

La progettazione geotecnica con gli Eurocodici: muri a gravità e diaframmi

Armando Lucio Simonelli

Dipartimento di Ingegneria, Università del Sannio, Benevento, Italia

SOMMARIO

In questa nota si illustrano i criteri di progettazione delle opere di sostegno adottati negli Eurocodici 7 (EC7) ed 8 (EC8), per poi procedere all'esame di casi semplici, al fine di trarre delle prime valutazioni sugli effetti applicativi di tali norme. Nella prima parte del lavoro, dedicata ad un sintetico inquadramento dei due documenti normativi, si richiamano i *design approaches* per le verifiche allo stato limite ultimo ed i relativi coefficienti di sicurezza parziali, definiti nell'EC7, nonché le specifiche indicazioni per le opere di sostegno in campo statico; passando all'EC8, si illustrano poi le azioni sismiche al suolo (EC8 Parte 1) e si commentano i criteri per la valutazione del comportamento delle opere in presenza di azioni sismiche (EC8 Parte 5), soffermandosi sul metodo pseudostatico, trattato in dettaglio nella normativa europea. Nella seconda parte del lavoro, dopo un sintetico riferimento ad un'applicazione su muri e diaframmi in campo statico, si procede ad un ampio studio dei muri a gravità sotto azioni sismiche, al fine di una comparazione fra i risultati forniti dalla normativa italiana del D.M. LL.PP. 16.1.1996 e quelli prodotti dalla normativa europea; nell'applicare questa ultima, si recepiscono i valori delle accelerazioni al suolo della recente zonazione sismica emanata con l'Ordinanza della PCM n. 3274 del marzo 2003. In particolare quattro muri progettati con il metodo pseudostatico del D.M. 1996 sono stati verificati sia con l'approccio pseudostatico definito nell'EC8, sia con un più accurato approccio pseudodinamico, in congruenza con quanto proposto nella stessa normativa europea. Dal confronto emerge che le due diverse analisi pseudostatiche conducono a "progetti" dei muri sensibilmente differenti fra loro, mentre l'approccio pseudodinamico fornisce risultati sostanzialmente congruenti con quelli del D.M. 1996. Queste evidenze suggeriscono l'opportunità di calibrare meglio i valori di alcuni parametri che condizionano fortemente i risultati del metodo pseudostatico proposto nella normativa europea.

1. INTRODUZIONE

Le due giornate del XX ciclo di Conferenze di Geotecnica di Torino, nel novembre 2005, sono dedicate alla progettazione geotecnica con gli Eurocodici. Tale tema è di notevole interesse per tutti i Paesi della Comunità Europea, in quanto si è oramai nella fase di redazione dei documenti per l'applicazione delle norme a livello nazionale (*National Annexes*). In Italia, in particolare, il tema è di grande attualità, in quanto nel nostro Paese già nel marzo 2003 è stata emanata, con Ordinanza del PCM 3274, una nuova normativa per le costruzioni in zona sismica, che ha sostanzialmente "anticipato" l'ingresso dell'Eurocodice 8 sismico (ed implicitamente anche dell'Eurocodice 7 geotecnico), avviando un periodo di intenso studio e di sofferta assimilazione delle nuove regole, e soprattutto di confronti con la normativa sismica tradizionale (ed implicitamente anche con quella "statica", sostanzialmente codificata nel D.M. LL.PP. dell'11.3.88).

In questo contesto di grande fermento normativo, peraltro, l'Associazione Geotecnica Italiana (AGI), avviando un progetto da tempo "in pectore", ha ritenuto opportuno raccogliere e coordinare le proprie competenze nel settore, per dare vita ad un più ampio documento di linee guida sugli "Aspetti geotecnici nella progettazione antisismica" (AGI, 2005).

La prima parte delle CGT è rivolta alla illustrazione dei principi generali dell' "*Eurocode 7 Geotechnical design - Part 1: General rules*" (EN 1997-1, Aprile 2002, nel seguito indicato come EC7-1) e dell' "*Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance*" (nel seguito indicato come EC8), con particolare riferimento alla sua Parte 5 "*Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*" (EN 1998-5, Dicembre 2003, nel seguito indicato come EC8-5). Successivamente si passa alla trattazione delle norme per le specifiche opere geotecniche. Il presente contributo è rivolto al progetto delle opere di sostegno, ed in particolare dei muri a gravità e dei diaframmi.

La nota si articola in una prima parte in cui si illustrano i criteri di progettazione delle opere di sostegno adottati negli Eurocodici 7 ed 8, ed in una seconda parte in cui si procede all'esame di casi semplici, allo scopo di evidenziare i principali effetti applicativi di tali norme.

Nella parte illustrativa, per quanto concerne l'EC7-1, si richiamano i nuovi approcci di progetto (*design approaches DA*) per le verifiche allo stato limite ultimo ed i relativi coefficienti di sicurezza parziali, ivi definiti, nonché le specifiche indicazioni per le opere di sostegno in campo statico. Passando all'EC8, è anzitutto necessario soffermarsi sulla sua Parte 1 "*General rules, seismic actions and rules for buildings*" (EN 1998-1, Dicembre 2003, nel seguito indicato come EC8-1) per illustrare i criteri per la valutazione delle azioni sismiche al suolo, rappresentate da accelerazioni di riferimento e da spettri di risposta elastici, ovvero da veri e propri accelerogrammi; quindi si illustrano i criteri per la valutazione del comportamento delle opere di sostegno in presenza di azioni sismiche (EC8-5), soffermandosi in particolare sul metodo pseudostatico, trattato in maggior dettaglio nella normativa europea. Nella seconda parte del lavoro anzitutto si illustra una articolata applicazione dell'EC7-1 a muri e diaframmi in campo statico (da Aversa e Squeglia, 2003). Quindi si procede ad un più ampio studio della risposta di muri a gravità sotto azioni sismiche, esemplificativo per la realtà italiana, al fine di una comparazione fra i risultati forniti dalla normativa nazionale del D.M. LL.PP. del 16.1.96 (in seguito indicata come D.M. 1996) e quelli prodotti dalla normativa europea (EC7 ed EC8). Di fatto, nell'applicare l'EC8, si recepiscono i valori delle accelerazioni al suolo definiti nella recente zonazione sismica emanata con l'Ordinanza della PCM n. 3274 del 20 marzo 2003 (in seguito indicata come OPCM 3274).

2. EUROCODICE 7: OPERE DI SOSTEGNO

2.1. Premessa

L'Eurocodice 7, come noto, consta della Parte 1 (EC7-1), in cui sono definite le regole generali della progettazione delle opere geotecniche (afferenti alla Categoria 2), e della Parte 2, dedicata alle indagini e prove sul terreno. L'EC7-1 è il documento principale cui la commissione geotecnica SC7, del Technical Committee TC250 del Centro di Normazione Europea (CEN), ha lavorato sin dal 1990, portandolo finalmente alla sua approvazione definitiva; a tale documento si farà riferimento d'ora in poi nel presente capitolo.

Per un'introduzione più ampia all'EC7-1 si rimanda al contributo di Frank (2005), che ha presieduto l'SC7 fino al 2004, e che apre i lavori delle presenti CGT. Peraltro una efficace trattazione di inquadramento dello stesso documento e dei principi di base della nuova

progettazione geotecnica, cui conviene fare riferimento, è stata presentata da Scarpelli e Fruzzetti (2003), a seguito di un Workshop dedicato all'Eurocodice 7 e tenutosi a L'Aquila in occasione del XXI Convegno Nazionale di Geotecnica del 2002.

Nei paragrafi che seguono si richiameranno, invece, esclusivamente gli elementi essenziali alla comprensione delle successive applicazioni (approcci di progetto e relativi coefficienti parziali di sicurezza, e loro esemplificazione per muri di sostegno e diaframmi), facendo uso sistematico della terminologia e della simbologia definite negli Eurocodici, e già illustrate in dettaglio in precedenti lavori, cui si rimanda (Jappelli, 1996, e Scarpelli e Fruzzetti, 2003).

2.2. Stati limite, coefficienti parziali di sicurezza ed approcci di progetto

2.2.1. Progettazione agli stati limite

Come ben noto, la norma europea ha introdotto, anche per le opere geotecniche, la progettazione agli stati limite ultimo (ULS) e di servizio (SLS). In particolare, gli stati limite ultimi sono classificati in funzione del meccanismo di collasso e del tipo di fenomeno fisico che conduce al collasso dell'opera. Gli stati limite consistenti nella rottura od in eccessive deformazioni di elementi strutturali o del terreno sono identificati come *STR* o *GEO*, e sono quelli che saranno presi in esame nelle applicazioni alle opere di sostegno che seguiranno.

Per la verifica di un qualsiasi stato limite ultimo di tipo *STR* e *GEO*, si devono individuare il valore di progetto degli effetti di tutte le azioni, identificato come E_d , e il valore di progetto della corrispondente resistenza, identificato come R_d (ad esempio, nella verifica a scorrimento di un muro di sostegno, essi corrisponderebbero a valori, opportunamente calcolati, della componente orizzontale della forza agente al livello del piano di posa del muro, e della resistenza allo scorrimento sulla stessa superficie). Tali valori di progetto possono essere espressi simbolicamente come:

$$E_d = \gamma_E E \left\{ \gamma_F F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad (1)$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left\{ \gamma_F F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \quad (2)$$

in cui con γ si indicano i coefficienti di sicurezza parziali, che da un lato incrementano le azioni rappresentative F_{rep} (i coefficienti γ_F) ovvero l'effetto globale E delle azioni (il coefficiente γ_E), dall'altro riducono i valori "caratteristici" X_k delle singole caratteristiche di resistenza dei materiali (i coefficienti γ_M), ovvero riducono la resistenza R nella sua globalità (il coefficiente γ_R).

Il simbolo a_d nelle equazioni (1) e (2) indica genericamente i valori di progetto delle caratteristiche geometriche della struttura e del sottosuolo (tra queste ultime, ad esempio, rientra il livello della superficie libera di un'eventuale falda idrica). Tali valori si differenziano da quelli nominali, qualora si vogliano portare in conto eventuali incertezze nella loro determinazione (ad esempio del livello di falda, ovvero dell'altezza di scavo a valle di un diaframma).

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \quad (3)$$

Le azioni rappresentative F_{rep} sono pari a quelle caratteristiche, moltiplicate per il relativo coefficiente di combinazione ψ :

$$F_{rep} = \psi \cdot F_k \quad (4)$$

Questo coefficiente, pari ad uno per le azioni permanenti, assume valori minori o uguali all'unità per le azioni variabili. I valori di ψ sono definiti nell'EN 1990.

La verifica allo stato limite ultimo consiste nell'accertare che il valore di progetto degli effetti di tutte le azioni sia minore o uguale del valore di progetto della resistenza globale:

$$E_d \leq R_d \quad (5)$$

Pertanto, al contrario di quanto accade nelle verifiche tradizionali, in cui la sicurezza è concentrata in un unico coefficiente globale che interviene al termine del processo, nelle verifiche allo stato limite ultimo essa viene razionalmente allocata in più parti, nel corso della valutazione delle singole azioni e resistenze, laddove si ritiene risiedano reali margini di incertezza.

Pertanto è da osservare che stati limite ultimi possono essere attinti anche per spostamenti e/o deformazioni eccessivi della struttura in progetto o di opere adiacenti, come già evidenziato da Aversa (1996), e illustrato chiaramente in documenti di linee guida per la progettazione geotecnica in zona sismica (PIANC, 2001, e AGI, 2005, capitolo 12 sulle opere di sostegno a gravità). Pertanto in tali casi la verifica potrebbe consistere nel confronto del valore di progetto E_d dell'effetto delle azioni, espresso in termini di spostamento e/o deformazioni, con un valore C_d dello stesso parametro, ritenuto limite:

$$E_d = \gamma_E E \left\{ \gamma_F F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \leq C_d \quad (6)$$

Questo approccio assumerebbe particolare rilevanza in tutte quelle opere per le quali non è facile definire a priori un meccanismo di rottura (ad esempio, paratie pluriancorate) o per le quali si possono produrre situazioni ultime anche in assenza di un collasso dell'opera (Aversa, 1996).

L'espressione (6) è peraltro proposta esplicitamente nell'EC7-1 (par. 2.4.8) per la verifica di stati limite di servizio (SLS). In tal caso si raccomanda di adottare coefficienti parziali di sicurezza unitari; tali coefficienti, così come tutti i coefficienti "incasellati"¹, andrebbero comunque definiti nell'ambito dei documenti applicativi nazionali (*National Annex*). Evidentemente per le verifiche allo stato limite ultimo, il valore del parametro C_d sarebbe decisamente più basso di quello da imporre in una omologa verifica allo stato limite di servizio (ad esempio, si pensi al valore accettabile dello spostamento orizzontale di un muro nella verifica a scorrimento, che assumerebbe valori prossimi allo zero in condizioni di SLS, mentre potrebbe assumere valori di diversi centimetri in condizioni di ULS).

¹ Si definiscono incasellati (Jappelli, 1996) i valori dei coefficienti parziali di sicurezza inseriti tra parentesi quadre nell'EN1997-1, che potrebbero essere modificati in fase di recepimento della norma nei diversi Paesi.

Sempre nel par. 2.4.8 dell'EC7-1, si aggiunge che per casi semplici (per es. allorquando non venga esplicitamente richiesto di verificare un prefissato valore di spostamento o deformazione), potrebbe essere sufficiente accertare che sia mobilitata una frazione molto bassa della resistenza del terreno, per garantirsi deformazioni comunque accettabili e tali da verificare lo stato limite di servizio.

2.2.2. Coefficienti parziali di sicurezza

I coefficienti parziali di sicurezza, rappresentati simbolicamente nella equ. (2), assumono notazioni specifiche a secondo della loro particolare funzione. I coefficienti γ_F , che incrementano le azioni rappresentative F_{rep} , si suddividono a loro volta in due sottoinsiemi, distinti in funzione della tipologia delle azioni su cui agiscono: coefficienti γ_G per azioni (ed effetti delle azioni) permanenti, e coefficienti γ_Q per azioni (ed effetti delle azioni) variabili. I coefficienti γ_M , che agiscono sulle caratteristiche di resistenza dei terreni, si differenziano per: angolo di attrito (riducendone la tangente), coesione efficace e coesione non drenata (γ_ϕ , γ_c e γ_{cu} rispettivamente); coefficienti γ_M sono definiti anche per la resistenza a dilatazione laterale libera e per il peso dell'unità di volume del terreno (γ_{qu} e γ_γ). I coefficienti sulle resistenze γ_R si differenziano per le diverse opere geotecniche e, caso per caso, per i diversi cinatismi di rottura.

Ritornando alle verifiche dello stato limite ultimo, resta da definire in che modo utilizzare ed assortire i vari coefficienti di sicurezza parziali. Gli esperti della sottocommissione SC7, dopo lunghi travagli, hanno confezionato tre diversi modi di applicazione dei coefficienti parziali, denominati approcci di progetto DA1, DA2 e DA3. Nell'ambito di tali approcci, i coefficienti possono di volta in volta essere efficaci, incrementando o riducendo i parametri su cui agiscono, ovvero possono essere ininfluenti (assumendo valore unitario).

Allo scopo di una più facile utilizzazione dei coefficienti all'interno dei tre approcci di progetto, gli stessi coefficienti sono stati suddivisi in sottoinsiemi, in cui essi assumono diversi e specifici valori. In particolare, i valori dei coefficienti relativi alle azioni o agli effetti delle azioni (coefficienti γ_E e γ_F) sono stati selezionati nei gruppi A1 ed A2; quelli che agiscono sulle caratteristiche di resistenza del terreno (coefficienti γ_M) sono stati suddivisi in M1 ed M2; i valori dei coefficienti attinenti la resistenza globale (coefficienti γ_R) sono suddivisi nei gruppi R1, R2, R3 e R4.

L'EC7-1 propone una serie di valori per tutti i coefficienti dei diversi gruppi; questi sono tabellati nell'Annex A "*Partial factors for ultimate limit states*", cui si rimanda per un esame dettagliato. L'Annex A costituisce norma (è infatti definito *normative*); i valori dei coefficienti sono solamente "raccomandati", e pertanto potrebbero essere modificati nell'ambito dei *National Annexes* (così come tutti i valori cosiddetti "incasellati").

2.2.3. Approcci di progetto

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i diversi approcci di progetto DA1, DA2 e DA3, definiti nell'EC7-1, possono essere considerati quali metodi alternativi, ovvero come approcci complementari fra loro. A ciascun Paese competerà la scelta sulla loro utilizzazione, che potrà essere anche differenziata per le diverse tipologie di problemi geotecnici; le scelte operate dovranno essere formalizzate nel *National Annex* allegato all'Eurocodice.

Qui di seguito si illustrano sinteticamente i diversi *design approaches* DA, con i relativi gruppi dei valori dei coefficienti parziali di sicurezza da assumere.

Design Approach DA1

L'approccio di progetto DA1 implica una doppia verifica, con diverse combinazioni dei coefficienti parziali (ovviamente la verifica più cautelativa è quella che prevale):

- *Combination 1* (DA1C1), con coefficienti parziali γ_F che incrementano direttamente le azioni, ovvero i loro effetti (gruppo A1), ed invece coefficienti γ_M unitari sulle caratteristiche di resistenza del terreno (gruppo M1); il coefficiente γ_E sull'effetto globale delle azioni è unitario, così come il coefficiente γ_R sulla resistenza R globale (gruppo R1), con l'eccezione del caso dei pali e degli ancoraggi;
- *Combination 2* (DA1C2), con coefficienti parziali γ_M che riducono le caratteristiche di resistenza del terreno (gruppo M2, con qualche eccezione per pali e ancoraggi), ed invece coefficienti γ_F unitari per tutte le azioni, eccetto quelle variabili sfavorevoli (gruppo A2); il coefficiente γ_E ed il coefficiente γ_R sono gli stessi della Combinazione 1 (gruppo R1), sempre con eccezioni per pali e ancoraggi (gruppo R4).

Design Approach DA2

L'approccio di progetto DA2 contiene coefficienti parziali γ_F e γ_E che incrementano gli effetti delle azioni o direttamente l'effetto globale delle azioni (gruppo A1) e coefficienti γ_R che riducono la resistenza R globale (gruppo R2); sono invece unitari i coefficienti γ_M per le caratteristiche di resistenza (gruppo M1). E' da osservare che nel caso in cui il coefficiente del gruppo A1 operi direttamente sull'effetto globale delle azioni (coefficiente γ_E), allora l'approccio DA2 risulta praticamente analogo all'approccio tradizionale: infatti il prodotto del coefficiente γ_E per il coefficiente γ_R relativo alle resistenze può essere considerato equivalente ad un unico coefficiente globale, e risulterebbe in tal caso direttamente confrontabile con l'analogo coefficiente previsto dalla norma italiana.

Design Approach DA3

L'approccio di progetto DA3 è leggermente più articolato dei precedenti, essendo in pratica un misto delle Combinazioni 1 e 2 dell'Approccio DA1. In particolare, per quanto riguarda i coefficienti parziali γ_F che agiscono direttamente sulle azioni o sui loro effetti, questi sono efficaci (maggiori dell'unità) se le azioni provengono dalla struttura (gruppo A1) mentre sono unitari (gruppo A2) se le azioni sono dovute al terreno; sono ancora efficaci i coefficienti γ_M che riducono le caratteristiche di resistenza del terreno (gruppo M2). E' invece unitario il coefficiente parziale γ_E sull'effetto globale delle azioni, così come il coefficiente γ_R sulla resistenza globale (gruppo R3), con un'unica eccezione per la resistenza a sfilamento di pali in trazione.

2.3. Muri a gravità e diaframmi

2.3.1. Generalità

Le opere di sostegno sono trattate nel cap. 9 "*Retaining structures*" dell'EC7-1. Esse sono anzitutto classificate in "*gravity walls*", "*embedded walls*" e "*composite retaining structures*". Sono quindi elencati gli stati limite da considerare per tutte i tipi di opere, nonché quelli

specifici per le tre classi di cui sopra. Si identificano quindi tutte le possibili azioni sulle opere, i dati geometrici e le eventuali altre variabili di interesse ai fini progettuali.

