) che possono essere applicati a rigore solo nel caso di alcune opere semplici (paratie libere o con un sol livello di vincolo), utilizzando coefficienti sismici convenzionali che non sono stati calibrati tenendo conto del comportamento di tali opere. Recentemente, con la diffusione di programmi commerciali alle differenze o agli elementi finiti dotati di modulo sismico, ha preso piede, anche nella pratica professionale, la modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura sotto azioni sismiche. Tale approccio ha risolto il problema solo formalmente soprattutto perché i modelli costitutivi disponibili nelle librerie dei programmi commerciali non sono idonei a simulare le peculiarità del comportamento meccanico dei terreni sotto azioni cicliche e dinamiche; inoltre, la scelta dell'input sismico rappresenta un'ulteriore complicazione nella modellazione di tali problemi.

Nell'ambito della presente ricerca sono prese in considerazione due tipologie di opere:

- Strutture di sostegno flessibili;
- Gallerie.

I possibili metodi di analisi suddivisi nelle seguenti categorie:

- Metodi empirici e analisi pseudo-statiche;
- Metodi dinamici semplificati;
- Metodi dinamici completi.

Nei metodi di analisi pseudo-statica si assume che il volume di terreno interessato dall'opera sia soggetto a un'accelerazione costante nello spazio e nel tempo, il cui effetto sia "equivalente" a quello delle possibili azioni sismiche. Il principale problema di tali metodi consiste, ovviamente, nella definizione di un coefficiente sismico che tenga conto delle caratteristiche dell'azione sismica e del comportamento di terreno e struttura.

Nell'ambito dei metodi dinamici semplificati, per il caso delle strutture di sostegno flessibili, si fanno ricadere sia una derivazione del metodo degli spostamenti, originariamente sviluppato da Newmark per il caso dei pendii; sia i cosiddetti metodi "a molle" o della costante di sottofondo, nei quali viene effettuata un'analisi disaccoppiata dell'interazione terreno-struttura, con uno studio free-field (generalmente monodimensionale) della propagazione dell'azione sismica dal bed-rock e con l'applicazione degli spostamenti derivati all'estremità libera di un sistema di molle e smorzatori connessi alla struttura. Questi ultimi metodi sono anche utilizzati nelle verifiche delle gallerie. Tra i vari aspetti problematici dei metodi della costante di sottofondo si possono annoverare le difficoltà nella caratterizzazione del comportamento di molle e smorzatori e la definizione degli input sismici di riferimento. Quest'ultimo problema è anche rilevante nelle applicazioni dei metodi degli spostamenti per i quali vi sono anche altre difficoltà connesse alla definizione di cinematici compatibili.

Nelle analisi dinamiche complete il problema le equazioni del moto vengono risolte mediante tecniche di integrazione numerica. Con questi metodi si tiene conto di vari fattori che influenzano la risposta dell'opera, quali le modifiche della sollecitazione sismica nella propagazione dal bedrock agli strati di interesse per l'opera, la deformabilità propria della struttura di sostegno, l'interazione fra il terreno e la struttura, la

presenza di acqua e le condizioni di drenaggio, ecc. La modellazione costitutiva del terreno costituisce la principale difficoltà di tale tipo di modellazione.

## 2. ATTIVITÀ

Il progetto di ricerca prevede lo sviluppo, nei tre anni, delle seguenti attività:

1. Ricerca bibliografica (par. 3.1).
2. Modellazione fisica in centrifuga del comportamento di alcune tipologie di opere (gallerie e paratie) in terreni a grana grossa (par.3.2). Le prove di laboratorio per la caratterizzazione meccanica dei terreni sono state eseguite presso il laboratorio di Napoli "Federico II" che fa parte dell'unità operativa dell'università del Molise.
3. Modellazione numerica di riferimento (par.3.3 e 3.4). Le modellazioni numeriche di riferimento sono state effettuate per sottosuoli idealizzati. Nello studio sono stati utilizzati diversi modelli costitutivi e si determineranno i relativi parametri sulla base di risultati sperimentali disponibili. La modellazione di riferimento è stata finalizzata sia ad analizzare a posteriori le prove su modello fisico sia a costituire un termine di paragone per le modellazioni più semplificate. Essa ha anche lo scopo in sé di costituire un campo di prova per le varie modellazioni numeriche e costitutive.
4. Analisi dinamiche complete o semplificate (par.3.5). Sono state effettuate analisi numeriche complete e semplificate con diversi codici di calcolo commerciali per valutare i numerosi fattori che influenzano la risposta dell'opera, quali le modifiche della sollecitazione sismica nella propagazione dal *bedrock* agli strati di interesse per l'opera, la deformabilità propria della struttura di sostegno, l'interazione fra il terreno e la struttura, la presenza di acqua e le condizioni di drenaggio, ecc. I risultati ottenuti con la modellazione fisica e con le simulazioni numeriche sofisticate sono stati confrontati con quelli ricavabili da analisi numeriche complete e semplificate.
5. Analisi pseudostatiche (par.3.6).

## 3. RISULTATI

### 3.1. Ricerca bibliografica

#### 3.1.1. Introduzione

La ricerca bibliografica è stata svolta nel primo semestre del progetto ed è stata riportata nella relazione del 1° semestre. Essa è servita come base per impostare gli studi successivi.

### 3.2. Sperimentazione in centrifuga

#### 3.2.1. Introduzione

Nel corso dei tre anni di attività della linea di ricerca sono state effettuate delle prove in centrifuga su modelli in scala ridotta allo scopo di definire una base di dati sperimentali su cui calibrare i metodi

semplificati e le analisi numeriche avanzate del comportamento di gallerie superficiali e paratie sotto azione sismica. Le prove sono state condotte nella centrifuga geotecnica dello *Schofield Centre*, afferente al *Cambridge University Engineering Department (CUED)*.

Per le caratteristiche tecniche della centrifuga di Cambridge, le prove dinamiche possono essere eseguite con accelerazioni fino a 80g. Gli input sismici sono costituiti da treni di onde sinusoidali di diversa frequenza. Lo stesso modello è stato sottoposto a più treni di onde di diversa frequenza e intensità.

In totale sono state effettuate 4 prove su modelli di gallerie e 9 prove su modelli di paratie (6 libere e 3 puntonate in testa).

Le quattro prove su galleria sono state effettuate su un modello costituito da sabbia asciutta a due differenti valori della densità relativa.

E' stato esaminato il comportamento della sezione trasversale della galleria in condizioni di deformazione piana. Il diametro della galleria è stato mantenuto costante mentre sono state considerate diverse condizioni di sottosuolo, e diverse posizioni relative del basamento rigido, dell'asse della galleria e del piano campagna, facendo variare lo spessore della copertura.

Il programma delle prove è sinteticamente riportato in tabella 3.2.1.1:

**Tabella 3.2.1.1:** Programma di prove in centrifuga su galleria

model	D (mm)	C (mm)	$D_r$	N
T1	75	75	~75%	80
T2	75	75	~40%	80
T3	75	150	~75%	80
T4	75	150	~40%	80

In questa tabella, D è il diametro della galleria, C è lo spessore di copertura,  $D_r$  è la densità relativa e N è il rapporto tra l'accelerazione centrifuga durante la prova e l'accelerazione di gravità.

Anche per quanto riguarda le prove su modelli di paratie, si è esaminato il comportamento delle opere in una sezione trasversale in condizioni di deformazione piana. La lunghezza totale delle paratie è stata mantenuta costante ed è pari a 8 m, alla scala del prototipo.

Il programma effettivamente eseguito differisce leggermente da quello originariamente previsto, per la necessità di ripetere alcune prove su paratia a sbalzo allo scopo di valutare l'effetto di alcuni dettagli sperimentali sulla qualità dei risultati, come descritto nel seguito. In particolare, il programma sperimentale ha visto l'esecuzione di nove prove su modelli di coppie di paratie, in sabbia asciutta a diversi valori della densità relativa, delle quali sei a sbalzo e tre vincolate in testa da puntoni. Le fasi di costruzione non sono state modellate, ma le procedure di realizzazione del modello sono specificate allo scopo di permettere una modellazione numerica degli esperimenti.

Il comportamento delle paratie è stato esaminato in condizioni di deformazione piana. La lunghezza totale delle paratie è stata mantenuta costante, mentre sono state considerate diverse condizioni di sottosuolo, profondità di scavo e distanza tra le paratie, come dettagliato nelle Tabelle 3.2.1.2 e 3.2.1.3, in cui  $h$  è la profondità di scavo,  $d$  è l'infissione,  $z$  è lo spessore dello strato deformabile in cui sono immerse le paratie e  $B$  è la distanza tra le coppie di paratie, tutti alla scala del modello, mentre  $D_r$  è la densità relativa e  $N$  è il rapporto tra l'accelerazione centrifuga durante la prova e l'accelerazione di gravità. L'altezza totale delle paratie alla scala del prototipo è 8 m. Le prove su coppie di paratie a sbalzo sono state eseguite ad un'accelerazione centrifuga pari a 80g, per una altezza totale delle paratie, alla scala del modello,  $H = 100$  mm, mentre quelle su paratie vincolate in testa sono state eseguite ad un'accelerazione pari a 40g, per una altezza totale delle paratie, alla scala del modello,  $H = 200$  mm.

**Tabella 3.2.1.2.** Prove su modelli di paratie a sbalzo

prova	$h$ [mm]	$d$ [mm]	$z$ [mm]	$B$ [mm]	$D_r$	$N$
CW 1	50	50	200	75	84%	80
CW 2	50	50	200	75	53%	80
CW 3	50	50	200	100	73%	80
CW 4	50	50	200	100	55%	80
CW 5	50	50	200	75	49%	80
CW 6	50	50	200	100	69%	80

**Tabella 3.2.1.3.** Prove su modelli di paratie vincolate

prova	$h$ [mm]	$d$ [mm]	$z$ [mm]	$B$ [mm]	$D_r$	$N$
PW 1	140	60	400	150	78%	40
PW 2	140	60	400	150	42%	40
PW 4	140	60	400	200	44%	40

La strumentazione di ciascun modello comprende *strain gauge*, trasduttori di spostamento e accelerometri ed è finalizzata alla misura di:

- deformazioni e caratteristiche della sollecitazione nel rivestimento;
- accelerazioni di punti interni al modello o sul suo contorno;
- spostamenti del piano campagna.

Tutti i modelli sono stati realizzati utilizzando una sabbia fine silicea standard, la *Leighton Buzzard Sand* 100/70 (frazione E), asciutta e ricostituita a due valori della densità relativa,  $D_r \cong 50\%$  e  $D_r \cong 80\%$ . La densità specifica della sabbia è di 2.65, mentre il massimo e il minimo indice dei vuoti sono 1.014 e 0.613 rispettivamente (Tan, 1990; Jeyatharan, 1991).

### 3.2.2. Gallerie

Sono state eseguite quattro prove, su modelli di galleria realizzati in sabbia asciutta (Leighton Buzzard Sand, fraction E) a due differenti valori della densità relativa, in condizioni di deformazione piana. Il diametro della galleria è stato mantenuto costante, mentre sono state considerate, per ciascuna densità relativa, due diverse posizioni relative del basamento rigido, dell'asse della galleria e del piano campagna, facendo variare lo spessore della copertura (Lanzano & Madabhushi, 2007 a,b).

Durante ciascuna prova, sono stati eccitati diversi eventi sismici e sono state monitorate le storie temporali di accelerazione in corrispondenza di diversi allineamenti verticali di accelerometri. Per ciascuno di essi è stato pertanto possibile ricavare le funzioni di trasferimento del moto dalla base rigida alla superficie e, attraverso l'analisi a posteriori, dedurre i valori medi di moduli di rigidezza a taglio e fattore di smorzamento mobilitati durante ciascun evento sismico in ciascun modello. La doppia integrazione delle storie di accelerazione nel tempo ha consentito di ricavare le storie di spostamento, e da queste l'andamento temporale delle distorsioni medie tra le posizioni degli accelerometri. Gli andamenti delle tensioni tangenziali sono stati ricavati dalle forze d'inerzia relative alle stesse colonne di terreno. Dai cicli temporali tensione/deformazione così ottenuti è stato quindi possibile ottenere un'ulteriore stima del modulo di rigidezza a taglio mobilitato.

La strumentazione e la preparazione del modello è descritta in dettaglio nella relazione del 2° anno della linea di ricerca. Durante le prove in centrifuga sono stati utilizzati degli accelerometri miniaturizzati realizzati

da *D.J. Birchall Ltd* per misurare le accelerazioni nel terreno a varie profondità e sul contenitore durante l'applicazione del segnale sismico. L'apparecchio ha una frequenza di risonanza intorno ai 50kHz e un errore massimo del 5%. Il peso del trasduttore è di 5 grammi.

Gli accelerometri sono stati collocati lungo tre verticali: la prima in corrispondenza dell'asse della galleria, la seconda a metà tra l'asse del modello e uno dei bordi laterali, per conoscere la risposta dello strato di sabbia in condizioni prossime a quelle di campo libero, la terza verticale lungo il lato esterno del contenitore. Alla base di quest'ultimo allineamento è stato anche registrato il segnale sismico applicato al modello.

Il tubo è stato strumentato con misuratori di deformazione di tipo resistivo (*strain gauge*) per poter ricavare sia il valore del momento flettente sia dello sforzo normale in 8 punti totali suddivisi in due sezioni strumentate (4 punti di misura per sezione). Si è deciso di porre la sezione principale in corrispondenza della mezzeria del tunnel e di porre la seconda a una distanza di 50 mm dalla prima. La seconda sezione è stata concepita per due ragioni principali: controllare che il tunnel abbia un comportamento nella sezione di mezzeria riconducibile ad un problema di deformazione piana (in tal caso il momento flettente e lo sforzo normale nelle due sezioni in punti corrispondenti dovrebbero avere valori molto simili senza risentire della diversa distanza delle due sezioni dal bordo della laminar box) e fornire una serie ridondante di dati sperimentali. In totale sono stati incollati sul tubo 16 ponti di Wheatstone (2 per ogni punto di misura, uno per il momento flettente e l'altro per lo sforzo normale).

I risultati delle prove sui modelli di gallerie sono riportati in appositi rapporti di prova, mentre l'elaborazione ed interpretazione di tali risultati sono riportati nella relazione finale dell'unità operativa del Molise.

I risultati principali di tali prove si possono sintetizzare nei seguenti punti:

1. I profili di accelerazioni orizzontali massime mostrano che le maggiori amplificazioni si registrano nelle verticali di reference, mentre le verticali di free-field e tunnel hanno amplificazioni minori, quest'ultima anche a causa dell'effetto schermo della galleria.
2. Le funzioni di trasferimento lungo le verticali strumentate con accelerometri mostrano che lungo la verticale della galleria l'amplificazione in superficie appare significativamente ridotta, in particolare attorno al picco di risonanza ( $\approx 125$  Hz) osservato sulla verticale di riferimento. Ciò indica una chiara evidenza di un effetto di schermo della struttura della galleria, sebbene non altrettanto evidente in tutte le prove.
3. Le misure di spostamento in superficie mostrano che durante le prove si è certamente verificato un addensamento del modello in sabbia.
4. Le misure di deformazione del rivestimento hanno consentito di determinare il momento flettente,  $M$ , e lo sforzo normale,  $N$ , nel rivestimento della galleria. In tutti gli eventi sismici è stato osservato che durante lo scuotimento i valori residui delle sollecitazioni nel rivestimento sono significativamente differenti da quelle in condizioni iniziali, a seguito dello svilupparsi di deformazioni permanenti intorno alla galleria durante gli eventi sismici.

### 3.2.3. Paratie

Il programma effettivamente eseguito sui modelli di paratie differisce leggermente da quello originariamente previsto, per la necessità di ripetere alcune prove su paratia a sbalzo allo scopo di valutare l'effetto di alcuni dettagli sperimentali sulla qualità dei risultati, come descritto nel seguito. In particolare, il programma sperimentale ha visto l'esecuzione di nove prove su modelli di coppie di paratie, in sabbia asciutta a diversi valori della densità relativa, delle quali sei a sbalzo e tre vincolate in testa da puntoni. Le fasi di costruzione non sono state modellate, ma le procedure di realizzazione del modello sono specificate allo scopo di permettere una modellazione numerica degli esperimenti.

Il comportamento delle paratie è stato esaminato in condizioni di deformazione piana. La lunghezza totale delle paratie è stata mantenuta costante, mentre sono state considerate diverse condizioni di sottosuolo, profondità di scavo e distanza tra le paratie. L'altezza totale delle paratie alla scala del prototipo è 8 m. Le prove su coppie di paratie a sbalzo sono state eseguite ad un'accelerazione centrifuga pari a 80g, per una altezza totale delle paratie, alla scala del modello,  $H = 100$  mm, mentre quelle su paratie vincolate in testa sono state eseguite ad un'accelerazione pari a 40g, per una altezza totale delle paratie, alla scala del modello,  $H = 200$  mm.