I par. 9.5 e 9.6 sono dedicati alla determinazione delle pressioni esercitate dal terreno e dall'acqua, e quindi alla valutazione delle relative spinte. Si prendono in considerazione sia le condizioni di spinta a riposo, sia quelle limite attiva e passiva, sia condizioni intermedie fra la precedenti. Si rimanda poi all'*Annex C (informative)* "*Sample procedure to determine limit values of earth pressure on vertical walls*", in cui si riportano le formule di calcolo delle spinte attiva e passiva, e grafici per la individuazione dei relativi coefficienti di spinta, nel caso semplice di pareti verticali. Lo stesso *Annex C* fornisce anche indicazioni sulla valutazione della spinta in condizioni intermedie: essa risulta funzione della percentuale di spostamento relativo parete-terrapieno rispetto agli spostamenti necessari alla mobilitazione delle spinte limite. A tal uopo, per il caso di parete verticale e terrapieno incoerente con superficie superiore orizzontale, sono infine indicati i valori di tali spostamenti limite espressi in rapporto all'altezza della parete, tabellati in funzione del tipo di movimento della parete e del grado di addensamento del terreno.

Finalmente negli ultimi due paragrafi 9.7 e 9.8 si affronta la progettazione agli stati limite ultimi e di servizio.

In particolare, per quanto riguarda gli stati limite ultimi (ULS), si prescrivono:

- la verifica della stabilità globale (dell'insieme struttura, terreni spingenti, terreni di fondazione) per la quale poi si rimanda al cap. 11 "*Overall stability*";
- la verifica del collasso della fondazione per i muri a gravità, comprensiva della verifica a carico limite e di quella allo scorrimento, per le quali poi si rimanda al cap. 6 "*Spread foundations*";
- la verifica del collasso per rotazione dei diaframmi (*embedded walls*);
- la verifica al punzonamento dei diaframmi;
- le verifiche al collasso degli elementi strutturali;
- le verifiche al collasso degli ancoraggi;

Tutti i tipi di collasso su elencati sono corredati di illustrazioni dei diversi modi e cinatismi di rottura nelle figure dalla 9.2 alla 9.6 dello stesso capitolo, cui si rimanda.

2.3.2. Approcci di progetto per muri a gravità e diaframmi

Nel par. 2.2.3. sono stati illustrati gli approcci di progetto, che prevedono una utilizzazione alquanto articolata dei molteplici coefficienti parziali di sicurezza. Nel presente paragrafo si illustra la esemplificazione di tali approcci per i due casi semplici di opere di sostegno, muro a gravità e paratia libera, che saranno poi oggetto delle applicazioni di calcolo.

In Fig. 1 è illustrato il caso di una struttura a mensola, che si studia tipicamente come muro a gravità con "parete" interna verticale; si assume che la superficie limite del terrapieno sia orizzontale, e che su di essa non siano applicati carichi esterni. Per questo semplice caso sono rappresentate, nella figura, le modalità di utilizzazione dei coefficienti di sicurezza parziali per i diversi *design approaches* DA1C1 e DA1C2, DA2, e DA3 (coincidente, nel caso specifico, con il DA1C2) ai fini del calcolo delle azioni e delle resistenze di progetto. Si può facilmente verificare la congruenza con le regole illustrate al par. 2.2.3..

Qualche perplessità è stata sollevata da diversi Autori (Aversa e Squeglia, 2003, e Scarpelli e Fruzzetti, 2005) circa l'applicazione del coefficiente γ_f nell'ambito dell'approccio DA1C1, in

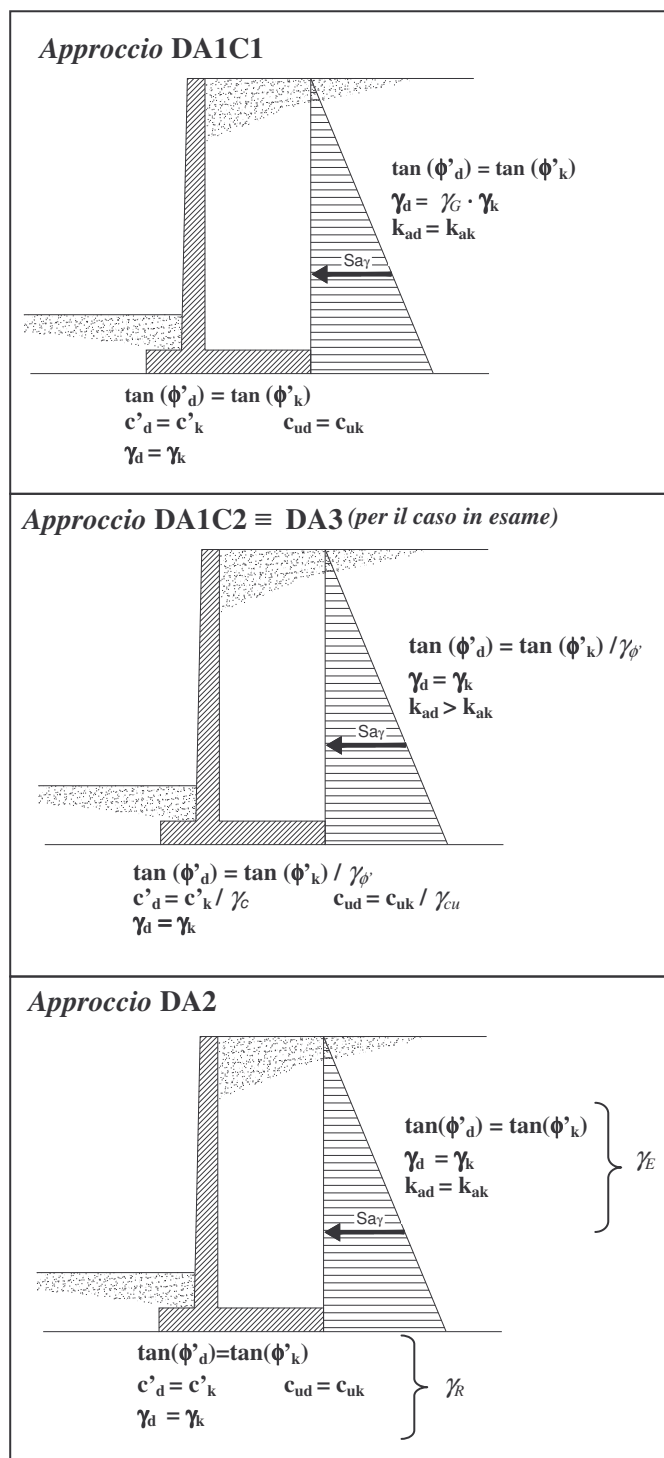
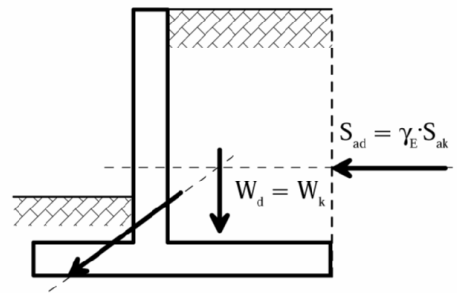
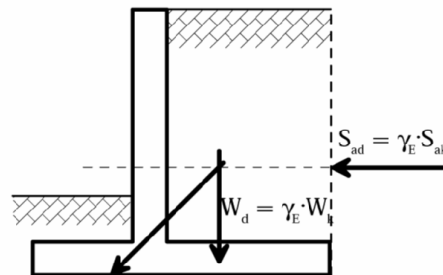


Fig. 1: Approcci di progetto e coefficienti parziali di sicurezza per un semplice muro a gravità.

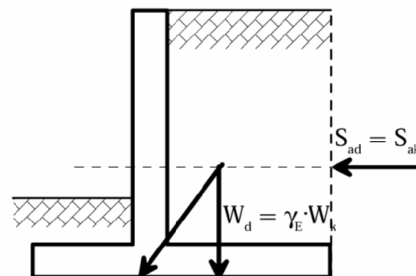
quanto potrebbero essere lecite due differenti interpretazioni: esso potrebbe agire sia sul peso dell'unità di volume del terreno che spinge, ovvero, considerando come azione la spinta, essere applicato direttamente su quest'ultima. Tale perplessità, peraltro, nel caso in esame è del tutto ininfluenza, essendo lineare la relazione tra il peso dell'unità di volume e la spinta del terreno. In ogni caso, sembra sia da preferire la seconda soluzione, in accordo con la tabella



Ipotesi 1



Ipotesi 2



Ipotesi 3

Fig. 2: Muro di sostegno. Approccio 2 (DA2): diverse ipotesi di applicazione (da Aversa e Squeglia, 2003).

A2.2 dell'Annex A dell'EC7, che propone un valore unitario per il coefficiente γ_γ del peso dell'unità di volume del terreno.

Dubbi concreti, invece, restano ancora allorché si opera la verifica a carico limite. In particolare nell'applicazione del *design approach* DA2 non è chiaro a quale effetto delle azioni debbano essere applicati i coefficienti amplificativi γ_F : infatti essi potrebbero incrementare sia la sola spinta del terrapieno, sia la spinta ed il peso della struttura (muro più terreno poggiante sulla mensola interna della sua base), sia esclusivamente il peso della struttura (vedi Fig. 2), dando luogo a risultati significativamente differenti, come bene illustrato da Aversa e Squeglia (2003).

Passando ai diaframmi, nelle Figure da 3 a 6 (da Aversa e Squeglia, 2003) è illustrata l'applicazione degli approcci di progetto al semplice caso di paratia libera, immersa in terreno incoerente, ed in assenza di carichi esterni applicati. Ancora una volta si può verificare la congruenza con le regole illustrate al par 2.2.3; è da notare l'incremento dell'altezza di scavo da quella caratteristica H_k , a quella di progetto H_d , per effetto del coefficiente di sicurezza parziale sulle caratteristiche geometriche.

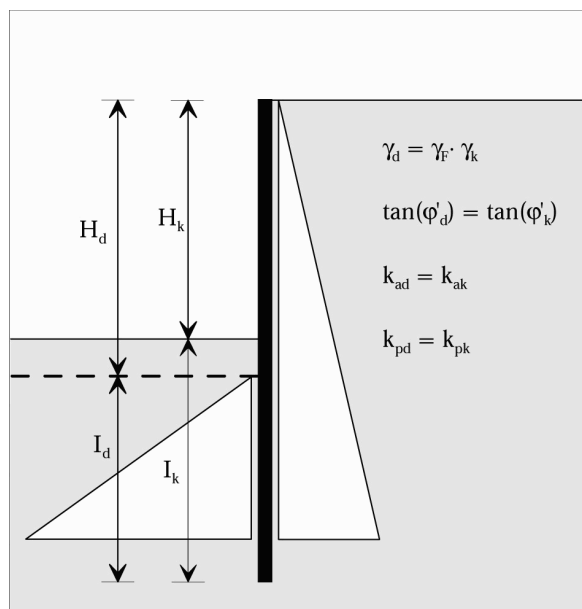


Fig. 3: Paratia libera. Applicazione della Combinazione 1 dell'Approccio 1 (DA1C1) (da Aversa e Squeglia, 2003).

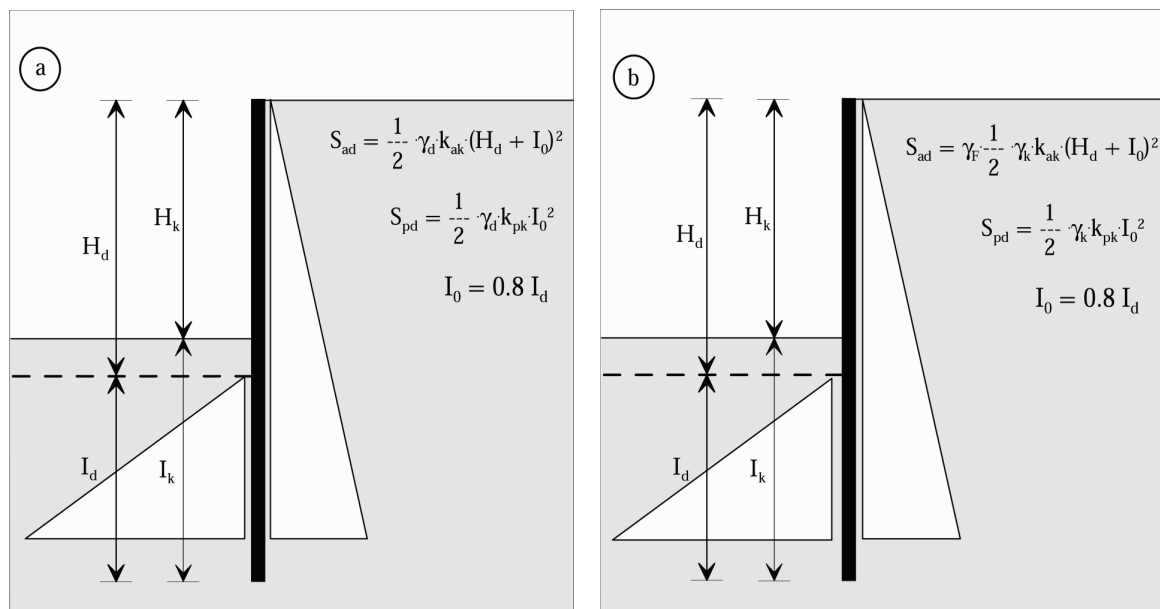


Fig. 4: Paratia libera. Applicazione della Combinazione 1 dell'Approccio 1 (DA1C1): a) ipotesi H1 e b) ipotesi H2 (da Aversa e Squeglia, 2003).

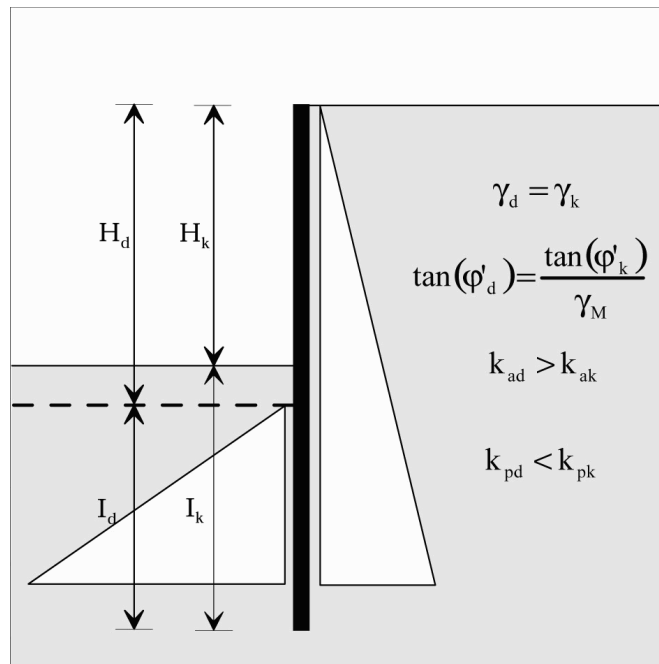


Fig. 5: Paratia libera. Applicazione della Combinazione 2 dell'Approccio 1 (DA1C2), coincidente, nel caso specifico, con l'Approccio 3 (DA3) (da Aversa e Squeglia, 2003).

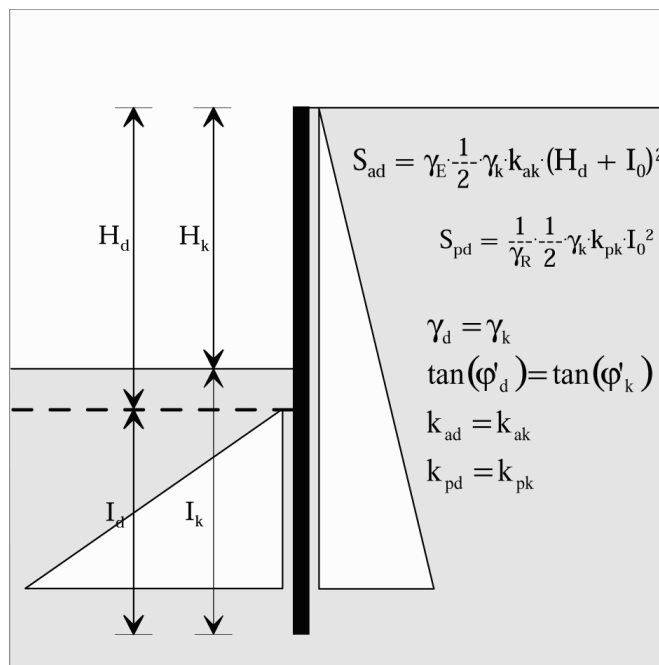


Fig. 6: Paratia libera. Applicazione dell'Approccio 2 (DA2) (da Aversa e Squeglia, 2003).

Anche nel caso della paratia, però, nasce una perplessità analoga a quella illustrata per il muro a gravità, quando si va ad utilizzare il coefficiente γ_F nell'ambito dell'approccio DA1C1 (vedi fig. 4). Esso infatti potrebbe essere applicato al peso dell'unità di volume ovvero alla spinta intesa come azione: la scelta non sarebbe però influente, come accade invece per il muro, in quanto l'applicazione di γ_F al peso produrrebbe un incremento sia della spinta attiva, sia della spinta passiva; al contrario, applicando il coefficiente direttamente all' "azione" spinta, esso incrementerebbe solo quella attiva e non quella passiva (da considerare come una resistenza). Tra le due diverse ipotesi di applicazione (identificate in Fig. 5 come H1 ed H2), la seconda, più cautelativa, è a parere dello scrivente quella da preferire.

E' il caso infine di osservare che, anche per la paratia in esame, l'applicazione del *design approach* DA3 è del tutto equivalente a quella della Combinazione 2 dell'approccio DA1.

3. EUROCODICE 8: OPERE DI SOSTEGNO

3.1. Premessa

L'Eurocodice 8, come noto, si sviluppa in 6 Parti, in cui dapprima si illustrano gli aspetti generali della progettazione in zona sismica, e poi si affrontano gli aspetti peculiari della progettazione per le singole categorie di opere, già trattate in "campo statico" negli Eurocodici precedenti.

Nel presente lavoro si farà riferimento esclusivamente alla Parte 1 (EC8-1), in cui sono definiti i principi generali della progettazione antisismica ed i criteri per la valutazione delle azioni sismiche (nonché le regole specifiche per gli edifici), ed alla Parte 5 (EC8-5), dedicata alle opere ed alle questioni geotecniche. Per una più ampia introduzione ai due documenti si rimanda allo specifico contributo presentato alle CGT da Faccioli (2005), che è stato presidente della sottocommissione europea dell'SC8 che ha redatto la su citata Parte 5.

Un parziale inquadramento dell'EC8-1 e dell'EC8-5 è contenuto anche in un lavoro dello scrivente (Simonelli, 2003), preparato a seguito del già citato Workshop sull'Eurocodice 7 del XXI Convegno Nazionale di Geotecnica. A tale lavoro si farà costantemente riferimento nel seguito, nell'illustrare gli elementi essenziali della trattazione sull'azione sismica e sulla progettazione delle opere di sostegno, funzionali alla comprensione dell'applicazione che seguirà (par. 5).

3.2. EC8-1: Definizione dell'azione sismica

3.2.1. Terremoti di progetto e requisiti prestazionali

Nel cap. 2 dell'EC8-1, "*Performance requirements and compliance criteria*", si definiscono due diversi livelli di prestazione, e relativi requisiti, che le opere devono assicurare in presenza di due terremoti di differente intensità:

- *No-collapse requirement* : la struttura deve essere in grado di sopportare azioni sismiche "gravose" senza evidenziare fenomeni di collasso globale o locale, rimanendo pertanto integra dal punto di vista strutturale ed in grado di assicurare una residua capacità di resistenza anche dopo il sisma. Tale prestazione è richiesta per la cosiddetta azione sismica di progetto, che è individuata dalla combinazione di due termini:

- a. l'azione sismica di riferimento, cui corrisponde o una determinata probabilità di eccedenza (P_{NCR}) in un periodo di riferimento di 50 anni, ovvero l'equivalente periodo di ritorno (T_{NCR})²;
- b. il fattore di importanza γ_I , che tiene conto del livello di protezione richiesto per l'opera³;
- *Damage-limitation requirement* : la struttura deve sopportare le azioni sismiche senza patire alcun danno e conseguentemente limitazioni nella sua fruibilità. Evidentemente tale prestazione è richiesta sotto l'azione di un sisma meno gravoso di quello di progetto, definito nel caso precedente, e quindi più probabile, che può essere individuato come l'azione sismica cui corrisponde o una determinata probabilità di eccedenza (P_{DLR}) in un periodo di 10 anni, ovvero, l'equivalente periodo di ritorno (T_{DLR})⁴.

3.2.2. Pericolosità sismica ed amplificazione locale

Nel capitolo 3 “*Ground conditions and seismic actions*” si propongono criteri per la definizione dell'azione sismica decisamente innovativi ed originali rispetto alle precedenti normative nazionali, sia per quanto attiene alla definizione della pericolosità macrosismica, sia per quanto riguarda gli effetti di amplificazione locale.

E noto infatti che le classificazioni sismiche tradizionali sono scaturite essenzialmente dalle mappe di intensità macrosismica, a loro volta basate sulla osservazione degli effetti indotti dai terremoti in superficie, sull'ambiente fisico, sui manufatti ed anche sulle persone (vedi ad esempio le varie scale di intensità Mercalli). La normativa italiana tradizionale più recente, codificata nel D.M. 1996, e utilizzabile ancora oggi per un periodo transitorio, classifica le aree sismiche in tre categorie (I, II e III) caratterizzate da diversi gradi di sismicità (12, 9 e 6), cui corrispondono i cosiddetti coefficienti sismici C , pari rispettivamente a 0.1, 0.07 e 0.04.

In sostanza la classificazione sismica, e le azioni che congruentemente si determinano, derivano da una osservazione del fenomeno terremoto che potremmo definire “dall'alto” ed “a posteriori” (Simonelli, 2003): fisicamente “dall'alto”, poiché si osservano sia l'ambiente fisico sia quello costruito, e cronologicamente “a posteriori”, cioè dopo che il terremoto ha prodotto i suoi danni, che però sono funzione non solo della intensità del fenomeno, ma anche della “vulnerabilità” dell'ambiente fisico e costruito.

Il ruolo delle condizioni “locali” dei terreni del sottosuolo è contemplato attraverso il cosiddetto coefficiente di fondazione ε , che incrementa le azioni sismiche del 30% per il solo caso di depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 m, soprastanti terreni coesivi o litoidi con caratteristiche meccaniche significativamente superiori. Tale coefficiente costituisce quindi una sorta di numero magico, che si basa esclusivamente sulla natura del deposito, e non su valutazioni quantitative delle reali caratteristiche meccaniche dei terreni.

² I valori della P_{NCR} o dell'equivalente T_{NCR} devono essere definiti dai singoli Paesi (fra i cosiddetti *Nationally Determined Parameters, NDP*) nell'ambito dei propri documenti allegati alla norma europea (*National Annex*). I valori suggeriti sono $P_{\text{NCR}} = 10\%$ e $T_{\text{NCR}} = 475$ anni.

Si ricorda che i valori della probabilità di eccedenza P e del periodo di ritorno T sono legati dalla relazione:

$$T = -T_L / \ln(1-P)$$

dove T_L è il periodo di riferimento (nel caso su esaminato pari a 50 anni).

³ Sostanzialmente il valore di γ_I produce l'effetto di una congruente variazione del periodo di ritorno dell'evento sismico di riferimento.

⁴ I valori della P_{DLR} o dell'equivalente T_{DLR} devono essere definiti dai singoli Paesi nell'ambito dei *National Annex*. I valori suggeriti sono $P_{\text{DLR}} = 10\%$ e $T_{\text{DLR}} = 95$ anni.

Nell'approccio adottato dall'EC8-1, invece, la valutazione della sismicità di un'area scaturisce da una osservazione del fenomeno sismico che potremmo definire “dal basso” ed “a priori” (Simonelli, 2003): fisicamente “dal basso”, poiché si osserva il moto sismico nel momento in cui affiora, dal basso, sulla superficie libera di una formazione rigida, e cronologicamente “a priori”, poiché si quantifica il moto sismico atteso, in termini di accelerazioni, prima che esso produca i suoi effetti sull'ambiente fisico e costruito.

In definitiva la norma europea identifica il terremoto atteso attraverso l'accelerazione massima con cui si manifesta, al termine del viaggio dalla sorgente sismica, alla superficie di una formazione rigida affiorante.

L'effetto di amplificazione “locale” dovuta alla eventuale presenza di terreni sciolti posti a ricoprimento della formazione rigida, è valutato in modo semplice ma certamente più razionale rispetto al D.M. 1996. Sono infatti individuati diversi tipi di sottosuolo, in funzione della natura e di specifici parametri di comportamento meccanico dei terreni, che modificano il segnale sismico, sia nella sua accelerazione di picco, attraverso coefficienti amplificativi, sia nel suo contenuto in frequenza, attraverso l'adozione di forme spettrali differenziate, che vanno ad ancorarsi alle accelerazioni di picco attese in superficie.

3.2.3. Classificazione dei tipi di sottosuolo

Ai fini della valutazione dell'amplificazione locale, sono individuati 7 diversi tipi di sottosuolo, di cui i primi 5 sono identificati con le lettere da A ad E, e gli altri due come S1 ed S2. Per ciascuno di essi sono sinteticamente descritti i profili stratigrafici, ed i valori di specifici parametri meccanici, così come riportato nella versione originale della Tabella 1.

A partire dal sottosuolo tipo A, classificabile praticamente come rigido, si succedono sottosuoli a rigidezza via via decrescente, fino ai tipi S1 ed S2, molto deformabili e finanche suscettibili di fenomeni di rottura per la sola azione sismica. Per ciascuno dei primi 5 sottosuoli (da A ad E) si propongono serie di parametri caratterizzanti il moto sismico in superficie; al contrario per i sottosuoli S1 ed S2 si richiede di effettuare studi specifici per la determinazione delle azioni sismiche.

Il parametro meccanico certamente più significativo per la caratterizzazione del tipo di sottosuolo è la cosiddetta “*average shear wave velocity*” $v_{s,30}$, che è una sorta di velocità equivalente, e non media (Simonelli, 2003), delle onde di taglio nei primi 30 m di sottosuolo:

$$v_{s,30} = 30 / \sum_{i=1,N} (h_i/v_i) \quad (7)$$

in cui h_i e v_i sono rispettivamente lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (in m/s) a piccole deformazioni distorsionali ($\gamma \leq 10^{-5}$) dello i -esimo degli N strati del sottosuolo.

La formulazione, analoga a quella della permeabilità in serie dei sottosuoli stratificati, privilegia il contributo degli strati più deformabili, fornendo una velocità equivalente $v_{s,30}$ sensibilmente condizionata dalle velocità più basse presenti nei primi 30 m di sottosuolo. Tuttavia essa non riesce a tenere conto della reale successione degli strati, che può condizionare significativamente la risposta sismica locale.

In Tabella 1 vengono proposti, quali parametri di classificazione del sottosuolo, anche il numero di colpi N_{SPT} di una prova penetrometrica Standard Penetration Test, e la coesione non drenata c_u . E' da rilevare però che non è indicato come risalire, dai valori puntuali di N_{SPT} e c_u misurati nei primi 30 m di sottosuolo, ad un unico valore, rappresentativo dell'intero banco, da confrontare con quelli caratteristici indicati in tabella.

Tab. 1: Tipi di sottosuolo (EN 1998-1, 2003).

Ground Type	Description of stratigraphic profile	Parameters		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (blows/30cm)	c_u (kPa)
A	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface	> 800	-	-
B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of m in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth	360 – 800	> 50	> 250
C	Deep deposits of dense or medium dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of m	180 – 360	15 - 50	70 – 250
D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil	< 180	< 15	< 70
E	A soil profile consisting of a surface alluvium layer with $V_{s,30}$ values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with $v_{s,30} > 800$ m/s			
S1	Deposits consisting – or containing a layer at least 10 m thick – of soft clays/silts with high plasticity index ($PI > 40$) and high water content	< 100 (indicative)	-	10 – 20
S2	Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A –E or S1			

3.2.4. Accelerazioni di riferimento e zonazione sismica

Dopo aver trattato dell'amplificazione locale e delle classi di sottosuolo, sempre nel cap. 3 si definisce poi il criterio per la zonazione della pericolosità sismica a livello nazionale.

Si sancisce che ciascun Paese dovrà zonare il proprio territorio in funzione del *local hazard*, cioè della pericolosità sismica locale, che si dovrà assumere costante nell'ambito di ciascuna zona. La pericolosità sismica di un sito è sintetizzata in un unico parametro, la *reference peak ground acceleration on type A ground*, a_{gR} . Essa è la massima accelerazione attesa su suolo rigido (tipo A), con riferimento al periodo di ritorno T_{NCR} corrispondente al *no-collapse requirement*, ovvero con riferimento all'equivalente probabilità di eccedenza P_{NCR} in un periodo di riferimento di 50 anni (vedi par. 3.2.1)⁵. A tale periodo di ritorno si associa un fattore di importanza γ_I unitario. Una rappresentazione del significato fisico della *reference peak ground acceleration* a_{gR} è fornita nella sezione schematica di Figura 7.

⁵ Si rammenta che i valori del periodo di ritorno T_{NCR} e dell'equivalente probabilità di eccedenza P_{NCR} dovranno essere ridefiniti (o confermati) a livello nazionale nei *National Annexes*.

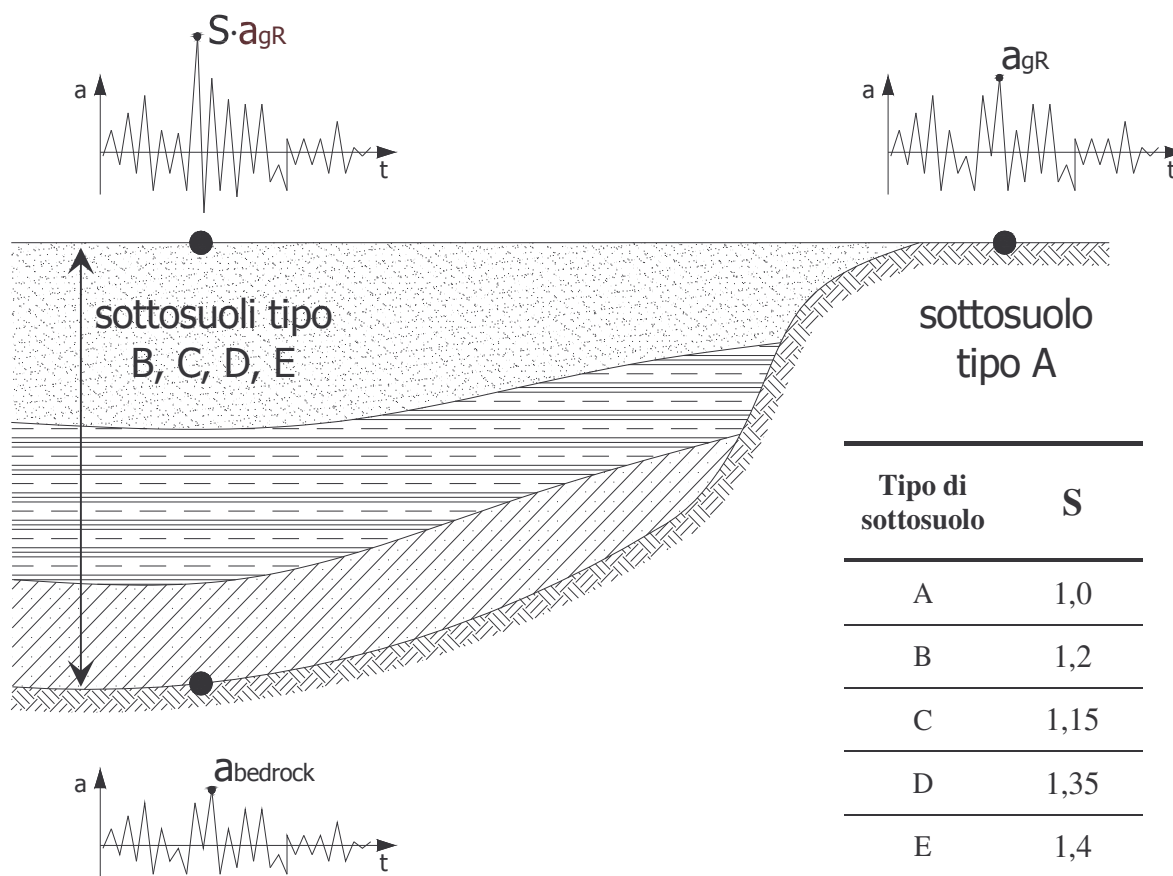


Fig. 7: Rappresentazione schematica del significato delle accelerazioni (al *bedrock* ed in superficie) e dei tipi di sottosuolo con relativi valori del *soil factor* S .

Ciascun singolo Paese redigerà quindi la mappa di zonazione nazionale in termini di *reference peak ground acceleration on type A ground* a_{gR} ; tali mappe saranno incluse nei relativi *National Annexes* ⁶. Se la particolare opera in progetto richiede un più alto livello di protezione, si considererà congruentemente un periodo di ritorno maggiore di quello di riferimento, attraverso la scelta di un fattore di importanza γ_I maggiore dell'unità; si definirà in tal modo una *design ground acceleration on type A ground*, a_g , diversa dalla *reference peak ground acceleration* (essendo $a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$).

Si aggiunge che in caso di *low seismicity*, cioè di bassa sismicità, è possibile utilizzare, per particolari situazioni di sottosuolo o categorie strutturali, procedure di progettazione ridotte o semplificate. In una nota si precisa che tali situazioni particolari andranno definite dai singoli Paesi nei rispettivi *National Annexes*. Si suggerisce inoltre di considerare situazioni di bassa sismicità quelle per le quali si valuta una *design ground acceleration on type A ground*, a_g , non maggiore di $0.08 \cdot g$ (con g si indica l'accelerazione di gravità), oppure il prodotto della accelerazione a_g per il coefficiente S (*soil factor*, di cui si dirà più diffusamente nel seguito) non maggiore di $0.1 \cdot g$.

⁶ Per tali parametri, ovviamente, non esistono valori proposti dalla normativa europea.

Si aggiunge infine che in caso di *very low seismicity*, cioè di sismicità molto bassa, non è necessario applicare le norme dell'EC8. In una nota si precisa che anche tali situazioni andranno definite dai singoli Paesi nei rispettivi *National Annexes*. Si suggerisce di considerare situazioni di sismicità molto bassa quelle per le quali si valuta una *design ground acceleration on type A ground*, a_g , non maggiore di $0.04 \cdot g$, oppure il prodotto della accelerazione a_g per il coefficiente S non maggiore di $0.05 \cdot g$.

3.2.5. Rappresentazione dell'azione sismica

Alla fine del capitolo 3 “*Ground conditions and seismic actions*” si illustrano le diverse forme di rappresentazione dell'azione sismica. Si definiscono anzitutto le rappresentazioni principali, costituite dai diversi spettri elastici che si ancorano alla *design ground acceleration* a_g , e che sono essenziali per le analisi strutturali degli edifici.

Finalmente, al par. 3.2.3, si trattano le rappresentazioni alternative dell'azione sismica, costituite da “*ground acceleration time-histories and related quantities (velocity and displacement)*”. Si forniscono in particolare le regole di utilizzazione degli accelerogrammi, con specifico riferimento a quelli artificiali ed a quelli registrati o simulati. La norma europea introduce così ufficialmente l'utilizzazione di questa rappresentazione diretta del moto sismico atteso, essenziale per l'implementazione di modelli di analisi molto efficaci per lo studio e la soluzione di diversi problemi geotecnici, tra cui la stabilità dei pendii e delle opere di sostegno in condizioni sismiche.

3.3. EC8-5: Premessa ai capitoli sulle opere geotecniche

La Parte 5 dell'EC8 si sviluppa in 7 capitoli (più 5 *Annexes*), in cui si affrontano la progettazione delle fondazioni e delle opere di sostegno, ed i diversi problemi di natura geotecnica, in presenza di azioni sismiche.

Nella parte introduttiva (cap.1 “*General*”) si ribadisce la complementarietà dell'EC8 con l'Eurocodice 7, che tratta i problemi geotecnici in campo statico; in tal modo si “importano” automaticamente tutti i principi ed i concetti di carattere generale esposti nell'EC7. Si puntualizza inoltre che le norme dell'EC8-5 sono da applicarsi a varie tipologie di manufatti, oggetto di altre parti dell'EC8, vale a dire edifici (EC8-1), ponti (EC8-2), silos, serbatoi e tubazioni (EC8-4), torri, antenne e ciminiere (EC8-6).

Il cap. 2 “*Seismic action*”, molto breve, rimanda praticamente a quanto definito nell'EC8-1. E' importante sottolineare un ulteriore breve richiamo sulla utilizzazione degli accelerogrammi per la analisi nel dominio del tempo, pertinente con l'oggetto del presente lavoro: nell'ambito di analisi che includano calcoli di deformazioni permanenti del suolo, risulta opportuno utilizzare, quale moto sismico, accelerogrammi registrati nei siti durante terremoti reali, per tenere conto dell'effettivo contenuto in frequenza dei segnali, e delle reali correlazioni tra le componenti orizzontali e verticale del moto.

Il cap. 3 “*Ground properties*” è dedicato alle proprietà meccaniche dei terreni (relativamente a resistenza, rigidezza e smorzamento). In particolare, per quanto riguarda la resistenza, si afferma che in generale si possono adoperare i valori delle caratteristiche adottati nelle condizioni statiche non drenate. Si può operare pertanto in tensioni totali, utilizzando la resistenza a taglio non drenata c_u per terreni coesivi (eventualmente modificata per tenere

conto della velocità di applicazione dei carichi e degli effetti della degradazione ciclica), ovvero la resistenza a taglio ciclica non drenata $\tau_{cy,u}$ per terreni incoerenti. In alternativa si può operare in tensioni efficaci, utilizzando i relativi parametri di resistenza e valutando contemporaneamente le pressioni neutre indotte dai carichi ciclici.

Si elencano poi i simboli dei coefficienti di sicurezza parziali per le diverse caratteristiche di resistenza (γ_M), precisando, in nota, che i relativi valori saranno definiti da ciascun Paese nei *National Annexes*, e che i valori raccomandati dalla norma europea sono:

- $\gamma_{cu} = 1.4$ per la resistenza a taglio non drenata di terreni coesivi;
- $\gamma_{\tau_{cy}} = 1.25$ per la resistenza a taglio ciclica non drenata di terreni incoerenti
- $\gamma_{\phi} = 1.25$ per l'angolo di attrito interno (in tensioni efficaci).

Nel capitolo 4 “*Requirements for siting and foundation soils*” si affronta il problema della scelta del sito e quello della caratterizzazione dei terreni di fondazione. In particolare, per quanto concerne la scelta del sito, si affrontano i problemi della eventuale presenza di faglie, della stabilità dei pendii e della liquefazione. Nei capitoli 5 (“*Foundation system*”) e 6 (“*Soil-structure interaction*”) si trattano le fondazioni e l'interazione terreno-struttura.

Un inquadramento appena più ampio dei contenuti dei capitoli da 4 a 6 è riportato in Simonelli (2003). Trattazioni più ampie su questi argomenti saranno oggetto di specifici contributi alle CGT, cui si rimanda.

3.4. EC8-5, cap. 7: *Earth retaining structures*

3.4.1. Considerazioni generali

Il capitolo 7 dell'EC8-5 è dedicato alle opere di sostegno. Nella parte introduttiva è subito introdotto chiaramente un concetto molto importante: sono ammessi spostamenti permanenti del manufatto (derivanti da scorrimento e/o rotazione) a patto che essi siano compatibili con i requisiti funzionali e/o estetici dell'opera. Ciò costituisce un presupposto essenziale per l'applicazione di criteri di progetto che valutino la prestazione dell'opera, sotto sisma, proprio in termini di deformazioni e spostamenti indotti.

Seguono alcune considerazioni circa la scelta ed il progetto dell'opera, per i quali si rimanda anche al cap. 9 dell'EC7-1, dedicato appunto alle opere di sostegno. In particolare si evidenzia la necessità di una corretta realizzazione del terrapieno a tergo dell'opera (scelta di idonea granulometria del materiale e di efficaci metodi di compattazione). Si raccomanda che l'efficienza del sistema di drenaggio sia assicurata anche in presenza di spostamenti transitori e permanenti (ammessi appunto in condizioni sismiche), e che esso sia esteso ben al di sotto della potenziale superficie di rottura a tergo dell'opera, soprattutto nel caso di terreni incoerenti.