La strumentazione inserita nei modelli è finalizzata alla misura di: deformazioni e caratteristiche della sollecitazione nelle paratie e nei puntelli, accelerazione di punti interni al modello o sul suo contorno, accelerazioni di punti delle paratie, spostamenti orizzontali di punti delle paratie.

Le accelerazioni di alcuni punti del modello e del contenitore durante la prova sono misurati utilizzando accelerometri piezoelettrici miniaturizzati, prodotti da D.J. Birchall Ltd., del peso di 5 grammi. La frequenza di risonanza dei trasduttori è pari a 50 Hz e il massimo errore è pari a 5%.

Le accelerazioni verticali e orizzontali di alcuni punti delle paratie sono misurate con accelerometri MEMS, prodotti da Analog Devices.

Il momento flettente nella paratia è misurato mediante una serie di 6 strain gauge incollati lungo la sezione centrale di ciascuna paratia. Nei primi esperimenti eseguiti, i cavi elettrici provenienti dagli *strain gauge* erano stati raccolti in una guaina plastica relativamente robusta. Per evitare che, nelle successive fasi di applicazione dell'accelerazione centrifuga, i cavi esercitassero una azione concentrata alla sommità delle paratie, essi erano stati fissati con nastro adesivo al contenitore. Tuttavia, il momento flettente misurato durante le fasi di accelerazione statica sembra indicare la presenza di un'azione concentrata in sommità, la cui intensità e forza sono compatibili con la lunghezza libera del cavo e la direzione in cui esso è fissato al contenitore. Per questo motivo si è deciso di eseguire la prova CW6 nella quale si è eliminata la guaina plastica che raccoglie i cavi degli *strain gauge*.

I dettagli della strumentazione e della preparazione dei modelli sono riportati nella relazione del 2° anno.

I risultati delle prove sui modelli di paratie sono riportati in appositi rapporti di prova, mentre l'elaborazione ed interpretazione di tali risultati sono riportati nella relazione finale dell'unità operativa di Roma Torvergata.

I risultati principali di tali prove si possono sintetizzare nei seguenti punti:

1. Le amplificazioni in termini di accelerazioni massime registrate sono solo leggermente maggiori in prossimità delle paratie rispetto a quelle in campo libero
2. Le amplificazioni in termini di intensità di Arias sono molto maggiori di quelle in termini di accelerazione massima e più significative per quei terremoti la cui frequenza nominale è prossima alla frequenza fondamentale dello strato.
3. Durante le fasi dinamiche le paratie libere accumulano spostamenti permanenti verso l'interno dello scavo; tali spostamenti aumentano gradualmente durante ogni terremoto fino a raggiungere il valore massimo; tra due terremoti successive si registrano incrementi di spostamenti solo se il terremoto precedente ha un valore di accelerazione massima più elevata. Gli spostamenti dell'opera dipendono quindi non solo dal terremoto corrente, ma anche dalle accelerazioni di cui l'opera ha avuto esperienza.
4. Anche le caratteristiche della sollecitazione non dipendono solo dal terremoto corrente, ma anche dalla storia delle accelerazioni pregresse.

### 3.3. Modellazione numerica avanzata

La modellazione numerica avanzata è stata finalizzata sia alla comprensione del comportamento del complesso terreno-opera in condizioni di carico sismiche, sia per costituire un punto di riferimento per lo

sviluppo di procedure di verifica semplificate, ma allo stesso tempo sufficientemente affidabili, da utilizzare nella progettazione corrente di tali opere.

In questo settore l'attività è stata svolta prevalentemente dall'unità di ricerca dell'Università di Perugia. In particolare, l'attività svolta si è articolata nelle seguenti parti:

1) Analisi delle formulazioni FEM del problema dinamico di deformazione e flusso accoppiati nei terreni.

Ciò ha richiesto:

- a) Una valutazione delle differenti strategie computazionali da utilizzare nell'analisi dinamica completa di strutture di sostegno in presenza di azioni sismiche, con particolare riferimento alla simulazione dei problemi di interazione dinamica tra la fase solida e quella liquida;
- b) Un'analisi critica delle potenzialità dei codici di calcolo agli Elementi Finiti esistenti da impiegare per l'esecuzione di analisi numeriche avanzate, alla luce delle considerazioni riportate al punto a);
- c) L'implementazione di opportune librerie per l'integrazione degli strumenti disponibili in tali codici di calcolo al fine di soddisfare le specifiche esigenze del progetto di ricerca.

2) Modellazione costitutiva del comportamento di terreni soggetti ad azioni sismiche.

Ciò ha richiesto:

- a) Lo studio della letteratura disponibile riguardo al comportamento dei terreni sotto azioni cicliche e dinamiche, con particolare riferimento ai terreni a grana fine e a grana grossa;
- b) La valutazione comparativa dei differenti approcci utilizzati nella modellazione costitutiva dei terreni a grana fine e a grana grossa, in campo ciclico e dinamico;
- d) Lo sviluppo di algoritmi idonei all'implementazione numerica di modelli costitutivi avanzati all'interno di programmi agli elementi finiti.

3) Analisi FEM dinamiche, condotte con strumenti di calcolo ordinari.

L'obiettivo di tale fase, condotta in parallelo con tutte le altre UO della Linea 6.1, è stato quello di fornire utili indicazioni circa le possibilità attualmente offerte dai codici di calcolo commerciale attualmente disponibili sul mercato, in termini di:

- a) formulazione del problema dinamico (accoppiato, non accoppiato);
- b) modelli costitutivi disponibili per la descrizione del comportamento del terreno;
- c) modelli costitutivi disponibili per la descrizione del comportamento dell'interfaccia terreno/struttura;
- d) modelli costitutivi impiegati nella modellazione degli elementi strutturali e dei vincoli;
- e) aspetti specifici della formulazione del modello numerico, quali: i) algoritmi utilizzati per l'integrazione delle equazioni dinamiche del moto; ii) disponibilità di elementi speciali per la simulazione di contorni assorbenti; iii) disponibilità di leggi di damping differenti dalla classica ipotesi di Rayleigh.

4) Analisi FEM dinamiche con modelli avanzati.

In tale fase, gli algoritmi messi a punto nella fase (2) sono stati utilizzati per l'esecuzione di analisi numeriche avanzate con riferimento alle prove su modello in scala ridotta (a gravità artificiale) eseguite dalle altre UO della Linea 6.1. In particolare, l'attività di modellazione si è concentrata su modelli di gallerie superficiali in sabbia.

I primi 3 punti sono stati svolti nel corso dei primi due anni del progetto, mentre le analisi FEM con modelli avanzati è stata svolta nel terzo anno di attività e richiederà sicuramente ulteriori sviluppi.

### **3.3.1. Caratteristiche dei modelli costitutivi avanzati per applicazioni sismiche**

L'esecuzione di analisi numeriche avanzate finalizzate allo studio dei processi di interazione terreno-struttura in presenza di azioni sismiche richiede l'impiego di equazioni costitutive per il terreno capaci di descrivere gli aspetti essenziali del loro comportamento meccanico in condizioni di carico ciclico/dinamico.

Le evidenze sperimentali disponibili mostrano che, tra le caratteristiche della risposta ciclica/dinamica dei terreni, di particolare rilievo appaiono:

- i) la non linearità;
- ii) l'irreversibilità e la non linearità incrementale;
- iii) il comportamento isteretico;
- iv) la dipendenza dalla storia tensionale.

I modelli elastoplastici classici per i terreni, formulati nell'ambito della plasticità perfetta o incrudente, sono in grado di riprodurre abbastanza bene i fenomeni di non linearità ed irreversibilità osservati in condizioni di carico monotono, ma non sono adeguati a descrivere correttamente l'accumulo di deformazioni irreversibili e di sovrappressioni interstiziali tipicamente associate a sollecitazioni dinamiche cicliche di elevata frequenza e hanno una limitata capacità di tenere in conto gli effetti della storia tensionale pregressa.

Negli ultimi 20 anni, numerosi approcci sono stati proposti per migliorare le capacità previsionali dei modelli costitutivi convenzionali per i mezzi granulari, con particolare riferimento alle condizioni di carico cicliche/dinamiche tipiche degli eventi sismici. Tali approcci si basano: i) sulla modifica alcune ipotesi di base della teoria della plasticità; ii) sullo sviluppo di modelli costitutivi alternativi alla plasticità classica, formulati come estensioni della teoria dell'ipoeleasticità di Truesdell, a partire dai principi di base della meccanica dei mezzi continui. Entrambi gli approcci sono stati presi in considerazione, tanto per i terreni a grana fine che per i terreni a grana grossa.