Ultimo concetto importante riguarda il “*supported soil*”, per il quale si impone che sia verificata a priori l'assoluta sicurezza rispetto a potenziali fenomeni di liquefazione. Ciò è senza dubbio importante; tuttavia, a parere dello scrivente, tale precauzione andrebbe estesa a tutti i terreni che interagiscono con l'opera di sostegno (quindi anche quelli di fondazione e, nel caso di diaframmi, a tutti i terreni spingenti). Infatti la casistica dei danni indotti dai terremoti sulle opere di sostegno dimostra che la causa preminente è proprio la liquefazione dei terreni di fondazione, ovvero di quelli situati a tergo o a valle dell'opera (vedi terremoto di Great Hanshin del 1995, ben documentato nel volume edito dal PIANC, 2001).

3.4.2. Metodi di analisi

Il par. 7.3 “*Methods of analysis*” è dedicato appunto ai metodi di analisi delle opere di sostegno. E’ subito da osservare che dopo una breve, ma importante premessa, esso è interamente dedicato al metodo pseudostatico.

Nella importante premessa si sancisce che un qualsiasi metodo consolidato, che sia basato su procedure tipiche della dinamica dei terreni e delle strutture, e che sia suffragato dal conforto dell’esperienza e delle osservazioni sperimentali, è in linea di principio accettabile per la verifica della sicurezza di un’opera di sostegno. Questa premessa è importante, perché di fatto apre le porte alla utilizzazione di metodi d’analisi più recenti (basati ad esempio sulla caratterizzazione dell’azione sismica mediante *time-histories*) e diversi da quelli tradizionalmente contemplati nelle precedenti normative (metodi pseudostatici).

Vengono poi elencati gli aspetti di cui ogni metodo d’analisi dovrebbe tenere conto: comportamento non lineare dei terreni, forze d’inerzia di tutte le masse che interagiscono col sistema opera-terreno, effetti idrodinamici indotti sull’acqua (libera o di porosità) se presente, compatibilità delle deformazioni del terreno e dell’opera.

Dopo la importante premessa sulla liceità di utilizzazione di qualsiasi metodo d’analisi consolidato, si passa ai cosiddetti “*Simplified methods*”, con la trattazione dettagliata dell’analisi pseudostatica.

3.4.3. Metodi semplificati: l’analisi pseudostatica

Come detto sopra, l’EC8 illustra, quale metodo d’analisi, esclusivamente il metodo pseudostatico, sviluppato nel dettaglio nel par. 7.3.2 (integrato da un corposo *Annex E*).

La trattazione si apre con la descrizione del modello opera-terreno per il quale è applicabile il metodo d’analisi, ed in particolare delle condizioni necessarie per la mobilitazione delle spinte attiva e passiva, ovvero della spinta a riposo; quindi si concentra sulla definizione dettagliata dell’azione sismica e delle spinte di progetto del terreno e dell’acqua.

- Azione sismica

L’azione sismica viene rappresentata da una serie di forze statiche equivalenti, orizzontali e verticali, date dal prodotto dei pesi delle masse in gioco per i cosiddetti coefficienti sismici.

Le azioni sismiche in direzione verticale possono agire sia verso l’alto, sia verso il basso; si deve adottare di volta in volta il verso cui corrispondono gli effetti più sfavorevoli.

L’elemento originale, e certamente positivo, nella determinazione delle forze sismiche, consiste nella dipendenza della loro intensità dallo spostamento tollerabile e realmente consentito dall’opera (che d’ora in avanti si indicherà come spostamento ammissibile).

In assenza di studi specifici, il coefficiente sismico orizzontale k_h , tramite il quale si calcolano le forze pseudostatiche, è così definito:

$$k_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g \cdot r) = \alpha \cdot S / r \quad (8)$$

dove r è un coefficiente che tiene conto della eventuale ammissibilità di spostamenti per l’opera e, come già detto in precedenza, a_{gR} è l’accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante, γ_I è il fattore di importanza ed S è il *soil factor*. Con il simbolo α si indica il rapporto $(a_{gR} \cdot \gamma_I / g)$, dove il numeratore $(a_{gR} \cdot \gamma_I)$ rappresenta la *design ground acceleration on type A ground*, a_g .

Il coefficiente k_h si assume costante con la profondità, per muri⁷ di altezza fino a 10 m. Il coefficiente sismico verticale k_v è definito in funzione di k_h , e vale:

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (9)$$

quando il rapporto fra le accelerazioni di progetto verticale ed orizzontale (a_{vg} / a_g) è maggiore di 0.6, viceversa vale:

$$k_v = \pm 0.33 \cdot k_h \quad (10)$$

Per quanto concerne il coefficiente r che appare nella equ. (8), esso riduce il valore del coefficiente sismico k_h , e quindi delle forze pseudostatiche, al crescere dello spostamento orizzontale ammissibile per l'opera, secondo quanto indicato nella Tab. 2, riportata nella sua versione originale.

Tab. 2: EC8-5: valori del coefficiente r per il calcolo del coefficiente sismico orizzontale.

Type of retaining structure	r
Free gravity walls that can accept a displacement up to $d_r = 300 \alpha S$ (mm)	2
Free gravity walls that can accept a displacement up to $d_r = 200 \alpha S$ (mm)	1.5
Flexural reinforced concrete walls, anchored or braced walls, reinforced concrete walls founded on vertical piles, restrained basement walls and bridge abutments	1

In sostanza dalla tabella si desume che r assume valore unitario per opere che possono tollerare spostamenti praticamente trascurabili, mentre assume valori di 1.5 e 2 al crescere dello spostamento ammissibile. I valori di soglia d_r , con cui confrontare lo spostamento tollerabile dall'opera, sono proporzionali all'accelerazione di picco in superficie (αS) attesa al sito, e pertanto variano in funzione del tipo di sottosuolo e della zona sismica in cui è ubicata la struttura.

E' da osservare tuttavia che la tabella lascia qualche dubbio nella sua interpretazione; infatti non è chiaro se i valori d_r costituiscano i limiti superiori (o inferiori) entro (o oltre) i quali è valida la condizione posta per il coefficiente r .

In particolare, se le espressioni per d_r individuano i limiti superiori, allora l'interpretazione dello scrivente si concretizzerebbe nel diagramma di Fig. 8a), con il dubbio residuo di quale valore del coefficiente r adottare per muri capaci di tollerare spostamenti maggiori di $300 \alpha S$ (mm). In tale ipotesi, a parere dello scrivente, la condizione di $r = 2$ dovrebbe valere per tutti i muri capaci di tollerare spostamenti maggiori di $200 \alpha S$ (mm), e nel diagramma dovrebbe essere eliminata la semiretta $d_r = 300 \alpha S$.

In caso contrario, se le espressioni per d_r rappresentano i limiti inferiori, l'interpretazione darebbe luogo al diagramma di Fig. 8b), con l'incertezza sul valore di r per muri che tollerano spostamenti apprezzabili ma comunque inferiori a $200 \alpha S$ (mm); inoltre, vi sarebbe l'ulteriore

⁷ Spesso, nell'ambito della trattazione sull'analisi pseudostatica, la norma si riferisce specificamente ai muri, sebbene il capitolo sia dedicato alle opere di sostegno in generale.

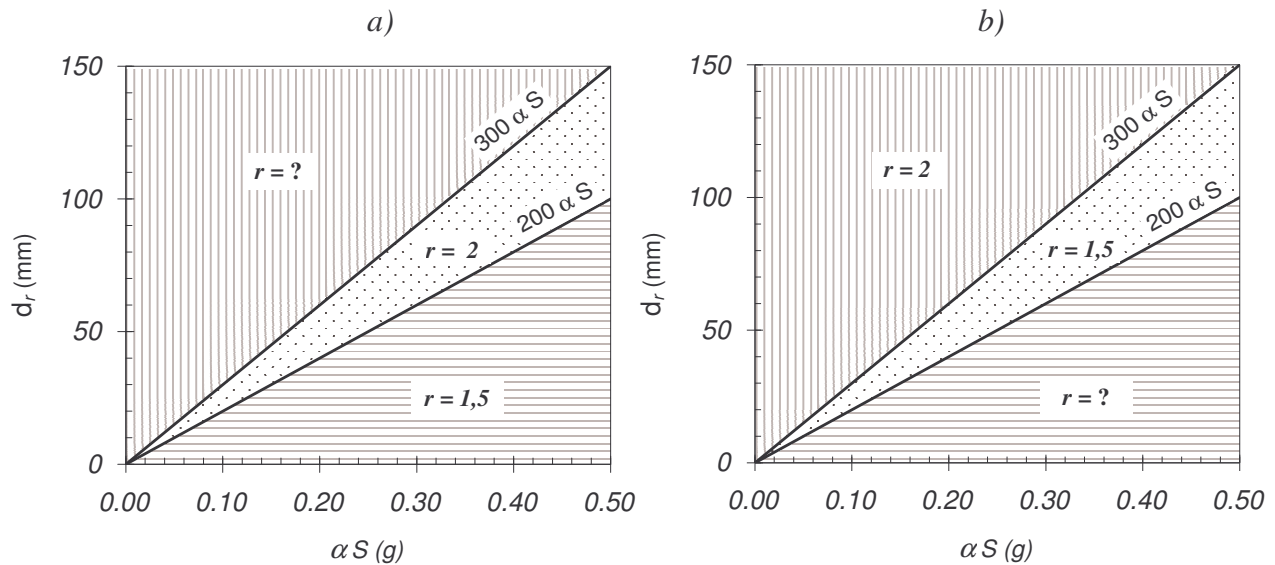


Fig. 8: Interpretazioni grafiche a) e b) della Tab. 2, sulla relazione tra coefficiente r , spostamento tollerabile dal muro (*free gravity wall*) ed accelerazione massima in superficie.

conseguenza di una condizione di applicabilità del valore $r = 2$ piuttosto restrittiva, in quanto richiederebbe la capacità, per i muri, di tollerare spostamenti decisamente cospicui (come si vedrà successivamente nella applicazione della norma, al par. 5).

Viene poi precisato che per terreni incoerenti saturi, suscettibili di forti incrementi di pressione neutra in condizioni sismiche, non si dovrebbe assumere un valore del coefficiente r maggiore dell'unità, ed il coefficiente di sicurezza a liquefazione non dovrebbe essere inferiore a 2.

Quindi si rimanda all'*Annex E*, per ulteriori raccomandazioni relative a strutture di altezza superiore a 10 m. Per tali strutture, l'*Annex E* suggerisce di effettuare un'analisi di propagazione mono-dimensionale *free-field* delle onde sismiche, allo scopo di derivare, dalla reale distribuzione delle accelerazioni massime a tergo dell'opera, un unico valore equivalente della accelerazione da assumere per la determinazione del coefficiente k_h .

Il paragrafo si chiude con la precisazione che per muri che non siano a gravità si può trascurare l'effetto delle accelerazioni verticali sulla struttura.

- Spinte di progetto del terreno e dell'acqua

La valutazione della spinta del terreno, in condizioni sismiche, viene fatta con esplicito riferimento ai muri, nell'ipotesi di mobilitazione dello stato di equilibrio limite attivo a tergo della struttura, ed eventualmente considerando la presenza della massa di terreno davanti al piede del muro stesso, in stato di equilibrio limite passivo⁸.

La formulazione della spinta di progetto totale E_d (statica più dinamica) è piuttosto articolata; ad essa è praticamente dedicata gran parte dell'*Annex E* (punti da E3 ad E7). Nel seguito essa viene illustrata con l'ausilio dello schema rappresentato in Fig. 9; la spinta E_d si calcola come:

⁸ Il contributo della spinta passiva può essere considerato solo nell'ipotesi di un preliminare "trattamento" del terreno davanti al muro (clausola (5) del par. 5.4.1.1 sulla verifica a scorrimento delle fondazioni superficiali).

$$E_d = 0.5 \cdot \gamma^* \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd} \quad (11)$$

in cui γ^* è il peso dell'unità di volume del terreno (meglio specificato nel seguito), k_v è il coefficiente sismico verticale, K è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico), H è l'altezza del muro, E_{ws} è la spinta dell'acqua in condizioni statiche ed E_{wd} è l'incremento di spinta dell'acqua in condizioni dinamiche.

Il primo termine di E_d rappresenta sostanzialmente la spinta dello scheletro solido del terreno ("inglobante" o meno l'acqua di porosità, come sarà spiegato meglio nel seguito).

Il coefficiente K si calcola alla Mononobe (1929) e Okabe (1926) (vedi fig. 9⁹); il significato dei simboli presenti nella espressione è illustrato nella sezione schematica dell'insieme muro-terreno. E' necessario aggiungere che con θ si è indicata l'inclinazione, rispetto alla verticale, della risultante delle forze di massa agenti sul cuneo di terreno a tergo del muro; con φ'_d si indica il valore di progetto dell'angolo di attrito interno del terreno (in tensioni efficaci), pari al valore caratteristico dell'angolo di attrito (φ'_k) diviso il coefficiente di sicurezza parziale γ_ϕ ; analogamente con δ_d si vuole indicare il valore di progetto dell'angolo di attrito terramuro, affetto dal relativo coefficiente di sicurezza parziale.

A questo punto è opportuno sottolineare che l'adozione, nella formula del coefficiente K , di coefficienti di sicurezza parziali riduttivi delle caratteristiche di resistenza, sottintenderebbe l'adozione della Combinazione 2 dell'approccio DA1 (DA1 C2), ovvero l'adozione del DA3; sarebbero a priori escluse le applicazioni della combinazione DA1C1, e dell'approccio DA2, che prevedono invece valori unitari per i coefficienti suddetti. Ciò non appare congruente con l'impostazione filosofica dell'Eurocodice 7, che propone i diversi approcci; potrebbe invece rappresentare una scelta del normatore, che però dovrebbe essere dichiarata esplicitamente.

Ritornando al coefficiente di spinta K è da dire che, contrariamente a quanto accade nella teoria di Mononobe e Okabe, qui esso assume differenti valori per le diverse formulazioni dell'angolo θ e del peso dell'unità di volume del terreno γ^* , che sono funzione della presenza o meno dell'acqua di porosità, e delle condizioni di vincolo di questa rispetto allo scheletro solido, sotto l'azione del sisma. Come si vede in Fig. 9, i casi previsti sono tre, e si prestano alle interpretazioni che seguono.

In sintesi, nel caso di falda assente, γ^* coincide con il peso dell'unità di volume naturale del terreno γ . L'angolo θ è quello relativo a forze d'inerzia proporzionali, sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, al peso γ (per cui quest'ultimo scompare dall'espressione di $\tan\theta$, di cui moltiplica sia il numeratore sia il denominatore); quindi l'acqua, presente in misura ridotta nei pori tra i granelli, appesantisce gli stessi incrementandone le forze d'inerzia (essendo stata "pesata" all'interno del γ naturale). In tal caso, ovviamente, sia E_{ws} sia E_{wd} sono nulli.

Negli altri due casi la falda è invece presente, dapprima in terreno a bassa permeabilità, poi in terreno a permeabilità elevata anche sotto i carichi sismici. E' subito da precisare che in entrambi i casi la spinta è calcolata in condizioni tipicamente "drenate", con variazioni di pressioni neutre nulle, come testimoniato dall'adozione, nel primo termine di E_d , del peso dell'unità di volume immerso del terreno (γ'), alleggerito della sottospinta idraulica; solo in condizioni drenate, infatti, le tensioni efficaci sono calcolabili mediante il peso alleggerito γ' .

⁹ In figura è riportata, per semplicità, solo l'espressione del coefficiente di spinta attiva K valida per la condizione più ricorrente, cioè per $\beta \leq (\varphi'_d - \theta)$. Non è invece riportata l'espressione del coefficiente di spinta passiva, per la quale si rimanda al testo della norma

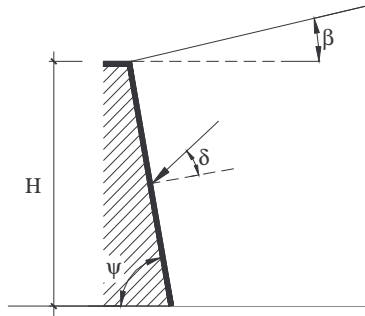

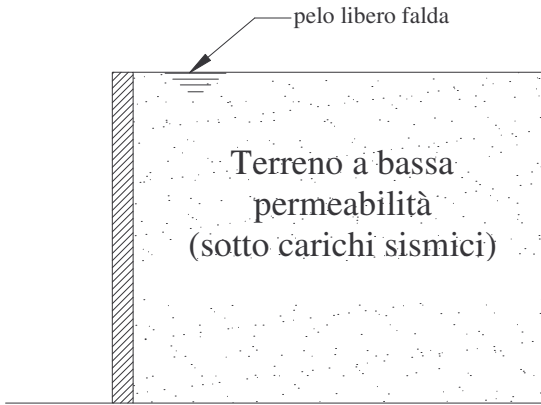
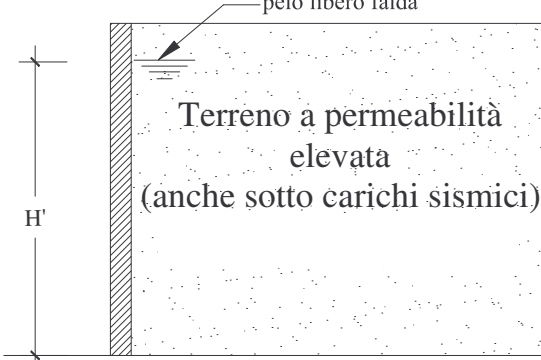
<p>Spinta: $E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd}$</p> <p>Coefficiente di spinta attiva (statico+dinamico):</p> $K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$ <p>per $\beta \leq \phi'_d - \theta$</p>		
 <p>Falda Assente</p>	<p>$\gamma^* = \gamma$</p> <p>$\tan \vartheta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$</p> <p>$E_{wd} = 0$</p>	
 <p>Terreno a bassa permeabilità (sotto carichi sismici)</p>	<p>$\gamma^* = \gamma - \gamma_w = \gamma'$</p> <p>$\tan \vartheta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$</p> <p>$E_{wd} = 0$</p>	
 <p>Terreno a permeabilità elevata (anche sotto carichi sismici)</p>	<p>$\gamma^* = \gamma - \gamma_w = \gamma'$</p> <p>$\tan \vartheta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$</p> <p>(Steedman & Zeng, 1990)</p> <p>$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H'^2$</p>	

Fig. 9: EC8: spinta attiva del terreno in condizioni sismiche e spinta dinamica dell'acqua.

Esaminando ora il caso specifico di terreno saturo a bassa permeabilità (minore di $5 \cdot 10^{-4}$ m/s), nel primo termine di E_d compare, come detto, il peso alleggerito del terreno ($\gamma^* = \gamma'$). Congruentemente, la spinta statica dell'acqua è calcolata a parte ($E_{ws} \neq 0$). Per quanto riguarda le forze d'inerzia, contemplate (nel primo termine) mediante la $\tan \theta$, si considera che la componente orizzontale (a numeratore dell'espressione) sia proporzionale al peso totale di volume (indicato in Fig. 9 sempre come γ), poiché per effetto della bassa permeabilità del terreno l'acqua è costretta a muoversi in uno con lo scheletro solido; in definitiva, l'azione dinamica dell'acqua è implicitamente considerata nell'adozione del γ totale, ed è $E_{wd} = 0$. La componente verticale delle forze d'inerzia (al denominatore) è invece proporzionale al peso alleggerito γ' , ed è considerata diretta o verso l'alto o verso il basso (per tenere conto della situazione più sfavorevole).

Nel caso di terreno saturo a permeabilità elevata, nella spinta dello scheletro solido compare sempre, ovviamente, il peso alleggerito del terreno ($\gamma^* = \gamma'$), e congruentemente la spinta statica dell'acqua è considerata a parte ($E_{ws} \neq 0$). Per quanto riguarda le forze d'inerzia, questa volta, essendo l'acqua libera di muoversi indipendentemente dallo scheletro solido, la componente orizzontale a numeratore della $\tan \theta$ è proporzionale esclusivamente al peso secco di volume (γ_d in Fig. 9); la componente verticale a denominatore rimane invece inalterata (proporzionale al γ'). Ovviamente, in questo caso, l'azione dinamica dell'acqua viene considerata a parte ($E_{wd} \neq 0$).