### 3.3.2. Modelli costitutivi per terreni a grana fine

Per quanto riguarda il comportamento ciclico/dinamico dei terreni a grana fine, il processo di selezione dei modelli costitutivi avanzati disponibili in letteratura è stato guidato dai seguenti criteri fondamentali:

- a) relativa semplicità della struttura matematica delle equazioni costitutive, essenziale al fine della valutazione qualitativa della risposta del modello e del ruolo giocato dalle diverse costanti che caratterizzano le proprietà del materiale, ma anche funzionale alla successiva implementazione numerica;
- b) possibilità di pervenire alla determinazione delle costanti del materiale mediante prove di laboratorio convenzionali, con procedure di determinazione diretta;
- c) capacità di riprodurre il comportamento di terreni normalmente consolidati o sovraconsolidati mediante un unico insieme di costanti del materiale (i.e., tali da includere gli effetti della storia di carico mediante opportune variabili di stato);
- d) possibilità di riprodurre condizioni di stato critico per deformazioni distorsionali estreme;
- e) capacità di descrivere per quanto possibile correttamente – sia dal punto di vista qualitativo che quantitativo – il decadimento della rigidità a taglio e l'aumento dell'energia dissipata per isteresi al crescere del livello di deformazione distorsionale;
- f) capacità di riprodurre correttamente – sia dal punto di vista qualitativo che quantitativo – i fenomeni di destrutturazione sperimentalmente osservabili in terreni naturali "strutturati" (Burland 1991).

Tenuto conto di tali criteri di selezione, l'attenzione si è concentrata sulle seguenti tre classi di modelli costitutivi:

- a) teoria della plasticità con "Bounding Surface" a mapping radiale (BSRM; si veda ad es., Dafalias 1986);
- b) teoria della plasticità con "Bounding Surface" con superfici di carico multiple ad incrudimento cinematico (BSKH; da Mroz 1967);
- c) teoria dell'ipoplasticità (HP; si veda ad es., Kolymbas 1991).

In particolare si è fatto riferimento a tre specifici modelli costitutivi, uno per ognuna delle teorie definite in precedenza:

1. Il modello BSRM di Tamagnini & D'Elia (1999);

2. Il modello BSKH di Rouainia & Wood (2000);
3. Il modello HP di Masin (2005), con memoria del percorso della deformazione precedente (concetto di "intergranular strain", da Niemunis & Herle 1997).

Mentre il primo modello è un modello a plasticità diffusa con incrudimento isotropo, gli altri due utilizzano una variabile interna a carattere tensoriale per riprodurre gli effetti della storia di carico recente, e sono quindi caratterizzati da un comportamento anisotropo.

Sebbene la struttura matematica dei tre modelli sia abbastanza differente, essi si fondano sui principi di base della meccanica dello Stato Critico, e sono capaci di riprodurre alcune caratteristiche del comportamento dei terreni a grana fina, quali: i) l'esistenza di una linea di compressione vergine in compressione isotropa o edometrica; ii) l'esistenza di una superficie di stato critico, raggiunta asintoticamente per elevate distorsioni. Per questa ragione, molte delle costanti che caratterizzano i tre modelli hanno lo stesso significato fisico ed assumono gli stessi valori numerici quando i modelli sono calibrati sullo stesso insieme di dati sperimentali. Questo aspetto è particolarmente importante per garantire un livello minimo di coerenza tra i vari approcci nella valutazione comparativa dei risultati ottenuti nella soluzione di un assegnato IBVP.

Infine, tutti e tre modelli sono in grado di descrivere gli effetti di natura meccanica dovuti alla presenza di legami di "bonding" nei depositi naturali con "struttura" e di quantificare i fenomeni di destrutturazione che si manifestano gradualmente quando tali legami sono distrutti a seguito della variazione dello stato di tensione e di deformazione nel terreno.

### 3.3.3. Modelli costitutivi per terreni a grana grossa

Per quanto riguarda il comportamento ciclico/dinamico dei terreni a grana grossa, il processo di selezione dei modelli costitutivi avanzati disponibili in letteratura è stato guidato dai seguenti criteri fondamentali:

- a) relativa semplicità della struttura matematica delle equazioni costitutive, essenziale al fine della valutazione qualitativa della risposta del modello e del ruolo giocato dalle diverse costanti che caratterizzano le proprietà del materiale, ma anche funzionale alla successiva implementazione numerica;
- b) possibilità di pervenire alla determinazione delle costanti del materiale mediante prove di laboratorio convenzionali, con procedure di determinazione diretta, per quanto possibile;
- c) capacità di riprodurre il comportamento di terreni sciolti o addensati mediante un unico insieme di costanti del materiale (i.e., tali da includere l'indice dei vuoti nell'insieme delle variabili di stato);
- d) possibilità di riprodurre condizioni di stato critico per deformazioni distorsionali estreme;
- e) capacità di descrivere per quanto possibile correttamente – sia dal punto di vista qualitativo che quantitativo – il decadimento della rigidità a taglio e l'aumento dell'energia dissipata per isteresi al crescere del livello di deformazione distorsionale;
- f) capacità di riprodurre correttamente – sia dal punto di vista qualitativo che quantitativo – i fenomeni di liquefazione statica e dinamica dovuti allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali positive in processi di deformazione non drenati o parzialmente drenati;
- g) capacità di descrivere, almeno qualitativamente, gli effetti della anisotropia indotta e dell'evoluzione della tessitura ("fabric") nel corso del processo di deformazione ciclica.

L'esame della letteratura recente sull'argomento, decisamente molto ricca ed articolata, ha portato alla selezione dei seguenti modelli costitutivi:

1. Il modello elastoplastico BSKH di Manzari & Dafalias (1997) e le successive versioni proposte da Papadimitriou & Bouckovalas (2002) e Dafalias & Manzari (2004);
2. Il modello ipoplastico con intergranular strain di von Wolffersdorff (1997).

Tali modelli rappresentano un buon compromesso tra le esigenze contrastanti di semplicità e versatilità nel riprodurre gli aspetti essenziali della risposta ciclica/dinamica delle sabbie. Un ulteriore vantaggio garantito dalla scelta dei modelli derivati da Manzari & Dafalias (1997) risiede nella possibilità di utilizzare i tre modelli come tre versioni gerarchicamente arricchite dello stesso modello base, e di valutare quindi l'impatto delle diverse opzioni sulla risposta prevista mediante studi a carattere parametrico e confronti incrociati.

### 3.3.4. Implementazione numerica

Una caratteristica comune dei modelli costitutivi sviluppati nell'ambito della plasticità BS e della ipoplasticità risiede nella loro formulazione incrementale. Piuttosto che fornire lo stato tensionale associato ad uno specifico stato di deformazione, tali modelli definiscono le leggi di evoluzione delle variabili di stato a partire da uno stato iniziale noto. Pertanto, la valutazione quantitative degli effetti prodotti da un assegnato "carico" esterno – sia esso un incremento di tensione o di deformazione o una loro combinazione – richiede la soluzione di un problema di valori iniziali, i.e., l'integrazione nel tempo delle equazioni costitutive lungo un assegnato percorso di carico a partire da assegnate condizioni iniziali. Poiché la soluzione di tale problema non è generalmente ottenibile in forma chiusa, salvo che in casi molto particolari, l'implementazione di ogni equazione costitutiva in forma incrementale nell'ambito del metodo degli elementi finiti richiede la messa a punto di un opportuno algoritmo di integrazione che svolga questo compito a livello locale, per ciascun punto di Gauss. La corretta scelta dell'algoritmo di integrazione rappresenta dunque un elemento essenziale in qualsiasi problema di geomeccanica computazionale in campo nonlineare.

Più in particolare, nell'applicazione del metodo degli elementi finiti alla soluzione di un assegnato IBVP, la strategia generale di risoluzione si articola nel modo seguente:

- 1) A partire dal sistema di equazioni differenziali governanti originale si ricava il sistema equivalente di equazioni algebriche nonlineari mediante opportune procedure di discretizzazione spaziale e temporale (tipicamente FEM e algoritmo di Newmark).
- 2) Per la generica iterazione globale, le equazioni di equilibrio in forma discreta generano un campo di spostamenti incrementali che è utilizzato per determinare gli incrementi di deformazione in ciascun elemento, sulla base di delle relazioni cinematiche esistenti tra spostamenti e deformazioni;
- 3) Per un assegnato incremento di deformazione, i valori aggiornati delle variabili di stato vengono calcolati integrando numericamente le equazioni costitutive a livello locale, a partire da condizioni iniziali note;
- 4) Le equazioni di equilibrio discrete vengono verificate al termine dell'iterazione. Se la condizione di convergenza non è verificata, si esegue una nuova iterazione a partire dal passo (2).

L'integrazione delle equazioni costitutive a livello locale – passo (3) – costituisce il problema centrale della meccanica computazionale in campo nonlineare. Gli altri aspetti della procedura generale, pure importanti, sono legati esclusivamente al tipo di strategia computazionale impiegata e riguardano il comportamento del materiale solo in misura molto limitata. Inoltre il livello di precisione raggiunto nella integrazione delle equazioni costitutive ha un impatto diretto e significativo sull'accuratezza globale dell'analisi.

## 3.4. Analisi numeriche avanzate

La ricerca svolta nel settore della modellazione numerica avanzata, è proseguita nel III anno di attività secondo le seguenti direttrici principali:

1. Verifica della implementazione di modelli costitutivi avanzati per terreni a grana grossa in codici di calcolo agli elementi finiti (ABAQUS, FEAP);

2. Calibrazione del modello di Papadimitriou & Bouckovalas (2002) per la Leighton Buzzard Sand, a partire da risultati di prove di laboratorio (TX-CD, TX-CU, TS ed RC) forniti da Santucci de Magistris & Visone (2008);
3. Modellazione agli EF di prove su modello in scala ridotta, in condizioni di gravità artificiale, relative allo scavo di gallerie circolari in sabbia con differente densità relative iniziali (Lanzano 2008, Bilotta 2008, Viggiani 2008).

### 3.4.1. Verifica implementazione di modelli costitutivi avanzati

La verifica dell'implementazione dei diversi modelli costitutivi avanzati presi in considerazione nel corso della attività di ricerca è stata condotta in due fasi distinte:

1. nella prima fase, i risultati di simulazioni FEM di percorsi di sollecitazione omogenei tipici delle prove di laboratorio più comuni (compressione edometrica, compressione triassiale drenata e non drenata) sono stati messi a confronto con i risultati ottenuti mediante driver costitutivi in grado di integrare le equazioni costitutive lungo percorsi omogenei, sviluppati ad-hoc o reperibili in letteratura (Niemunis, 2008);

2. nella seconda fase, l'implementazione FEM è stata utilizzata per riprodurre le previsioni dei diversi modelli fornite in letteratura.

La prima fase di verifica ha consentito di verificare la coerenza dell'implementazione e verificare l'influenza di alcuni parametri di controllo (tolleranza, dimensione iniziale del substep, etc.) sulla efficienza dell'algoritmo e sulla accuratezza della soluzione numerica.

### 3.4.2. Calibrazione del modello di Papadimitriou & Bouckovalas

La calibrazione del modello di Papadimitriou & Bouckovalas (2002) per la Lieghton Buzzard Sand, utilizzata nella sperimentazione su modello in centrifuga, è stata condotta a partire dalla base di dati sperimentali riportata in Tab. 3.4.2.1, fornita da Visone (2008) e descritta nell'allegato A della relazione dell'unità operativa dell'Università del Molise.

Il modello di Papadimitriou & Bouckovalas (2002) è caratterizzato da 16 costanti, elencate in Tab. 3.4.2.2 e descritte nella relazione dell'unità operativa di Perugia.

L'insieme delle costanti del modello che fornisce il migliore accordo tra risultati sperimentali e previsioni del modello è riportato nella Tab. 3.4.2.3. Tali valori sono stati utilizzati nelle simulazioni FEM delle prove in centrifuga descritte nel successivo Par. 3.4.3.

**Tabella 3.4.2.1** – Dati sperimentali

Sigla prova	Tipo prova	$p'_0$ (kPa)	$D_r$ iniziale	$e_0$
LBS02	TX-CU	200	29%	-
LBS03	TX-CU	400	31%	-
LBS05	TX-EU	200	28%	-
LBS06	TX-EU	400	30%	-
LBS07	TX-CD	100	81%	-
LBS08	TX-CD	200	70%	-
LBS13	TX-CDp	100	76%	-
LBS14	TX-CDp	200	77%	-
LBS15	TX-CDp	400	81%	-
LBSand02	RC	30-400	-	0.7824

LBSand03	RC	30-100	-	0.8250
LBSand04	RC	40-200	-	0.8037
LBSand06	RC	50-400	-	0.7280
LBSand03	TS	100	-	0.8208
LBSand04	TS	200	-	0.7969
LBSand06	TS	400	-	0.7139

Tabella 3.4.2.2 – Costanti del modello

Parametro	Definizione
$p_a$	Atmospheric pressure
$e_{CSa}$	Void ratio on CSL at $p=p_a$
$\lambda$	Slope of CSL
$M_c$	Slope of CSL in q:p plane, TX compression
$M_e$	Slope of CSL in q:p plane, TX extension
$m$	Opening of yield surface cone
$B$	Shear modulus constant
$\nu$	Poisson's ratio
$a_1$	Shear modulus decay parameter
$\gamma_1$	Shear strain threshold
$k_c^b$	Coefficient for BS cone, TX compression
$k_c^d$	Coefficient for D cone, TX compression
$A_0$	Dilatancy constant
$h_0$	Hardening modulus constant
$H_{of}$	Fabric index constant
$\zeta$	Fabric index constant

Tabella 3.4.2.3 – Costanti del modello

Parametro	Definizione	Valore assunto
$p_a$	Atmospheric pressure	98.1
$e_{CSa}$	Void ratio on CSL at $p=p_a$	0.822
$\lambda$	Slope of CSL	0.0357
$M_c$	Slope of CSL in q:p plane, TX compression	1.343
$M_e$	Slope of CSL in q:p plane, TX extension	0.867
$m$	Opening of yield surface cone	0.0672
$B$	Shear modulus constant	100.0 <sup>(*)</sup>
$\nu$	Poisson's ratio	0.3
$a_1$	Shear modulus decay parameter	0.85
$\gamma_1$	Shear strain threshold	0.00025
$k_c^b$	Coefficient for BS cone, TX compression	4.04
$k_c^d$	Coefficient for D cone, TX compression	4.66
$A_0$	Dilatancy constant	0.7 <sup>(*)</sup>
$h_0$	Hardening modulus constant	600.0 <sup>(*)</sup>
$H_{of}$	Fabric index constant	68000.0 <sup>(*)</sup>
$\zeta$	Fabric index constant	1.0 <sup>(*)</sup>

(\*) Valori determinati per tentativi.

### 3.4.3. Gallerie

Il modello di Papadimitriou & Bouckovalas (2002) è stato utilizzato per la simulazione FEM di una delle prove in centrifuga eseguite presso l'Università di Cambridge nell'ambito del presente programma di ricerca. La prova in questione, indicata con la sigla T1-EQ1, è caratterizzata da galleria superficiale e sabbia mediamente addensata ( $D_r = 75.3\%$ ).

Il modello FEM utilizzato per la simulazione della prova T1-EQ1 è composto da un totale di 352 elementi isoparametrici ad interpolazione quadratica (elementi continui Q8P0 per il terreno, elementi beam B3 per il rivestimento della galleria), con 1125 nodi e 2154 gradi di libertà totali.

La simulazione della prova è stata condotta in 4 fasi, secondo lo schema seguente:

- 1) applicazione della forza di gravità (1g) e generazione dello stato iniziale (tensioni e variabili interne) del materiale, in condizioni quasi-statiche;
- 2) rimozione degli elementi presenti all'interno del nucleo della galleria ed attivazione simultanea degli elementi rivestimento, in condizioni quasi-statiche;
- 3) applicazione gravità artificiale, in condizioni quasi-statiche;
- 4) applicazione accelerogramma alla base, in condizioni dinamiche.

L'accelerogramma imposto alla base nella fase (4) della simulazione corrisponde alla misura accelerometrica eseguita alla base del modello durante la prima fase dinamica (EQ1) della serie di 5 applicate al modello T1 durante la fase di volo.

I risultati della simulazione sono riportati in dettaglio nella relazione dell'unità operativa di Perugia e evidenziano un chiaro effetto di amplificazione delle accelerazioni all'aumentare della distanza  $y$  dalla base del modello. Si nota inoltre come l'effetto di amplificazione sia molto marcato in corrispondenza di una banda di frequenze medio-alte, comprese tra 60 ed 85 Hz. Tale effetto è chiaramente visibile negli spettri di Fourier

delle accelerazioni. Per contro, i valori calcolati delle accelerazioni non sembrano significativamente influenzati dalla distanza  $x$  dall'asse della galleria.