Tornando alle prescrizioni di carattere generale sulla spinta del terreno, si stabilisce che la risultante delle azioni dinamiche a tergo dell'opera deve essere posta a metà dell'altezza del muro, a meno che non si effettuino al proposito studi più dettagliati.

Per muri liberi di ruotare intorno al piede, la risultante delle azioni dinamiche può essere applicata allo stesso punto in cui agisce la spinta statica.

Quindi, relativamente all'attrito fra terreno e parete interna del muro (precedentemente indicato col simbolo δ), la norma prescrive che per le pressioni statiche e dinamiche si può considerare una inclinazione, rispetto alla normale al muro, al massimo pari a $2/3$ dell'angolo di attrito φ' del terreno nel caso di stato attivo, mentre si deve assumere una inclinazione nulla nel caso di stato di spinta passiva.

Per quanto concerne infine la eventuale presenza di acqua libera a valle dell'opera, si impone di tenere conto della massima variazione (positiva o negativa) della pressione dell'acqua rispetto a quella idrostatica, conseguente alla oscillazione del liquido. A tal proposito, sempre nell'*Annex E* (punto E8) viene fornita una espressione per valutare la pressione idrodinamica al variare della profondità, a partire dal pelo libero dell'acqua; essa è funzione ancora una volta del coefficiente sismico orizzontale k_h , nonché dell'altezza del battente d'acqua.

3.4.4. Verifiche di stabilità e di resistenza

Il cap. 7 si chiude con le verifiche di stabilità e le verifiche di resistenza strutturali.

Per quanto concerne le prime, si sancisce che devono essere verificate la stabilità globale e la “*local soil failure*” (ovvero la verifica della fondazione).

Per la verifica della stabilità globale si rimanda al cap. 4 dell'EC8-5 “*Requirements for siting and foundation soils*”, laddove si tratta la stabilità dei pendii.

Per la verifica allo stato ultimo delle fondazioni si sancisce che dovranno essere esaminati i meccanismi di scorrimento e quello di rottura per carico limite. Non viene invece considerato il meccanismo di ribaltamento, cinematicamente possibile per muri di sostegno, ed

espressamente indicato nella normative geotecniche tradizionali, come quella italiana emanata col D.M. LL.PP. dell'11.03.88. Invero, seppure in generale la verifica a ribaltamento risulta meno gravosa (ovvero meno cautelativa) delle altre due, esistono in principio casi limite in cui essa potrebbe condizionare il progetto dell'opera, per cui non si concorda con la scelta operata di eliminarla a priori.

4. APPLICAZIONE DELL'EC7 A MURI DI SOSTEGNO E DIAFRAMMI IN CAMPO STATICO

4.1. Premessa

In questa parte si illustra, come detto nell'introduzione, una breve sintesi di una articolata applicazione dell'EC7-1 ad opere di sostegno in campo statico (da Aversa e Squeglia, 2003); per uno esame di dettaglio dell'applicazione, si rimanda al lavoro originale degli Autori.

Aversa e Squeglia hanno applicato i vari *design approaches* (DA) della normativa europea a due casi semplici di muro di sostegno e di paratia; i calcoli sono stati eseguiti in forma parametrica, allo scopo di confrontare sia i diversi approcci tra loro, sia gli stessi con la normativa italiana vigente del D.M. dell'8.3.1988.

Nell'applicare i DA, gli Autori hanno utilizzati i valori "incasellati" dei coefficienti parziali di sicurezza indicati nell'Appendice A dell'EC7-1. Nel confronto tra norma europea ed norma italiana, hanno assunto che i valori caratteristici dei parametri geotecnici della norma europea siano coincidenti con quelli utilizzati nei calcoli condotti nel rispetto della norma italiana.

4.2. Muro di sostegno

Lo schema del muro di sostegno preso in considerazione, e le caratteristiche geotecniche dei terreni sono illustrate in Fig. 10. Le dimensioni della sezione sono espresse come funzione dell'altezza del muro H e della base B . Per semplicità la superficie limite del terrapieno è stata considerata orizzontale, e si è operato in assenza di sovraccarichi permanenti o variabili sul terrapieno.

E' stato eseguito uno studio parametrico, assumendo sempre come terrapieno spingente un materiale incoerente, a comportamento drenato; per il terreno di fondazione, invece, sono state considerate tre diverse configurazioni: terreno incoerente, in condizioni di drenaggio libero, sia in assenza di falda sia con falda coincidente con il piano di fondazione, e terreno a grana fina sotto falda, in condizioni non drenate. Inoltre, per la configurazione con terreno di fondazione incoerente, nei calcoli parametrici, al variare dell'angolo di attrito in fondazione, si sono assunti per il terrapieno sia un valore fisso dell'angolo di attrito, sia lo stesso valore del terreno di fondazione. Per ciascuno dei tre principali meccanismi di stato limite ultimo (scorrimento, ribaltamento e carico limite) sono stati applicati tutti gli approcci di progetto della norma europea (vedi Fig. 1); è da osservare, peraltro, che per ciascuno dei DA sono state adottate diverse ipotesi di applicazione dei coefficienti parziali (in parte illustrate prima al par. 2.3.2), che rendono leggermente più complessa l'interpretazione dei risultati.

Le analisi sono state condotte ricercando la minima larghezza di base adimensionalizzata B/H che verificasse la disequazione (5). Analogamente è stata applicata la normativa italiana, ricercando i valori di B/H che soddisfacessero le verifiche a scorrimento, ribaltamento e carico limite, con i coefficienti globali di sicurezza imposti dal D.M. 1988.

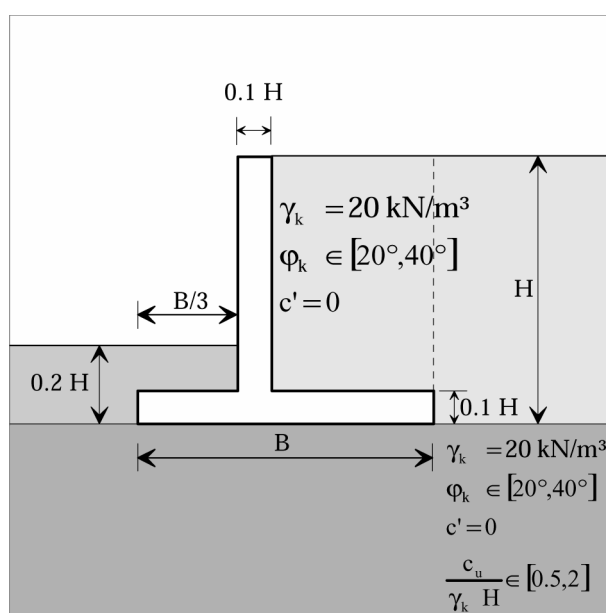


Fig. 10: Schema del muro di sostegno dello studio parametrico di Aversa e Squeglia (2003).

I risultati dello studio parametrico sono stati riassunti con criterio in molteplici tabelle, di facile lettura, che forniscono il valore del rapporto B/H in funzione delle caratteristiche meccaniche del terrapieno (angolo di attrito caratteristico ϕ'_k) e del terreno di fondazione (angolo di attrito caratteristico ϕ'_k o coesione non drenata caratteristica adimensionalizzata $c_{uk} / \gamma_k \cdot H$). Di volta in volta, nelle tabelle, è stato anche evidenziato lo stato limite vincolante per il dimensionamento della base B .

Inoltre, per alcune delle configurazioni studiate, i risultati dei calcoli sono stati diagrammati allo scopo di evidenziare più chiaramente le relazioni fra i diversi approcci di progetto. Rimandando all'articolo originale per la disamina dei diagrammi e delle tabelle, che formano un insieme alquanto corposo, qui si riassumono solo le principali conclusioni dello studio.

Per quanto concerne il *design approach* DA1, l'applicazione della Combinazione C1 risulta più cautelativa per le verifiche in condizioni drenate, mentre l'applicazione della C2 (coincidente, per il caso in esame, con il DA3) risulta più cautelativa per quelle non drenate.

Per quanto concerne il *design approach* DA2, le diverse ipotesi di applicazione dei coefficienti parziali nelle verifiche a carico limite (vedi Fig. 2) incidono fortemente sui risultati, e non è possibile trarre conclusioni generalizzabili, almeno per le verifiche in condizioni drenate. Si può certamente convenire, però, sulla opportunità di fare chiarezza sulle modalità applicative del DA2 per le verifiche a carico limite.

Per quanto concerne invece il confronto con la Normativa Italiana, si può concludere che gli approcci della normativa europea sono più cautelativi, sia nelle verifiche in condizioni drenate, sia in quelle non drenate.

4.3. Paratia libera

Lo schema di paratia libera studiato, ed i valori assunti per le caratteristiche geotecniche, sono rappresentati in Fig. 11. Il sottosuolo è costituito da terreni incoerenti; si è esaminata solo la condizione di drenaggio libero. La falda è assente ovvero coincidente con il piano di scavo.

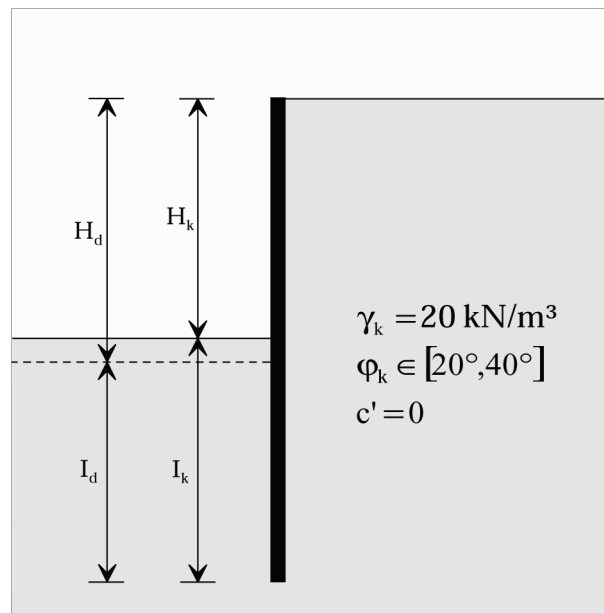


Fig. 11: Schema della paratia libera dello studio parametrico di Aversa e Squeglia (2003).

I valori dei coefficienti di spinta attiva e passiva sono stati determinati in accordo con il metodo illustrato nell'Annex C dell'EC7-1; l'angolo di attrito δ dell'interfaccia terreno-struttura è stato considerato nullo nel calcolo della spinta attiva, mentre si è assunto pari a $0.66 \phi'$ nel calcolo della spinta passiva. Gli stessi valori dei coefficienti di spinta sono stati utilizzati nelle verifiche condotte seguendo la pratica corrente italiana (PI). Per semplicità, non sono stati ipotizzati sovraccarichi permanenti o variabili agenti sul terreno.

Per tale configurazione, è stato esaminato lo stato limite ultimo con rotazione della paratia intorno ad un punto posto intorno alla sua estremità inferiore, confrontando il momento prodotto dalla spinta attiva (effetto delle azioni), con il momento stabilizzante della spinta passiva (resistenza), calcolati rispetto al punto di rotazione.

Sono stati applicati i diversi approcci progettuali dell'EC7-1, secondo le modalità illustrate al par. 2.3.2; congruentemente, nel seguito, essi saranno identificati con le sigle DA1C1(H1) e DA1C1(H2) (vedi Fig. 4), DA1C2 (coincidente con DA3) (vedi Fig. 5) e DA2 (vedi Fig. 6). Per quanto concerne l'altezza di scavo, gli Autori, dopo aver incrementato il valore di progetto H_d rispetto a quello nominale H_k , hanno ritenuto opportuno ridurre della stessa quantità la lunghezza di infissione (da I_k a I_d)¹⁰.

Le analisi sono state condotte ricercando, per ogni *design approach*, la minima lunghezza di infissione adimensionalizzata I_k/H_k che verificasse la disequazione (5). Analogamente, nell'applicare la pratica corrente italiana (PI) si è ricercato il valore del rapporto I_k/H_k che verificasse due diversi valori dei coefficienti globali di sicurezza (1.5 e 2.0, definiti come rapporto tra il momento della spinta passiva e quello della spinta attiva).

I risultati delle analisi sono sintetizzati nelle Figg. 12 e 13 (da Aversa e Squeglia, 2003). In particolare è stato diagrammato il rapporto I_k/H_k al variare dell'angolo di attrito del terreno, per i diversi approcci di progetto e per le due differenti configurazioni di falda adottate.

¹⁰ Gli Autori hanno ritenuto inoltre di non dover applicare alcuna modifica alla geometria dello scavo nei calcoli condotti con la pratica italiana, in quanto non esplicitamente prevista in ambito nazionale.

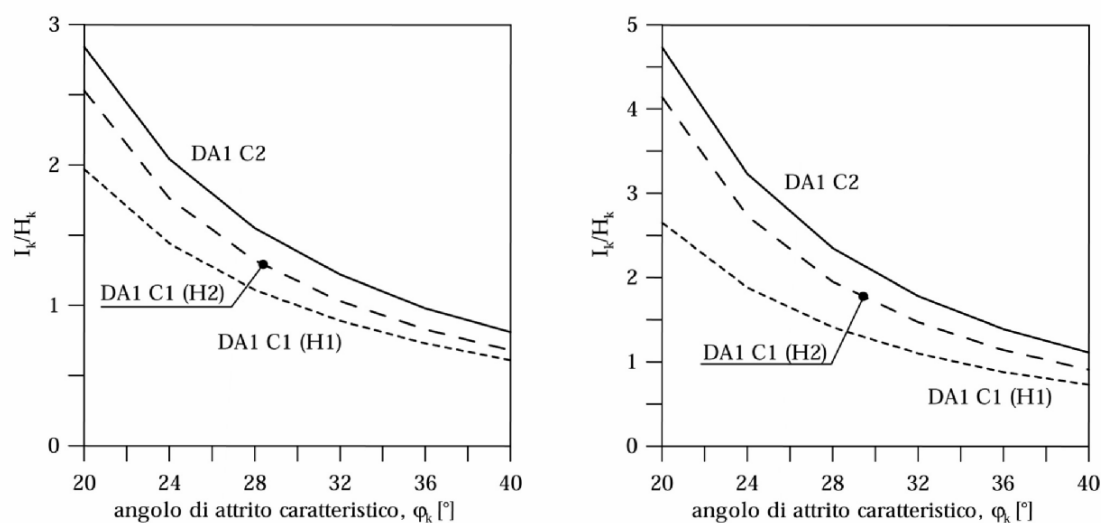


Fig. 12: Paratia libera di fig. 11. Confronto, nell'ambito dell'Approccio 1 (DA1), delle lunghezze di infissione adimensionalizzate: falda assente (*a sinistra*) e falda al piano di scavo (*a destra*) (da Aversa e Squeglia, 2003).

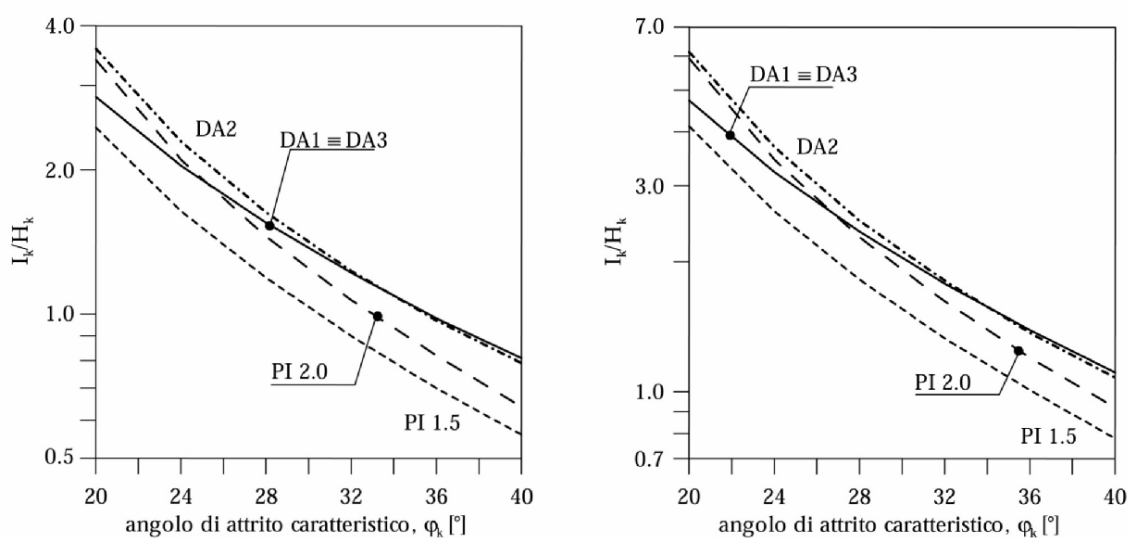


Fig. 13: Paratia libera di fig. 11. Confronto delle lunghezze di infissione adimensionalizzate, ottenute con l'EC7 (DA) e la normativa italiana (PI, con coefficienti di sicurezza 1.5 e 2.0): falda assente (*a sinistra*) e falda al piano di scavo (*a destra*) (da Aversa e Squeglia, 2003).

In Fig. 12 sono confrontati i risultati ottenuti con l'approccio DA1. Per quanto riguarda la Combinazione 1, ovviamente l'ipotesi H2 è più cautelativa della H1; in ogni caso la verifica condizionante è quella relativa alla Combinazione 2.

Confrontando poi tutti i *design approaches* insieme per ciascuna delle due posizioni della falda (Fig.13), emerge che essi darebbero luogo a lunghezze di infissione non molto differenti fra loro. In particolare, l'approccio più cautelativo sarebbe, per un primo intervallo di valori

dell'angolo di attrito (fino a 32° - 34°), il DA2; per valori più alti di ϕ_k , risulta più cautelativo l'approccio DA3, che coincide con il DA1 (in quanto quest'ultimo interviene con la Combinazione 2). Infine, dal confronto con i risultati ottenuti nella pratica italiana (PI), risulta una maggiore congruenza con quelli che impongono un coefficiente globale pari a 2.0. In ogni caso, le lunghezze di infissione che si determinano sono sempre inferiori a quelle relative al più cautelativo dei *design approaches*; che sono fortemente penalizzati dell'assunzione di valori più gravosi dell'altezza di scavo di progetto (H_d).

5. APPLICAZIONE DELL'EC8 (E DELL'EC7) A MURI DI SOSTEGNO IN ZONA SISMICA

5.1. Impostazione dell'applicazione

5.1.1. Premessa

In questo capitolo si illustrerà una articolata applicazione dell'Eurocodice sismico EC8 (ed implicitamente di quello statico EC7) alle opere di sostegno, con l'obiettivo principale di studiare gli effetti prodotti dalla normativa europea, ed in particolare dai nuovi criteri per la valutazione della pericolosità e delle azioni sismiche. A tal fine si è ritenuto conveniente studiare il caso semplice di muro a gravità, per il quale risulta certamente più chiaro ed efficace il confronto con la normativa nazionale preesistente.

L'applicazione si è sviluppata in due fasi successive. In un primo momento si è rivolta l'attenzione al metodo pseudostatico proposto nell'EC8, ed al confronto dei relativi risultati con quelli ottenuti dall'approccio pseudostatico tradizionale. Operativamente, si è scelto di procedere al dimensionamento di 4 "muri di riferimento", in base alle regole di progetto nazionali, e di sottoporre gli stessi a verifica sismica mediante i nuovi criteri della normativa europea. Per applicare quest'ultima, si è reso necessario integrarla parzialmente con la più recente normativa italiana nota come OPCM 3274 (di cui si dirà meglio nel prossimo paragrafo). I risultati di questo studio sono in parte illustrati nel citato lavoro dello scrivente (Simonelli, 2003), cui si farà ampio riferimento nel seguito.

Successivamente, allo scopo di acquisire ulteriori elementi per una più efficace valutazione dei risultati dello studio pseudostatico, si è ritenuto opportuno integrare il lavoro, analizzando il comportamento dei muri mediante un approccio pseudodinamico, leggermente più sofisticato ma certamente più razionale di quello pseudostatico, ed applicato conformemente a quanto suggerisce la stessa normativa europea (nell'EC8-1 e nell'EC8-5). Preliminarmente si è proceduto alla definizione di un appropriato input sismico, sotto forma di *time-histories* accelerometriche, sulla base dei dati registrati in occasione dei terremoti italiani del Friuli (1976) e dell'Irpinia (1980). Parte dei risultati di questa seconda fase dello studio è oggetto di un recente lavoro di Simonelli e Lafratta (2005), cui si attingerà ampiamente nel prosieguo.

5.1.2. Azioni sismiche e Normative di riferimento

Per il progetto e la verifica dei muri con la normativa italiana tradizionale, si è fatto riferimento alle prescrizioni del D.M. LL.PP. dell'11.3.88, in campo statico, e del D.M. LL.PP. del 16.1.96, in campo sismico. Si è pertanto utilizzato il metodo pseudostatico del D.M. 1996 che calcola le forze statiche equivalenti al sisma, agente soltanto in direzione

orizzontale, in funzione dei coefficienti C , pari a 0.1, 0.07 e 0.04 rispettivamente in I, II e III categoria sismica (come già detto al par. 3.2.1).

Le procedure di verifica dei muri (allo stato limite ultimo) secondo la normativa sismica europea sono state illustrate nel precedente par. 3. Per l'applicabilità dei metodi descritti, e soprattutto per la definizione delle azioni sismiche, la norma richiede i valori di specifici parametri, per la determinazione dei quali rimanda ad appositi documenti nazionali (vedi par. 3.2.4). In particolare è necessario che ciascun Paese definisca i propri valori dei parametri di pericolosità sismica (e confermi, ovvero modifichi, tutti i valori "incasellati" dei cosiddetti "*Nationally Determined Parameters*").

In Italia, ciò è stato fatto recentemente con la Normativa allegata alla già citata Ordinanza del PCM n. 3274 (marzo 2003) che, nel recepire sostanzialmente gli Eurocodici sismici, ha emanato una nuova zonazione del Paese, sulla base dei valori delle massime accelerazioni orizzontali attese su suolo rigido affiorante (il sottosuolo tipo A dell'EC8-1), per effetto di un terremoto con periodo di ritorno pari a 475 anni.

Il territorio nazionale, nel quale in precedenza erano state individuate 3 categorie sismiche ed una quarta area non classificata come sismica, è ora considerato interamente a rischio sismico, ed è suddiviso in 4 Zone. Nella nuova classificazione sono stati adottati criteri di maggiore severità, ma sostanzialmente i siti precedentemente afferenti alla I, II e III categoria sismica ricadono nelle Zone 1, 2 e 3, mentre alla Zona 4 afferiscono i siti prima ritenuti non sismici. I valori di valori di soglia delle massime accelerazioni per ciascuna Zona sono riportati nella seguente Tab. 3.

Tab. 3: OPCM n.3274: valori delle massime accelerazioni orizzontali su suolo rigido affiorante (sottosuolo tipo A) per le diverse zone sismiche del territorio nazionale.

Zona	Accelerazione
1	0.35·g
2	0.25·g
3	0.15·g
4	0.05·g

La Normativa sismica allegata all'OPCM 3274, sempre in armonia con l'EC8-1, adotta la classificazione dei sottosuoli ai fini della valutazione degli effetti di amplificazione locale (vedi Tab. 1); tuttavia, nel recepire il coefficiente di amplificazione dell'accelerazione massima (*soil factor S*), ne modifica leggermente i valori, come riportato in Tab. 4.

Tab. 4: OPCM n.3274: valori del *soil factor S* per i diversi tipi di sottosuolo.

Tipo di sottosuolo	<i>Soil factor</i>
A	1
B, C, E	1.25
D	1.35

Quindi l'accelerazione rappresentativa della pericolosità sismica locale scaturisce dal prodotto dell'accelerazione massima della Zona di appartenenza, per il coefficiente S del sottosuolo

dello specifico sito. In definitiva si possono individuare ben 12 diversi valori di accelerazione massima al suolo, che saranno presi a riferimento nelle successive applicazioni dei metodi di analisi della normativa sismica europea.

5.1.3. Muri di riferimento

Per ciascuna delle tre categorie sismiche del D.M. 1996, e per la zona non classificata sismica, sono stati individuati i cosiddetti “muri di riferimento”, identificati come Muro 1, Muro 2, Muro 3 e Muro 4, da sottoporre poi alle verifiche della normativa europea.

Sono stati scelti muri a mensola, in calcestruzzo armato, con soletta di base in parte ricoperta dal materiale del terrapieno (in analogia a quanto fatto nella trattazione “statica” di Aversa e Squeglia, 2003). Il piano di posa della fondazione e la superficie limite del terrapieno sono orizzontali; su quest’ultima non sono applicati carichi esterni.

I muri sono stati dimensionati mediante l’analisi pseudostatica tradizionale (Mononobe, 1929, e Okabe, 1926), in modo da soddisfare “adeguatamente” i vari coefficienti di sicurezza richiesti dal D.M. 1988, nelle verifiche a scorrimento, ribaltamento e carico limite, rispettivamente per le azioni della I, II e III categoria sismica del D.M. 1996 e per le azioni statiche (vedi Figura 14). Concettualmente, con questi muri si vogliono rappresentare qualitativamente quattro esempi di “buona” progettazione, per le differenti categorie sismiche e per la zona non classificata sismica, della normativa italiana.

5.2. Analisi pseudostatiche

5.2.1. Generalità

I muri 1-4, progettati secondo la norma italiana, sono stati verificati applicando il metodo pseudostatico dell’EC8, descritto in dettaglio nel par. 3.4.2. Nel calcolo delle azioni, pertanto, sono stati considerati i coefficienti sismici k_h e k_v proporzionali alle accelerazioni orizzontali al suolo, che moltiplicano le masse di terreno e struttura, agendo sia nella direzione orizzontale sia in quella verticale, come esemplificativamente riportato in Fig. 15, per il tipo di muro in esame. Nella stessa figura è riportato, per confronto, l’analogo schema secondo la Normativa italiana del D.M. 1996, con il coefficiente sismico C applicato sempre nella sola direzione orizzontale, e rappresentato qualitativamente con un vettore avente intensità decisamente più modesta rispetto a k_h e k_v .

Per quanto concerne le verifiche allo stato ultimo delle fondazioni dei muri, nel cap. 7 dell’EC8-5 si sancisce che dovranno essere esaminati i meccanismi di scorrimento e di rottura per carico limite (vedi par. 3.4.4). Nell’applicazione è stato invece considerato anche il meccanismo di ribaltamento, sia perché non si concorda con la scelta operata di eliminarla a priori (vedi sempre par. 3.4.4), sia allo scopo di effettuare un confronto più ampio fra le due normative (essendo invece tale verifica espressamente richiesta nella normativa italiana).

Per quanto concerne invece la verifica a carico limite, l’interpretazione degli approcci di progetto non risulta sempre univoca, dando adito ancora oggi a diverse ipotesi applicative cui corrispondono risultati significativamente differenti, finanche per il più semplice caso di carichi statici (vedi Aversa e Squeglia, 2003, e Scarpelli e Fruzzetti, 2005). Pertanto si è ritenuto di non includere, in questa applicazione, le verifiche a carico limite, in quanto poco efficaci per un confronto immediato fra le due normative.

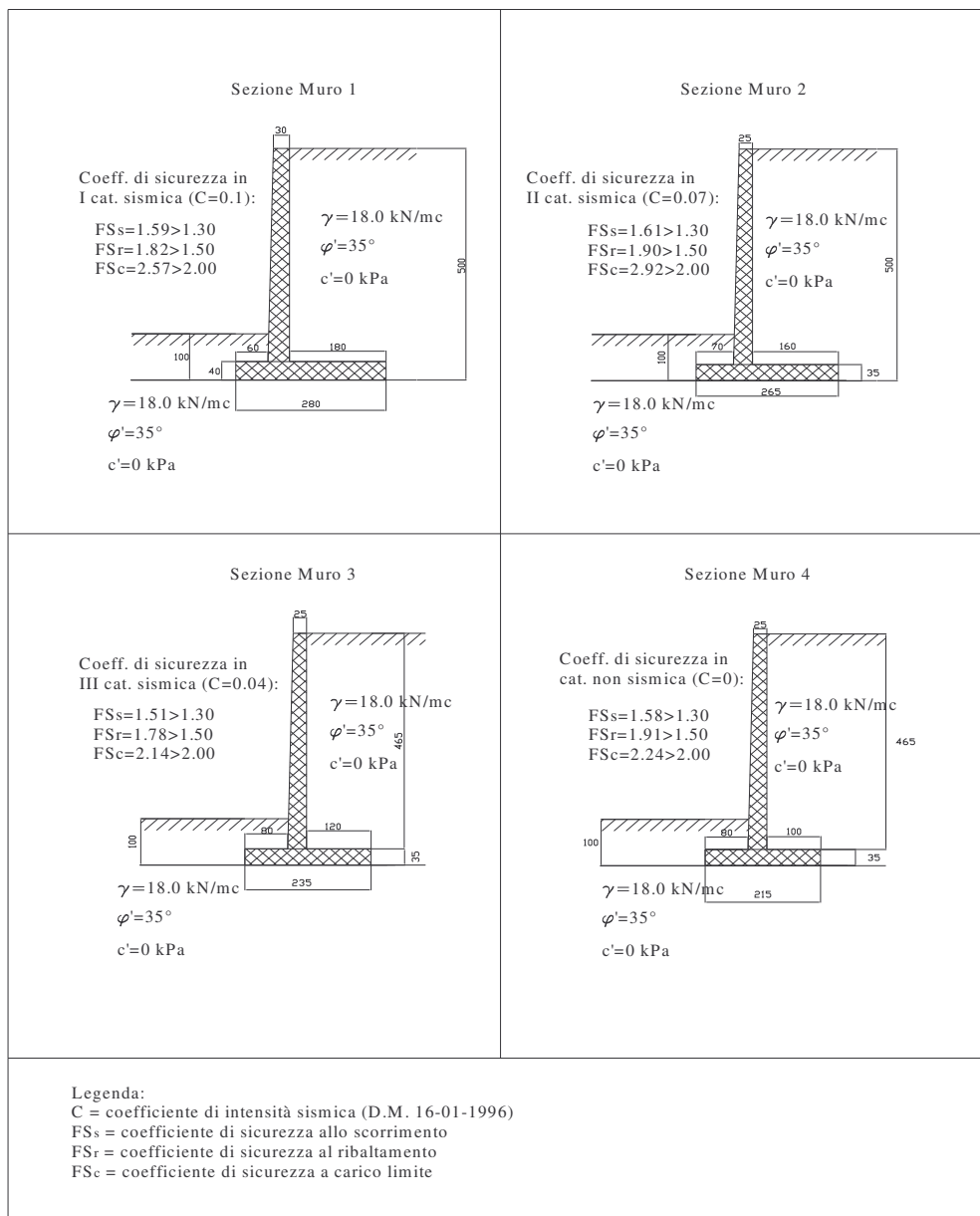


Fig. 14: Caratteristiche dei quattro muri di riferimento (Muro 1 – Muro 4) progettati secondo il D.M. 1996, e parametri fisici e meccanici dei terreni (Simonelli e Lafratta, 2005).

In definitiva, per ciascun muro sono state effettuate le verifiche a scorrimento ed a ribaltamento, secondo i *design approaches* DA1 (C1 e C2), DA2 e DA3 (coincidente, nel caso in esame, con il DA1C2).

Le verifiche sono state eseguite facendo variare con continuità l'accelerazione orizzontale “complessiva” ag , moltiplicativa delle masse in gioco, e pari a:

$$ag = k_h \cdot g \quad (12)$$

Pertanto ag (da non confondere con a_g) deriva dall'accelerazione di picco su suolo rigido a_{gR} ,

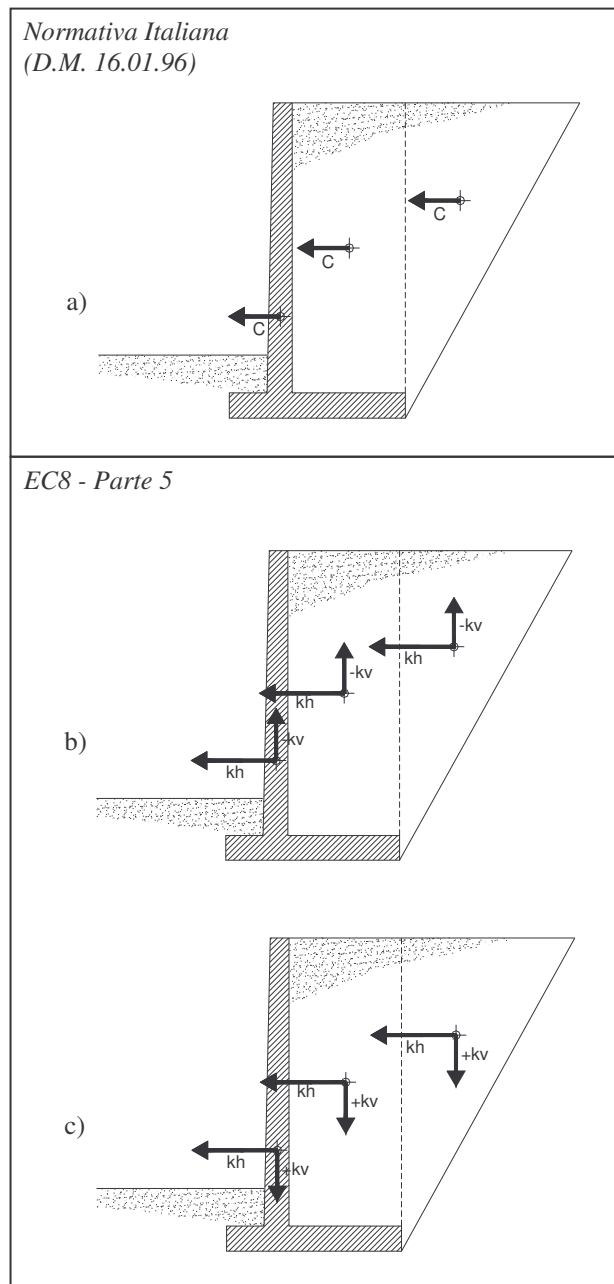


Fig. 15: Verifica pseudostatica - coefficienti sismici moltiplicativi dei pesi: a) secondo la normativa italiana; b) e c) secondo l'Eurocodice 8 (Simonelli, 2003).

ed ingloba gli effetti del *soil factor* S , del fattore di importanza γ_I , e del coefficiente r (funzione degli spostamenti ammissibili).

Per ciascun valore di a_g , sono state eseguite tre verifiche, considerando valori dell'accelerazione verticale nulli, ovvero pari a $\pm(0.33 \cdot a_g)$; questi ultimi corrispondono alla scelta di un coefficiente sismico verticale $k_v = \pm (0.33 \cdot k_h)$, scaturita dall'esame dei dati accelerometrici *strong-motion* italiani.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza, adottati nell'applicazione dei diversi approcci di progetto DA, sono quelli "incasellati" della norma europea (vedi *Annex A* dell'EC7-1). Nella tabella che segue si elencano, per ciascun DA, solo i coefficienti parziali "efficaci", che cioè assumono valore diverso dall'unità:

Tab. 5: Valori dei coefficienti di sicurezza parziali utilizzati.

Approccio di progetto	Coefficiente
DA1C1	$\gamma_F = 1.35$
DA1C2=DA3	$\gamma_\phi = 1.25$
DA2	$\gamma_E = 1.35$
	$\gamma_R = 1.1$

A questo punto è opportuno fare una ulteriore considerazione circa i *design approaches* ed i relativi valori dei coefficienti di sicurezza parziali, dopo quella anticipata al par. 3.4.3, circa l'uso apparentemente "obbligatorio" del valore di progetto dell'angolo di attrito interno φ'_d nella valutazione del coefficiente di spinta del terreno K .

In questo caso la considerazione riguarda i coefficienti parziali sulle azioni: in effetti l'EN1990, nel caso di verifica sotto azioni sismiche, pone tali coefficienti pari all'unità. Volendo seguire a rigore tale indicazione, nella Combinazione 1 del DA1, e nel DA2, si dovrebbero considerare spinte calcolate con i valori caratteristici dei parametri (mentre negli approcci DA1C2 e DA3 si farebbe regolarmente riferimento ai valori di progetto delle caratteristiche di resistenza del terreno, con il conseguente effetto di incremento della spinta). In definitiva, sulla base di tale indicazione, si renderebbero praticamente inefficaci gli approcci DA1C1 e DA2 rispetto agli altri due. Tale indicazione sembra pertanto priva di coerenza, e potrebbe essere congruente, ancora una volta, con la scelta, non esplicitamente dichiarata dal Normatore, di applicare solo i *design approaches* DA1C2 e DA3.

In definitiva, persistendo dubbi sul significato della indicazione del Normatore contenuta nel citato EN1990, e volendo invece applicare gli approcci DA1C1 e DA2, in modo efficace, al caso in esame, si è scelto di utilizzare per essi coefficienti parziali sulle azioni diversi da 1.

Vale la pena di evidenziare che, anche con tale scelta, l'approccio DA1C1 risulterà comunque meno cautelativo del DA1C2, e pertanto inefficace nelle verifiche, mentre il DA2 risulterà, al massimo, confrontabile con il DA1C2 e con il DA3. In definitiva, i risultati delle analisi e le conclusioni che ne deriveranno non sono condizionate dalla scelta operata circa la questione che si è posta, e che a parere dello scrivente merita comunque approfondimenti.

E' infine da segnalare ancora una scelta, operata sul valore di γ_R del *design approach* DA2: tale valore, funzione del meccanismo di collasso, è posto nella norma pari ad 1.1 per la verifica a scorrimento; lo stesso valore sarà adottato anche per il meccanismo di ribaltamento che, come già discusso, non è invece contemplato nella normativa.

5.2.2. Analisi dei risultati ed osservazioni

Una rappresentazione grafica complessiva dei risultati delle analisi per i Muri 1, 2 e 3 è fornita in Figura 16. In tutti i grafici, i risultati delle verifiche sono rappresentati dal rapporto fra la resistenza di progetto R_d e l'azione di progetto E_d , al variare dell'accelerazione ag .