L'andamento nel tempo delle sollecitazioni di flessione sul rivestimento in quattro punti disposti lungo le diagonali a  $45^\circ$  dagli assi verticale ed orizzontale dello scavo mostra come, per effetto delle deformazioni plastiche accumulate progressivamente durante la fase dinamica, i valori del momento tendano a variare monotonicamente in tutti i punti di misura considerati, risultando significativamente più elevati (in valore assoluto) al termine della fase sismica. Tale effetto è generalizzato su tutto il rivestimento. Prima della fase dinamica, le sollecitazioni di flessione sul rivestimento sono relativamente modeste; al termine della fase dinamica forti incrementi (dell'ordine del 600%) sono riscontrabili in corrispondenza dei fianchi della galleria.

#### 3.4.4. Paratie

Per l'interpretazione delle prove su modelli di paratie non sono state effettuate modellazioni con modelli costitutivi avanzati, in quanto la sperimentazione e l'elaborazione dei risultati si è protratta nel tempo ed è terminata solo di recente.

### 3.5. Analisi numeriche con codici di calcolo commerciali

Nel corso dei 3 anni di attività sono state effettuate analisi numeriche complete e semplificate con diversi codici di calcolo commerciali per valutare i numerosi fattori che influenzano la risposta dell'opera, quali le modifiche della sollecitazione sismica nella propagazione dal *bedrock* agli strati di interesse per l'opera, la deformabilità propria della struttura di sostegno, l'interazione fra il terreno e la struttura, la presenza di acqua e le condizioni di drenaggio, ecc. I risultati ottenuti con la modellazione fisica e con le simulazioni numeriche sofisticate sono stati confrontati con quelli ricavabili da analisi numeriche complete e semplificate.

#### 3.5.1. Gallerie

La modellazione numerica del comportamento dinamico di gallerie in sezione trasversale è stata studiata prevalentemente dai ricercatori dell'Università del Molise e dell'Università di Napoli Federico II ed è descritta in dettaglio nella relazione dell'unità operativa.

Le simulazioni analitiche sono state effettuate in tre condizioni di sottosuolo tipo: uno strato di 30m di argilla tenera, sabbia o ghiaia mediamente addensate, sovrastante un semispazio di roccia tenera ( $V_r=800\text{m/s}$ ,  $\gamma=22\text{kN/m}^3$ ,  $D_0=0.5\%$ ). La galleria ha forma circolare con diametro di 6 m e rivestimento in calcestruzzo armato. La profondità dell'asse della galleria è pari a 15m dal piano campagna.

Le analisi dinamiche sono state condotte utilizzando due diversi codici di calcolo: EERA (Bardet *et al.*, 2000) e Plaxis 8.2 (Brinkgreve, 2002). EERA permette di effettuare analisi di risposta sismica locale RSL monodimensionale in condizioni di *free-field*. Le caratteristiche del mezzo sono espresse attraverso  $G_0$  e  $D_0$ , conducendo in tal modo analisi visco-elastiche lineari, oppure tenendo conto di un'opportuna legge di variazione  $G_0(\gamma)/G$  e  $D_0(\gamma)$ , risolvendo le equazioni del moto in maniera iterativa. Entrambi i codici permettono l'applicazione al *bedrock* di una storia temporale di accelerazione qualsiasi. Per tale motivo sono state applicate alla base del modello delle storie temporali di accelerazione selezionate dal database di Scasserra *et al.* (2006). Sono stati considerati i terremoti più intensi e scalati a un valore dell'accelerazione massima pari a  $0.35g$  (comparabile con l'accelerazione massima del segnale).

Il programma EERA è stato utilizzato per tarare il dominio di calcolo e i parametri che lo caratterizzano, da utilizzare nel codice PLAXIS.

I contorni laterali sono modellati come smorzatori secondo la formulazione di Lysmer & Kuhlmeyer (1969) allo scopo di limitare la riflessione delle onde per domini di calcolo "ristretti". L'applicazione di una superficie

assorbente al contorno equivale all'utilizzo di uno smorzatore al posto dei vincoli esterni, in maniera che una certa quantità dell'energia posseduta dall'onda viaggiante venga assorbita dallo smorzatore stesso. In queste analisi sono stati utilizzati i valori predefiniti di  $c_1$  e  $c_2$  (rispettivamente 1.0 e 0.25), verificando che in corrispondenza della verticale nella mezzeria la risposta sismica fosse la stessa calcolata con EERA in condizioni di propagazione monodimensionale.

Infine, poiché la presenza degli smorzatori laterali influenza marcatamente il campo di moto del dominio di calcolo, si è provveduto ad allontanare opportunamente i bordi del modello finché non avessero influenza sui risultati.

Il confronto tra le analisi EERA e quelle con PLAXIS hanno consentito di calibrare in maniera più efficiente i parametri di smorzamento.

Nelle analisi numeriche agli elementi finiti, infatti, esistono due tipi di smorzamento: uno numerico, legato alla formulazione delle equazioni di equilibrio e congruenza in forma discretizzata, ed uno materiale, dovuto alle proprietà viscosse del mezzo, all'attrito e allo sviluppo della plasticità del modello materiale.

In Plaxis, ed in molti altri codici FE, lo smorzamento materiale viene simulato, oltre che con le caratteristiche dissipative dei diversi modelli costitutivi, con una formulazione alla Rayleigh. La matrice degli smorzamenti  $C$  viene assunta proporzionale alla matrice delle masse  $M$  ed a quella delle rigidità  $K$  mediante i coefficienti  $\alpha_R$  e  $\beta_R$

$$[C] = \alpha_R [M] + \beta_R [K] \quad (5)$$

In letteratura possono essere ritrovati diversi suggerimenti per la definizione dei parametri di Rayleigh (si vedano ad esempio Lanzo *et al.*, 2004; Park & Hashash, 2004; Amorosi *et al.*, 2007). Questo tipo di formulazione comporta però una marcata dipendenza dello smorzamento dalla frequenza che non si riscontra nell'analisi dei risultati sperimentali sui terreni.

Nell'implementazione numerica dei problemi di dinamica, la formulazione dell'integrazione nel tempo costituisce un fattore di fondamentale importanza per la stabilità e l'accuratezza del processo di calcolo. Nel software impiegato per le analisi in oggetto viene utilizzato uno schema di calcolo alla Newmark con integrazione implicita nel tempo. I coefficienti  $\alpha_N$  e  $\beta_N$ , da non confondersi con  $\alpha_R$  e  $\beta_R$ , influenzano l'accuratezza dell'integrazione numerica nel tempo. Anche per la determinazione di questi parametri esistono differenti suggerimenti in letteratura.

Per poter effettuare delle analisi dinamiche in condizioni bidimensionali è quindi necessaria una corretta definizione dello smorzamento, del materiale ( $\alpha_R$  e  $\beta_R$ ) e numerico ( $\alpha_N$  e  $\beta_N$ ).

Gli studi effettuati hanno consentito di determinare una procedura di taratura dei coefficienti dello smorzamento del materiale e numerico per simulare fedelmente la risposta dinamica *free-field* in campo elastico di un sottosuolo.

Tale procedura è stata poi applicata anche nelle simulazioni dei risultati delle prove in centrifuga. I risultati di tali simulazioni sono riportati nella relazione dell'unità operativa del Molise.

### 3.5.2. Paratie

Da diverse unità operative sono state effettuate simulazioni numeriche con codici di calcolo commerciali finalizzate alla verifica di paratie libere e vincolate.

Gli schemi di paratie e di sottosuolo erano già stati definiti nel primo anno di attività; le diverse unità operative hanno effettuato analisi indipendenti del comportamento di due tipologie di paratia (libera e vincolata in testa) in stato piano di deformazione utilizzando programmi alle differenze finite (FDM) o agli elementi finiti (FEM) commerciali.

Gli accelerogrammi utilizzati sono stati selezionati dal database di Scasserra et al. (2006). Sono stati considerati i terremoti più intensi e scalati a un valore dell'accelerazione massima pari a 0.35g (comparabile con l'accelerazione massima del segnale).