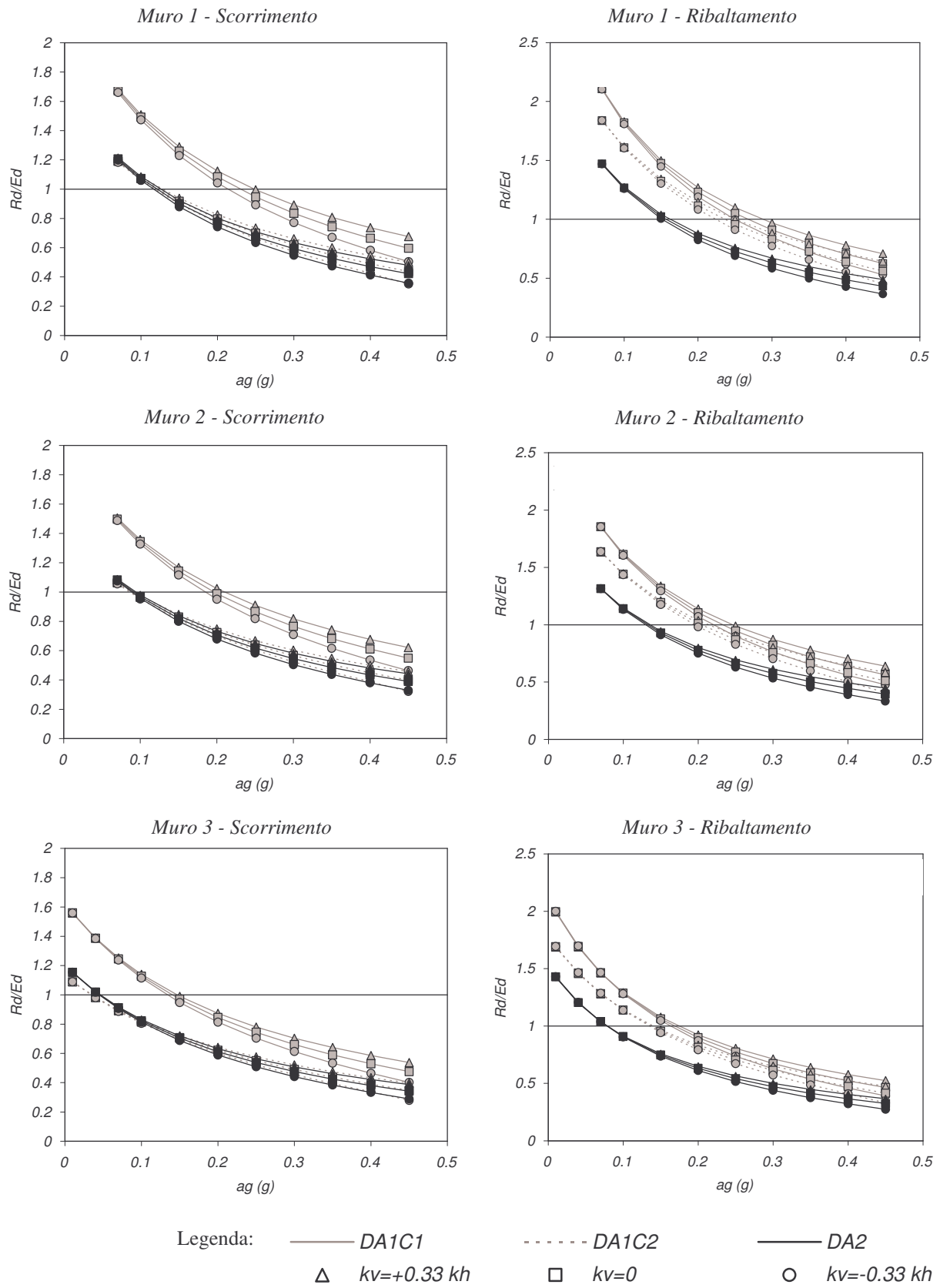


Fig. 16: EC8 - Muri 1, 2 e 3: risultati delle verifiche pseudostatiche a scorrimento e ribaltamento (Simonelli, 2003).

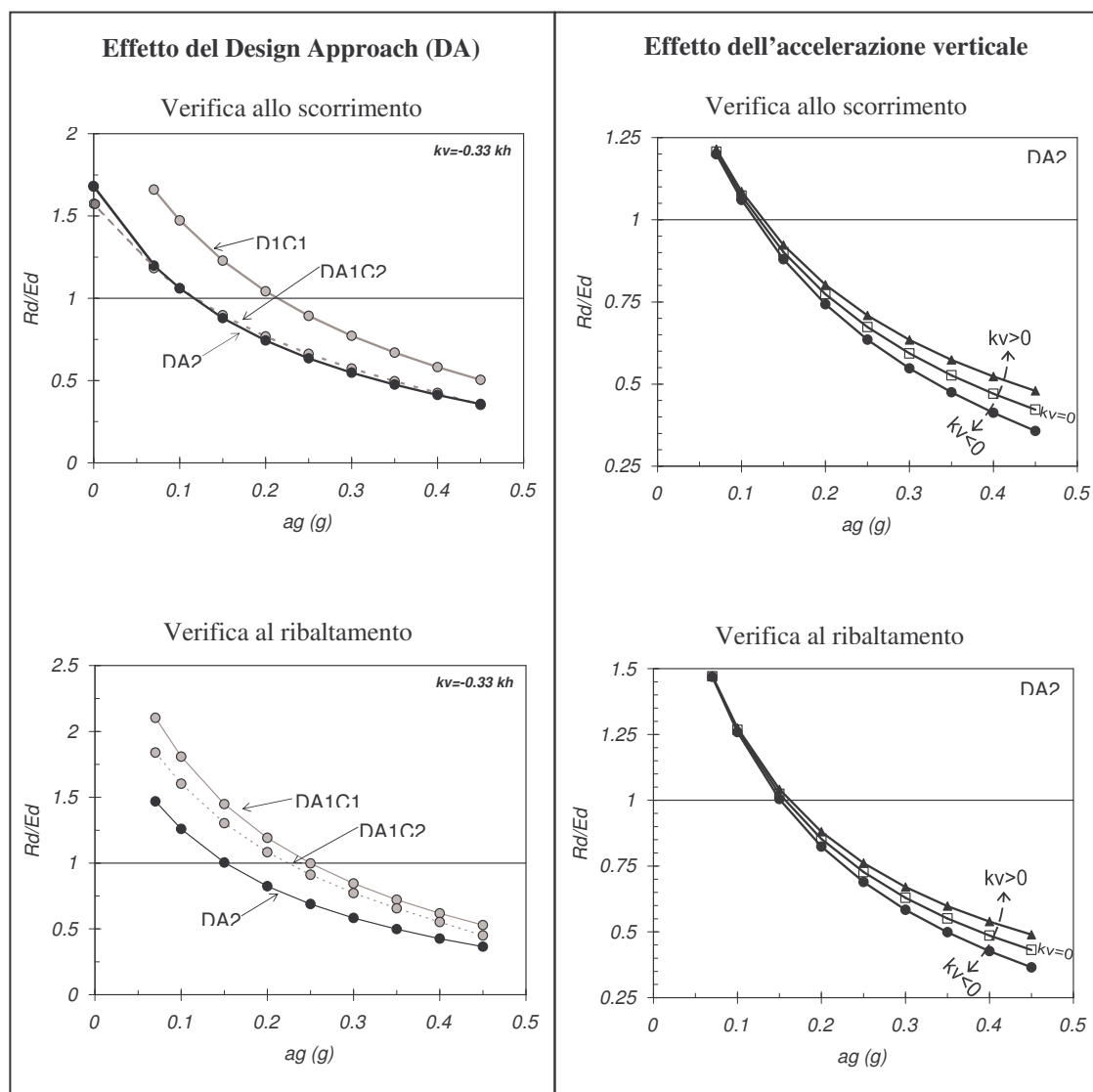


Fig. 17: EC8 - Verifiche pseudostatiche: effetti dell'approccio di progetto (DA) e dell'accelerazione verticale ($k_v \cdot g$) (Simonelli, 2003).

Ovviamente il rapporto R_d/E_d decresce per accelerazione a_g crescente. Il punto “critico” di ciascuna curva è rappresentato dalla sua intersezione con l'asse orizzontale per $R_d/E_d=1$; tale punto individua infatti il valore “di soglia” dell'accelerazione complessiva a_g , superata la quale la singola verifica non è più soddisfatta ($R_d/E_d < 1$).

Nel seguito sono illustrate l'influenza dei diversi parametri sui risultati delle analisi, e la “risposta” dei muri di riferimento alle verifiche della normativa sismica europea.

- Effetto dell'approccio di progetto

Le risposte fornite dai diversi approcci di progetto si differenziano in funzione del meccanismo di collasso considerato, come si può constatare dall'esame dei diagrammi della Fig. 17, in cui si riportano due casi esemplificativi di verifiche a scorrimento ed a ribaltamento.

Per il meccanismo di scorrimento si ha una sostanziale coincidenza dei risultati forniti dagli approcci DA1C2 (coefficienti parziali applicati alle singole caratteristiche di resistenza dei terreni) e DA2 (coefficienti parziali applicati all'effetto delle azioni ed alla resistenza globale), mentre decisamente meno gravose sono le verifiche effettuate mediante l'approccio DA1C1 (coefficienti parziali applicati solo alle azioni).

In particolare gli approcci DA1C2 e DA2 forniscono praticamente valori di accelerazione di soglia molto vicini, in corrispondenza delle quali le due curve si intersecano. I valori del rapporto R_d/E_d per accelerazione ag tendente a zero (cioè spostandosi verso il caso statico) sono congruenti con i risultati delle omologhe analisi statiche condotte da Aversa e Squeglia (2003), che individuano l'approccio DA1C2 come quello in generale più gravoso.

Peraltro anche in condizioni sismiche, al "decrescere" delle caratteristiche del muro (si veda il Muro 3 in Figura 16) si evidenzia lo stesso comportamento, con valori dell'accelerazione di soglia dedotti dall'approccio DA1C2 leggermente inferiori a quelli corrispondenti al DA2.

Per il meccanismo di ribaltamento, invece, le verifiche condotte con l'approccio DA2 (per il quale si è assunto, come detto, $\gamma_R = 1.1$) risultano sempre quelle più gravose. Viene confermato anche in questo caso che, fra le due combinazioni dell'approccio DA1, la C2 risulta sempre la più cautelativa.

- Effetto dell'accelerazione verticale

Il ruolo dell'accelerazione verticale è ben evidenziato in tutti i diagrammi di Fig. 16; la Figura 17 evidenzia in particolare come l'effetto di k_v sia analogo per i due diversi meccanismi di collasso. Anzitutto si verifica sempre che il rapporto R_d/E_d è minimo per k_v negativo (-0.33), mentre l'assunzione di k_v positivo conduce a risultati addirittura meno gravosi di quelli che si ottengono nella ipotesi di assenza di accelerazioni verticali ($k_v=0$).

Nell'ambito di un approccio pseudostatico, ciò risulta peraltro intuitivo, per la particolare opera di sostegno e per i meccanismi di collasso esaminati; infatti l'applicazione alle masse in gioco di accelerazioni e quindi di forze d'inerzia rivolte verso l'alto ($k_v < 0$), comporta una riduzione dei pesi e quindi una diminuzione delle resistenze per attrito, predominante rispetto alla riduzione di intensità delle spinte.

Sempre in Fig. 17 si evidenzia i diagrammi relativi ai diversi valori di k_v si separino al crescere dell'accelerazione orizzontale ag , mentre vanno praticamente a sovrapporsi per valori bassi di ag (pari a circa $0.1 \cdot g$ per il meccanismo di scorrimento, e $0.15 \cdot g$ per quello di ribaltamento). In termini applicativi ciò comporta che in zone a sismicità elevata il contributo della componente verticale dell'accelerazione produce effetti apprezzabili, per quanto modesti, nelle verifiche dei muri, inducendo una riduzione del valore dell'accelerazione di soglia dell'ordine dei centesimi di g . Al contrario in zone a bassa sismicità l'effetto dell'accelerazione verticale è praticamente irrilevante (si vedano, ad esempio, i diagrammi relativi al Muro 3 in Figura 16)¹¹.

- Confronto fra EC8 e normativa italiana

Dal confronto fra i risultati delle verifiche relative ai meccanismi di scorrimento e ribaltamento, è emerso, per tutti e tre i muri, che le verifiche a scorrimento sono sempre quelle più cautelative (vedi Fig. 18); pertanto, essendo quelle che condizionano di fatto il progetto, ad esse si farà riferimento per il confronto fra le due normative.

¹¹ E' il caso di segnalare che analisi di spostamenti di pendii in condizioni di sottosuolo analoghe a quelle del caso in esame, ed effettuate utilizzando dati accelerometrici relativi a terremoti italiani, hanno evidenziato che le variazioni negli spostamenti calcolati sono percentualmente piccole, e peraltro di segno sia positivo sia negativo (Simonelli e Di Stefano, 2001).

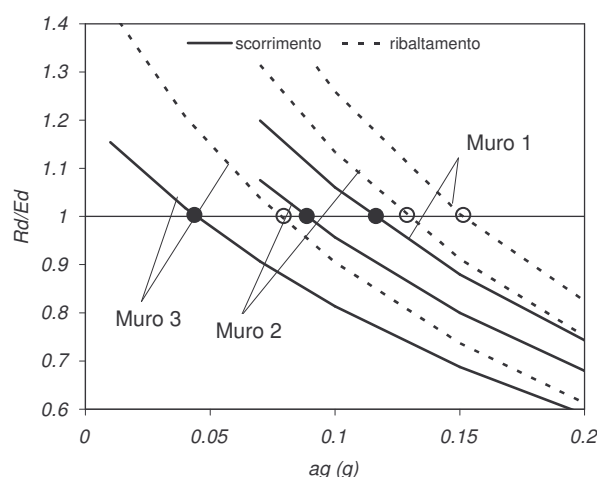


Fig. 18: EC8 - Verifiche pseudostatiche a scorrimento ed a ribaltamento: confronto per l'individuazione della condizione di meccanismo vincolante (Simonelli, 2003).

In Figura 19, per ciascuno dei Muri 1, 2 3 e 4 (progetti “buoni” rispettivamente per la I, II e III categoria e per l'area non classificata sismica) sono illustrati i risultati delle analisi condotte con gli approcci di progetto DA1 (combinazioni C1 e C2), DA2 e DA3 (coincidente con DA1 C2), al variare dell'accelerazione a_g .

Nella stessa figura sono indicati, per le 4 zone sismiche italiane definite nell'OPCM 3274, gli intervalli dei valori di accelerazione orizzontale (o, in altri termini, i valori di $k_h \cdot g$) che condizioneranno il “nuovo” progetto dei muri secondo le regole della normativa europea.

Gli estremi degli intervalli sono stati determinati sulla base dei valori dell'accelerazione orizzontale massima su suolo rigido affiorante (Tab. 3) e dei valori del *soil factor* S (Tab. 4) introdotti con l'OPCM 3274, e tengono conto anche della eventuale riduzione dell'accelerazione per effetto del coefficiente r (vedi Tab. 2)¹². Infatti in Fig. 19, per ciascuna zona sismica, sono rappresentati sia il massimo intervallo delle potenziali accelerazioni (che contempla i valori estremi del coefficiente r) sia, al suo interno, il campo ristretto corrispondente al solo valore $r=2$ (evidenziato in grigio).

Una prima importante considerazione che emerge dall'esame dei quattro grafici di Fig. 19 riguarda la buona congruenza fra i risultati dei diversi approcci. Infatti, escludendo a priori la curva DA1C1, in quanto meno cautelativa della “complementare” DA1C2, e quindi non rappresentativa del *design approach* DA1, le altre due curve (indicate in figura come DA1C2 e DA2) sono molto vicine fra loro. Di fatto queste due curve rappresentano tutti e tre gli approcci DA1, DA2 e DA3 (che coincide proprio col DA1C2), ed indicano, per ciascun muro, valori di soglia delle accelerazioni (all'intersezione con gli assi orizzontali per $R_d/E_d=1$) praticamente coincidenti.

Una seconda considerazione, anch'essa confortante, riguarda in particolare i Muri 1, 2 e 3, progettati in I, II e III categoria, applicando i coefficienti sismici C del DM 1996, pari rispettivamente a 0.1, 0.07 e 0.04. Ebbene, i valori delle accelerazioni di soglia per questi tre muri, forniti dagli approcci di progetto della normativa europea, nel rispetto dei coefficienti

¹² Il fattore di importanza γ_I è assunto sempre unitario.

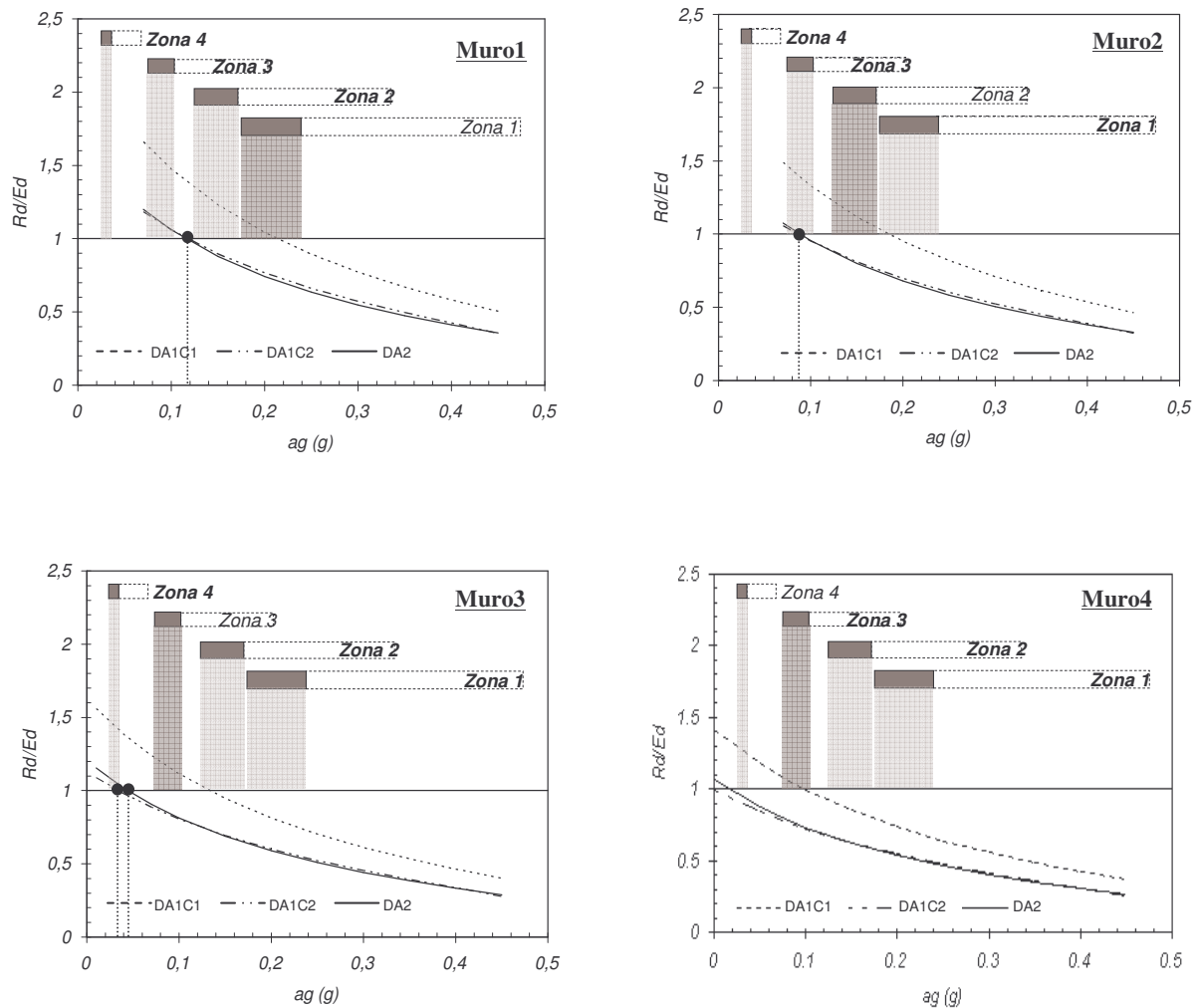


Fig. 19: Muri 1-4 progettati secondo il D.M. 16.1.96: verifiche pseudostatiche secondo l'EC8 e confronto con le accelerazioni al suolo delle 4 zone sismiche dell'OPCM 3274 del 2003.

parziali di sicurezza, sono sostanzialmente congruenti con i valori delle accelerazioni “pseudostatiche” ($0.1 \cdot g$, $0.07 \cdot g$ e $0.04 \cdot g$) per cui i Muri 1, 2 e 3 sono stati progettati, secondo il DM 1996, nel rispetto del coefficiente globale di sicurezza.

In verità, la normativa europea dovrebbe risultare leggermente più cautelativa di quella italiana, come si desume dal confronto fra il coefficiente di sicurezza “italiano” a scorrimento, pari a 1.3, e l'equivalente coefficiente “europeo” del DA2, pari a $\gamma_E \cdot \gamma_R = (1.35 \cdot 1.1) = 1.485$. Di conseguenza le accelerazioni di soglia dovrebbero essere leggermente inferiori a quelle corrispondenti ai coefficienti sismici C delle categorie sismiche I, II e III. Nell'applicazione in oggetto accade invece il contrario, perché in realtà i muri, come detto più volte, posseggono coefficienti di sicurezza a scorrimento “larghi” rispetto al minimo richiesto (variabili da 1.5 a 1.6, vedi Figura 14), ed in particolare leggermente maggiori del valore 1.485 di cui sopra. Per quanto concerne il Muro 4, dal grafico si desume un valore dell'accelerazione di soglia prossimo a zero (dalla curva dell'approccio DA1C2), congruente con l'adozione, in fase di progetto, di un coefficiente sismico C nullo (per l'area classificata non sismica).