L'unità operativa di Napoli Parthenope e del Molise hanno utilizzato il codice PLAXIS per analizzare il comportamento di paratie libere. L'unità operativa del Molise ha utilizzato la procedura per calibrare i parametri di smorzamento del materiale e numerico utilizzato anche per gli schemi di gallerie, mentre l'unità di Parthenope ha effettuato uno studio parametrico per valutare l'influenza dei parametri di smorzamento sulle caratteristiche della sollecitazione che insorgono nella paratia, durante e dopo il sisma. Il modello utilizzato per il terreno è elastico perfettamente plastico con criterio di snervamento alla Mohr-Coulomb per l'unità operativa del Molise, mentre l'unità operativa di Napoli Parthenope ha utilizzato due modelli costitutivi per il terreno:

- elastico perfettamente plastico con superficie di snervamento alla Mohr-Coulomb e legge di flusso non associata (dilatanza nulla)
  - elasto-plastico con incrudimento isotropo (Hardening soil model)
- mentre la paratia è stata schematizzata come elastica-lineare.

I risultati delle analisi mostrano che in condizioni statiche la spinta attiva e passiva sono completamente mobilitate fino ad una profondità di circa 5 m dal piano di campagna, mentre al di sotto di tale profondità le tensioni orizzontali si mantengono costanti a valle. L'evento sismico produce variazioni significative della spinta del terreno sui due lati della paratia soprattutto dalla quota del fondo scavo in giù. Questi fenomeni sono inoltre significativamente influenzati dal valore del *damping*.

Il confronto tra i momenti statici, quelli finali dopo l'evento sismico e l'involuppo dei massimi durante il sisma mostra chiaramente che l'evento sismico produce un incremento notevole dei momenti durante e dopo il sisma. La riduzione delle tensioni orizzontali che la paratia sperimenta all'aumentare del *damping* si riflette in una diminuzione dei momenti massimi.

L'unità operativa di Roma La Sapienza ha invece utilizzato il codice di calcolo alle differenze finite FLAC ed un modello per il terreno di mezzo elasto-plastico con smorzamento di tipo soltanto isteretico, mentre non si è adoperato alcuno smorzamento viscoso. Il contatto fra le paratie e il terreno è stato descritto mediante elementi di interfaccia caratterizzati da una resistenza al taglio ridotta. Per gli elementi di paratia si è adoperato un legame elastico lineare e in alcune analisi un legame elastico-perfettamente plastico, al fine di consentire la redistribuzione delle sollecitazioni al raggiungimento del momento di plasticizzazione.

I modelli studiati dall'unità di Roma La sapienza sono, a differenza di quelli studiati dalle altre unità operative, una coppia di paratie libere ed una coppia di paratie con un livello di puntone in testa. I risultati sono stati interpretati studiando la distribuzione nello spazio e nel tempo delle principali quantità di interesse, costituite dalle pressioni di contatto fra terreno e paratia, dalle accelerazioni nel dominio analizzato, dagli spostamenti permanenti e dalle sollecitazioni nelle strutture di sostegno. Si è osservato che la propagazione dei segnali sismici produce il raggiungimento istantaneo di condizioni di equilibrio limite in zone di terreno interagenti con la paratia, determinando un progressivo incremento delle sollecitazioni e un accumulo di spostamenti permanenti.

## 3.6. Analisi pseudostatiche

### 3.6.1. Gallerie

L'attività di primo anno dell'Unità Operativa del Molise è stata finalizzata alla definizione di metodi di analisi semplificata per la valutazione delle sollecitazioni agenti nella sezione trasversale di una galleria per effetto di un sisma. In tale ambito, il lavoro si è svolto in stretto collegamento con tutti i ricercatori impegnati nella

linea 6.1 ed in maniera particolarmente intensa con il gruppo dell'Università della Calabria che ha prevalentemente curato la messa a punto di metodi di analisi pseudo-statica e dinamica semplificata, per l'analisi del comportamento di strutture interrato lungo la sezione trasversale e lungo l'asse longitudinale, disaccoppiando lo studio del comportamento della struttura da quello del sottosuolo (analisi free-field).

Nell'ambito dell'approccio pseudo-statico, sono stati sviluppati quattro differenti metodi, in ognuno dei quali la deformazione massima del terreno in funzione della profondità,  $\gamma(z)$ , viene calcolata dividendo la tensione tangenziale massima,  $\tau_{\max}(z)$ , per la rigidezza a taglio del terreno,  $G(z)$ , valutata alla stessa profondità:

$$\gamma(z) = \frac{\tau_{\max}(z)}{G(z)} \quad (1)$$

Con i metodi pseudo-statici, descritti in seguito, sono state condotte analisi sia di tipo lineare che lineare equivalente, adottando per il terreno un comportamento visco-elastico lineare o non lineare, rispettivamente.

Nelle analisi lineari, il modulo a taglio nella (1) coincide, ovviamente, con quello a piccole deformazioni  $G_0$ , mentre in quelle lineari equivalenti  $G$  dipende dal livello deformativo. A tal fine, per la valutazione della deformazione massima del terreno, si è fatto riferimento al modello di Ramberg & Osgood (1943), che permette di esplicitare la deformazione in relazione alla tensione tangenziale con la seguente espressione:

$$\gamma_{\max}(z) = \frac{\tau_{\max}(z)}{G_0} + C \left[ \frac{\tau_{\max}(z)}{G_0} \right]^R \quad (2)$$

Nella (2),  $C$  ed  $R$  sono due parametri che assumono i valori riportati in Tabella 3.6.1.1, per le tre tipologie di sottosuolo considerate, ottenuti interpolando le curve di decadimento  $G(\gamma)/G_0$ .

	C	R
Argilla	12000	2.24
Sabbia	800000	2.63
Ghiaia	8000000	2.60

**Tabella 3.6.1.1.** - Valori dei parametri del modello Ramberg-Osgood per le diverse tipologie di sottosuolo.

#### Metodo 1

La distribuzione delle tensioni tangenziali con la profondità da inserire nella (1) è stata calcolata con l'espressione, ricavata dall'equilibrio dinamico di una colonna di terreno:

$$\tau_{\max}(z) = r_d(z) \frac{a_{\max,s}}{g} \sigma_v(z) \quad (3)$$

che è spesso impiegata nelle verifiche semplificate del potenziale di liquefazione. Nella (3),  $\sigma_v$  è la tensione totale verticale;  $a_{\max,s}$  indica il valore massimo dell'accelerazione alla superficie del terreno;  $r_d$  è un coefficiente riduttivo che tiene conto della deformabilità del terreno, calcolabile ad esempio con l'espressione di Iwasaki *et al.* (1978):

$$r_d = 1 - 0.015 z \quad (z \text{ in m}) \quad (4)$$

Il valore di  $a_{\max,s}$  utilizzato nelle analisi è quello previsto dall'OPCM 3274, ovvero:

$$a_{\max,s} = S a_g \quad (5)$$

in cui  $S$  è il coefficiente d'amplificazione del sito, dipendente dalla classificazione del sottosuolo, ed  $a_g$  è l'accelerazione di picco su roccia affiorante, fornita dalla normativa a seconda della zona sismica d'interesse.

#### Metodo 2

La tensione tangenziale massima è calcolata considerando l'equilibrio della colonna di terreno compresa

tra la superficie del deposito e la profondità  $z$ , nell'ipotesi che l'accelerazione massima risulti variabile tra il valore assunto alla roccia di base (*bedrock*) e quello in superficie, secondo una legge di tipo armonico, sulla base di quanto previsto dalla prima forma modale di uno strato di terreno omogeneo deformabile su base rigida. Il valore di accelerazione previsto al *bedrock*,  $a_{\max,b}$ , è stato posto pari a quello su roccia affiorante,  $a_g$ , fornito dall'OPCM per le diverse zone sismiche, mentre il valore atteso in superficie,  $a_{\max,s}$ , è stato valutato tramite la (5). Di conseguenza, la relazione utilizzata è:

$$a_{\max}(z) = a_{\max,b} + \operatorname{sen}\left(\frac{2\pi(H-z)}{4H}\right)(a_{\max,s} - a_{\max,b}) \quad (6)$$

L'espressione della  $\tau_{\max}(z)$  risulta pertanto dall'integrale:

$$\tau_{\max}(z) = \int_0^z \rho a_{\max}(z) dz \quad (7)$$

### Metodo 3

Il terzo metodo differisce da quello precedente unicamente per la scelta del profilo di accelerazioni massime, che in questo caso viene assunto variabile linearmente con la profondità fra il valore in superficie e quello alla roccia di base; tale ipotesi corrisponde ad una deformata di un deposito relativamente rigido, o comunque sollecitato in un campo di frequenze ben inferiori a quella fondamentale.

### Metodo 4

L'ultimo metodo è concettualmente uguale al primo, ma fa riferimento a valori del coefficiente  $r_d$  derivati *ex post* dalle analisi dinamiche semplificate di risposta sismica locale, mediante l'espressione:

$$r_d(z) = \frac{\tau_{\max}(z)}{\sigma_v(z)a_{\max,s}/g} \quad (8)$$

dove si è posto, ancora una volta,  $a_{\max,s}$  pari al valore calcolato per la (5) anziché quello derivato dalle analisi stesse.

I risultati dei metodi semplificati sono stati poi confrontati con quelli delle analisi dinamiche effettuate con codici di calcolo commerciali.

La finalità ultima di questo studio, in coerenza con quanto espresso in sede di definizione del progetto, è di fornire al progettista uno strumento "semplificato", cioè di uso immediato, di valutazione degli incrementi di sollecitazione indotti dall'evento sismico nel rivestimento della galleria. Tale metodologia consentirebbe di valutare l'influenza dell'interazione cinematica sulla base dei risultati di un insieme di analisi dinamiche complete di riferimento, effettuate per differenti condizioni di sottosuolo, di geometria dell'opera e di caratteristiche dell'evento sismico.

## **4. BIBLIOGRAFIA (in grassetto sono indicate le pubblicazioni redatte nell'ambito della linea 6.1 ReLuis)**

- Aversa S, Maiorano R.M.S., Tamagnini C. (2007). Influence of damping and soil model on the computed seismic response of flexible retaining structures. Proc. 14th ECSMGE, Madrid, 24-27 September, Workshop Special Session ERTC12.**
- Bardet J. P., Ichii K., Lin C. H. (2000). *EERA a Computer Program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits*, Univ. of Southern California, Dep. of Civil Eng..
- Bilotta E., Aiello V., Conte E., Lanzano G., Russo G., Santucci de Magistris F., Silvestri F. (2006). Sollecitazioni indotte da sisma in gallerie circolari interrato, Atti del VI IARG, Pisa.**
- Bilotta E., Lanzano G., Russo G. (2007c). Analisi della sezione trasversale di una galleria sottoposta a sollecitazioni dinamiche, Atti IARG 2007 Salerno.**

- Bilotta E., Lanzano G., Russo G., Santucci de Magistris F., Aiello V., Conte E., Silvestri F., Valentino M. (2007a). *Pseudo-static and dynamic analyses of tunnels in transversal and longitudinal directions*, IV ICEGE, Thessaloniki, 2007
- Bilotta E., Lanzano G., Russo G., Santucci De Magistris F., Aiello V., Conte E., Silvestri F., Valentino M. (2007b). *Analisi pseudostatica e dinamica di gallerie in aree sismiche*. Atti XII Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", Pisa.
- Bilotta E., Lanzano G., Russo G., Santucci de Magistris F., Silvestri F. (2007d). *Methods for the seismic analysis of tranverse section of circular tunnels in soft ground*, ISSMGE-ERTC12 Workshop at XIV ECSMGE, Geotechnical Aspects of EC8, Chapter 22, Patron Editore.
- Bilotta E., Taylor N. (2005). *Modellazione geotecnica in centrifuga*, Vol. n° 20 Argomenti di Ingegneria Geotecnica, Hevelius Ed.
- Brinkgreve R.B.J. (2002). *Plaxis 2D version8*. A.A. Balkema Publisher, Lisse, 2002.
- C. Tamagnini, M. D'Elia (1999). A simple bounding surface model for bonded clays. Proc. IS-Torino99.
- Callisto L. & Soccodato F.M. (2007). *Seismic analysis of an embedded retaining structure in coarse-grained soils*. 4th Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering. Thessaloniki.
- Callisto L., Soccodato F.M. & Conti R. (2008). *Analysis of the seismic behaviour of propped retaining structures*. Proc. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV Conference, Sacramento (in print).
- Callisto L., Soccodato F.M. e Conti R. (2007). *Analisi del comportamento sismico di paratie in terreni a grana grossa*. Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica (IARG), Salerno.
- Carrubba P. Pavanello P. (2007). *Equivalent loading for the seismic analysis of sliding structures*. Proc. 14th ECSMGE, Madrid, 24-27 September, Workshop Special Session ERTC12.
- Carrubba P., Brusarosco D. (2007). *Dynamic modelling of earth retaining structures*. Proc. 14th ECSMGE, Madrid, 24-27 September, Workshop Special Session ERTC12.
- Carrubba P., Maugeri M., Moraci N. (2007). *Seismic response analysis of a geosynthetic reinforced embankment*. Proc. 14th ECSMGE, Madrid, 24-27 September, Workshop Special Session ERTC12.
- Chang M.F. (1981). *Static and seismic lateral earth pressures on rigid retaining structures*. PhD Thesis, Purdue University.
- d'Onofrio A. (2006) THOR. *Apparecchiatura di taglio torsionale ciclico e dinamico*. Centro Regionale di Competenza AMRA, Manuali tecnico di strumentazioni.
- Gajo A., Muir Wood D. (1999). A kinematic hardening constitutive model for sands: the multiaxial formulation. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 23(9), pp. 925-965.
- Kawashima K. (2000). *Seismic design of underground structures in soft ground: a review*, International Conference on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Kusakabe, Fujita & Miyazaki (eds). Balkema, Rotterdam.
- Lanzo G., Pagliaroli A., D'Elia B. (2004) "Influenza della modellazione di Rayleigh dello smorzamento viscoso nelle analisi di risposta sismica locale", Proc. XI Italian National Conference on "L'ingegneria Sismica in Italia", 2004.
- Lanzano G. & Madabhushi G., 2007a, **Dynamic centrifuge tests, ReLUIS Project – Tunnels, Internal Data Report, Tests T-2 & T-4, SC-CUTS-0706-R00**
- Lanzano G. & Madabhushi G., 2007b, **Dynamic centrifuge tests, ReLUIS Project – Tunnels, Internal Data Report, Tests T-1 & T-3, SC-CUTS-0707-R00**
- Madabhushi S.P.G., Schofield A.N., Lesley S., (1998), A new Stored Angular Momentum (SAM) based earthquake actuator, Centrifuge 98, Balkema, Rotterdam
- Manzari M. T., Dafalias Y. F. (1997). A critical state two-surface plasticity model for sands. *Geotechnique* 47(2), pp. 255-272.
- Masín D. (2005). A hypoplastic constitutive model for clays. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 29(4), pp. 311-336.

- Niemunis A., Herle I. (1997). Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, 2(4), pp. 279-299.
- Papadimitriou A. G., Bouckovalas G.D. (2002). Plasticity model for sand under small and large cyclic strains: a multiaxial formulation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(3), pp. 191-204.
- Pestana J.M., Whittle A.J. (1999). Formulation of a unified constitutive model for clays and sands. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 23(12), pp. 1215-1243.
- Santucci de Magistris F. (2004) Le celle triassiali MaTRiX. Centro Regionale di Competenza AMRA, Manuali tecnico di strumentazioni.
- Scasserra G., Lanzo G., Mollaioli F., Stewart J.P., Bazzurro P., Decanini L.D. (2006). Preliminary comparison of round motions from earthquakes in Italy with ground motion prediction equations for active tectonic regions. Proc. of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, 18-22 Aprile 2006, CD rom, Paper No. 1824.
- St. John C. M. & Zahrah T. F. (1984). *Seismic Design Considerations for Underground Structures*, Advances in Tunnelling Technology and Subsurface Use, Vol.4(3), pp. 105-112.
- Stallebrass S.E., Taylor R.N. (1997). Prediction of ground movements in overconsolidated clay. *Geotechnique* 47(2), 235-253.
- Tan F.S. (1990). Centrifuge and Theoretical Modelling of Conical Footings on Sand. PhD Thesis, Cambridge University.
- von Wolffersdorff P.A. (1997). A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, 1(3), pp. 251-271.
- Wang J. (1993). *Seismic Design of Tunnels: A Simple State-of-the-art Design Approach*, Monograph 7, Parsons, Brinckerhoff.
- Zienkiewicz O.C., Chang C.T., Bettess P. (1980). Drained, undrained, consolidating and dynamic behavior assumptions in soils. *Geotechnique* 30(4), pp. 385-395.
- Zienkiewicz, O. C., Bettess, P., 1982. Soils and other saturated media under transient, dynamic conditions. General formulation and the validity of various simplifying assumptions. In: *Soil Mechanics – Transient and Cyclic Loads*, John Wiley & Sons, 1-16.