In conclusione, le considerazioni appena illustrate indicano che la utilizzazione degli approcci di progetto della normativa europea, e dei valori dei coefficienti parziali “incasellati”, non “stravolgerebbe” i risultati del progetto italiano con i coefficienti globali, se le accelerazioni attese al sito fossero comparabili con quelle implicitamente contemplate dal D.M. 1996.

Il confronto fra le due normative diventa invece “drammatico”, se si valutano le prestazioni dei singoli muri sotto l’azione delle accelerazioni determinate, secondo l’OPCM 3274, per le corrispondenti zone sismiche.

Le accelerazioni di soglia dei muri risultano infatti decisamente più basse delle nuove accelerazioni di progetto (ed anche di quelle determinate assumendo il coefficiente r pari a 2), e congruentemente le verifiche darebbero sempre esito negativo, risultando le azioni di progetto E_D largamente superiori alle resistenze R_D (rapporti R_D/E_D decisamente inferiori all’unità).

Ad esempio, se si considera il Muro 1 (ben progettato in I categoria sismica), esso risulterebbe largamente sottodimensionato per la corrispondente Zona 1 (con resistenze R_D anche dell’ordine del 40% dell’azione E_D). Addirittura esso risulterebbe sottodimensionato anche per la Zona sismica 2. In Zona 3, invece, il Muro 1 sarebbe certamente verificato nel caso di accelerazione ridotta per l’ammissibilità di spostamenti ($r=2$), mentre risulterebbe quasi sempre sottodimensionato per $r = 1$.

Ad analoghe conclusioni si perviene dal confronto fra i Muri 2, 3 e 4 e le corrispondenti Zone 2, 3 e 4, come può desumersi dai relativi grafici.

5.2.3. Conclusioni sulle analisi pseudostatiche

L’applicazione del metodo di analisi pseudostatico dell’EC8, con gli approcci progettuali ai coefficienti parziali di sicurezza dell’EC7, a quattro muri di dimensionati sulla base della normativa italiana tradizionale (con la verifica dei coefficienti globali di sicurezza) ha evidenziato una sostanziale congruenza fra i risultati forniti dai due metodi di analisi (congruenza fra i valori delle accelerazioni di soglia delle verifiche “europee” e quelli delle accelerazioni correlate ai coefficienti sismici C del DM1996).

Dalle analisi pseudostatiche emerge però chiaramente che i muri progettati con la normativa italiana non soddisfano le verifiche condotte secondo i criteri della normativa europea, applicati in combinazione con i valori delle accelerazioni al suolo della zonazione sismica emanata con l’OPCM 3274.

Ciò può condurre evidentemente a due diverse conclusioni e strategie di intervento nella progettazione dei muri a gravità:

- la normativa del DM 1996 produce muri non idonei a sopportare adeguatamente le azioni sismiche derivanti dal terremoto di progetto (con periodo di ritorno 475 anni), e pertanto non può essere più applicata (senza voler considerare i “rimedi” da dover adottare nei confronti del patrimonio di opere di sostegno esistenti);
- viceversa, l’applicazione degli Eurocodici EC7 ed EC8, in uno con i valori dei parametri di pericolosità sismica definiti nell’OPCM 3274, condurrebbe a progetti eccessivamente cautelativi e pertanto sovradimensionati; operativamente ciò comporterebbe la necessità di “rivedere” i criteri di progetto, ovvero “calibrare” meglio i valori dei parametri che si adottano all’interno delle procedure di analisi (dando per assodati i valori di picco delle accelerazioni della zonazione sismica).

Dal punto di vista sperimentale, le osservazioni sul comportamento di muri di sostegno, progettati in accordo alla normativa tradizionale, in occasione di terremoti reali anche di notevole intensità, sembrerebbero evidenziare in generale una buona risposta dei manufatti, facendo propendere per la seconda delle conclusioni su esposte.

Pertanto, in un passato ormai non recentissimo, studi teorici effettuati da Simonelli e Viggiani (1992) e da Simonelli (1994), implementando i cosiddetti metodi alla Newmark (1965) per la valutazione degli spostamenti permanenti indotti da accelerogrammi registrati in occasione di due forti terremoti italiani (Friuli 1976 ed Irpinia 1980), evidenziarono che muri progettati secondo l'approccio pseudostatico tradizionale avrebbero sofferto spostamenti quasi sempre molto piccoli o addirittura nulli.

In conclusione, i risultati contraddittori e le perplessità che emergono dalla interpretazione delle analisi pseudostatiche, hanno indotto lo scrivente ad integrare lo studio del comportamento dei muri a gravità, mediante analisi leggermente più sofisticate, che potessero fornire ulteriori elementi di giudizio nel confronto fra la normativa italiana e quella degli Eurocodici (par. 5.3).

5.3. Analisi pseudodinamiche per la valutazione degli spostamenti

5.3.1. Premessa

Nel paragrafo 3.4, dedicato alla progettazione delle opere di sostegno secondo l'EC8, si sono anticipati due importanti concetti: l'ammissibilità di spostamenti permanenti che siano compatibili con i requisiti funzionali e/o estetici dell'opera, e l'accettabilità, per le verifiche di sicurezza, di un qualsiasi metodo consolidato, che sia basato su procedure tipiche della dinamica dei terreni e delle strutture, e che sia suffragato dal conforto dell'esperienza e delle osservazioni sperimentali.

Sulla base di tali presupposti si è quindi scelto di procedere, nell'ambito dell'applicazione della normativa europea, all'analisi degli spostamenti permanenti indotti dal sisma, da considerare poi quale parametro di verifica dell'idoneità della prestazione offerta dal manufatto, in armonia con i più recenti criteri di progettazione antisismica del cosiddetto *performance based design*¹³.

Lo strumento prescelto per l'analisi è un classico metodo pseudodinamico, derivato da quello di Newmark (1965), che implementa un'analisi nel dominio del tempo, ma in modo semplificato (come si spiegherà nel paragrafo successivo).

Un aspetto "delicato" nell'applicazione di questi metodi, che richiedono la rappresentazione dell'azione sismica nel dominio del tempo, è proprio la individuazione di un insieme adeguato di funzioni accelerometriche (o di velocità o di spostamenti nel tempo) rappresentative del moto sismico atteso; nel presente studio si è fatto riferimento ai dati registrati in occasione dei terremoti forti italiani, opportunamente elaborati per tenere conto delle prescrizioni della normativa europea (vedi par. 5.3.3).

¹³ Trattazioni più ampie sui criteri di applicazione del *performance based design* sono contenute nei già citati documenti di linee guide sulla progettazione in zona sismica (PIANC, 2001, e AGI, 2005).

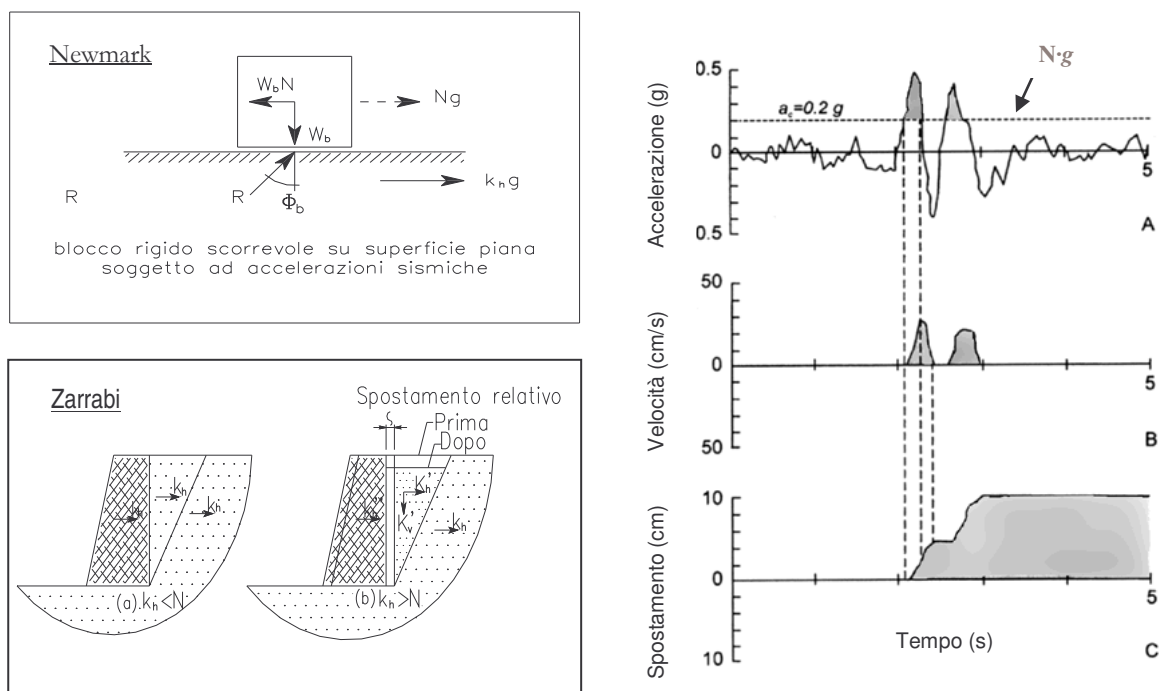


Fig. 20: Modelli di Newmark (1965) e Zarrabi (1979) per l'analisi degli spostamenti.

5.3.2. Modello pseudodinamico di riferimento

Per l'analisi degli spostamenti è stato utilizzato un modello pseudodinamico (Zarrabi, 1979) derivato dall'originario modello di blocco scorrevole proposto da Newmark (1965).

Come ben noto, il modello di Newmark analizza il comportamento di un blocco rigido scorrevole su di un piano orizzontale, assumendo all'interfaccia un legame di tipo rigido-plastico, con resistenza di tipo attrittivo (Fig. 20). Al piano di appoggio è imposto un moto, che nel modello originario è rappresentato da una accelerogramma rettangolare. Per accelerazioni del piano piccole, il piano ed il blocco si muovono solidariamente, in quanto la forza d'inerzia del blocco, proporzionale all'accelerazione, è inferiore alla resistenza allo scorrimento all'interfaccia. Esiste un valore di soglia dell'accelerazione, facilmente calcolabile imponendo la condizione di equilibrio limite, oltre il quale il piano si muove più rapidamente del blocco che, invece, per inerzia continua a muoversi con l'accelerazione limite (nello schema in figura posto pari a $N \cdot g$). Lo spostamento tra il blocco ed il piano d'appoggio si calcola mediante la doppia integrazione dell'accelerazione relativa, integrazione che si arresta allorché la velocità del blocco torna ad essere uguale a quella del piano.

Il modello consente pertanto, nella valutazione degli spostamenti, di tenere conto in modo efficace del reale moto sismico, mediante la sua rappresentazione nel dominio del tempo. Tuttavia proprio la determinazione dell'accelerazione di soglia, che rappresenta la peculiarità del modello, costituisce una semplificazione che, per taluni problemi applicativi, può limitarne l'efficacia interpretativa (per es. quando con il blocco si vuole simulare il comportamento di grossi volumi di terreno).

Il modello di Zarrabi, concepito proprio per i muri di sostegno, rappresenta un'evoluzione del modello di Newmark, in quanto porta in conto la congruenza tra gli spostamenti del terrapieno, del terreno e del muro (Fig. 20). Come conseguenza, il valore dell'accelerazione di soglia non rimane costante, ma varia con l'ampiezza dell'accelerazione eccitante.

Altro aspetto essenziale è la possibilità, con tali modelli, di valutare anche gli effetti della componente verticale del moto sismico, mediante apposite *time-histories* accelerometriche (così come esplicitamente richiede la normativa sismica europea).

Importante è, infine, ricordare che l'efficacia del modello di Zarrabi nella previsione degli spostamenti è stata convalidata mediante sperimentazione con tavola vibrante, su prototipi di muri a gravità sollecitati da moti sinusoidali e da accelerogrammi reali (Crewe et al., 1998, e Simonelli et al., 2000).

5.3.3. Definizione dell'input sismico

Nel par. 3.2.3 dell'EC8-1 si introducono, per la prima volta, quali rappresentazioni alternative dell'azione sismica, gli accelerogrammi artificiali, registrati e simulati.

Nel par. 2.2 dell'EC8-5, geotecnico, si precisa che per analisi nel dominio del tempo possono essere utilizzati sia accelerogrammi artificiali, sia accelerogrammi reali *strong motion*, a patto che rispettino le condizioni specificate nell'EC8-1: in particolare, l'accelerazione di picco deve essere scalata al valore dell'accelerazione massima attesa al sito ($a_g \cdot S$).

Inoltre, sempre nel par. 2.2 dell'EC8-5, si precisa che nell'ambito di analisi che includano calcoli di deformazioni permanenti del suolo, sarebbe opportuno utilizzare, quale moto sismico, accelerogrammi registrati in superficie durante terremoti reali, per tenere conto dell'effettivo contenuto in frequenza dei segnali, e della reale correlazione tra le componenti orizzontale e verticale del moto.

In conformità con quanto indicato nella normativa europea, per le analisi pseudodinamiche si è scelto di definire l'input sismico sulla base dei dati accelerometrici relativi ai due terremoti italiani del Friuli (1976) e dell'Irpinia (1980). In particolare, sono stati utilizzati gli accelerogrammi di Tolmezzo e Forgaria Cornino del Friuli e quelli di Sturno, Brienza, Calitri, Bagnoli Irpino e Torre del Greco dell'Irpinia; sei di essi sono diagrammati in Figura 21.

Gli accelerogrammi sono stati selezionati in funzione del loro valore di picco, per essere poi scalati ai più vicini tra i valori delle 12 accelerazioni al suolo previste nel territorio Italiano, elencate in Tab. 6 (e determinati come spiegato al par. 5.1.2). E' stata inoltre verificata la coerenza degli accelerogrammi scalati con gli spettri previsti dall'EC8.

Tab. 6: OPCM n.3274: valori delle massime accelerazioni orizzontali al suolo per le differenti zone sismiche e tipi di sottosuolo.

Zona	Accelerazione massima (g)		
	Tipi di sottosuolo		
	A	B, C, E	D
1	0.35	0.44	0.47
2	0.25	0.31	0.34
3	0.15	0.19	0.20
4	0.05	0.06	0.07

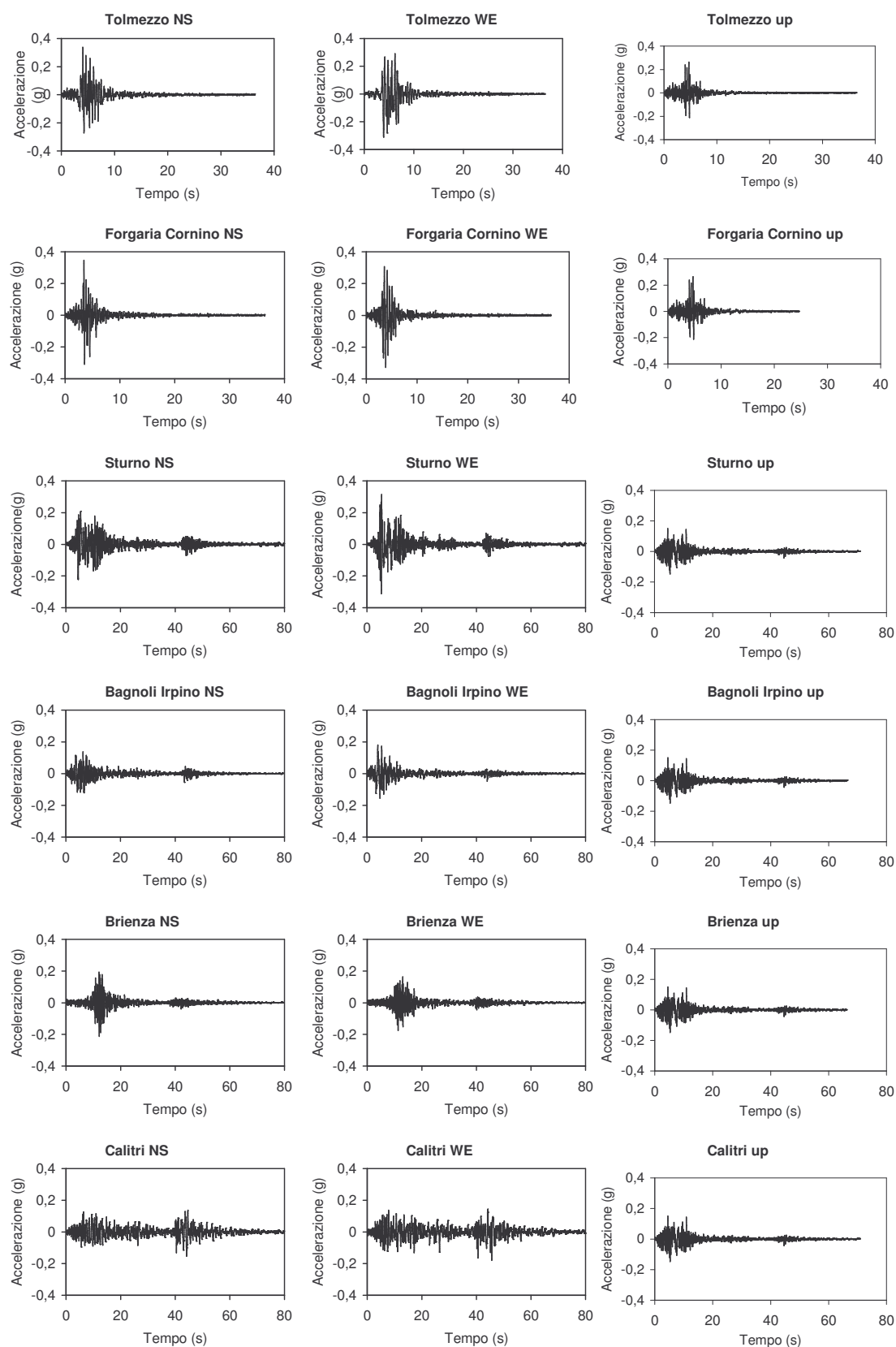


Fig.21: Accelerogrammi registrati: Friuli 1976 (Tolmezzo e Forgaria Cornino) e Irpinia 1980 (Sturno, Bagnoli Irpino, Brienza e Calitri)

5.3.4. Analisi dei risultati ed osservazioni

Per ciascuno dei 4 muri di riferimento sono stati calcolati gli spostamenti orizzontali indotti dagli accelerogrammi della corrispondente zona sismica, differenziati per tipo di sottosuolo (che d'ora in avanti indicheremo spesso, per comodità, col termine "sito").

I principali risultati delle analisi sono sintetizzati nella Tab. 5, in cui sono riportati anche i risultati dello studio pseudostatico (relativi alle verifiche a scorrimento).

La tabella è suddivisa in quattro parti, ciascuna dedicata ad una singola Zona sismica ed al relativo Muro di riferimento di cui è indicato, tra parentesi, il corrispondente valore dell'accelerazione di soglia a_t (*threshold acceleration*). Nella parte sinistra delle tabelle sono riportati i risultati delle analisi pseudostatiche: il coefficiente di sicurezza PSF, calcolato col D.M. 1996, ed il rapporto R_d/E_d calcolato per i diversi siti, di cui sono indicate anche le accelerazioni massime in superficie. E' importante precisare che i valori di R_d/E_d sono stati calcolati assumendo $r=2$ (vedi Tab. 2). Nella parte destra sono riportati, sempre per ciascun sito, gli spostamenti indotti dagli accelerogrammi italiani opportunamente scalati.

Per quanto concerne la Zona 1 ed il Muro 1, la tabella indica che, mentre l'approccio pseudostatico fornisce risultati insoddisfacenti (rapporti R_d/E_d decisamente inferiori all'unità per tutti i siti), al contrario gli spostamenti indotti, che ovviamente aumentano spostandosi dal sottosuolo A al D, sono generalmente accettabili. In particolare il Muro 1 si comporta bene nel sito A (spostamento minore di 1.5 cm) e abbastanza bene nei siti B-C-E, dove solo l'accelerogramma di Sturmo induce uno spostamento di circa 4 cm. Per il sottosuolo tipo D gli spostamenti sono più elevati, e raggiungono il valore massimo di circa 6 cm per effetto dell'accelerogramma di Sturmo.

Per le Zone 2 e 3, i corrispondenti Muri 2 e 3 si comportano ancora meglio, con spostamenti di pochi centimetri o addirittura minori (nonostante l'analisi pseudostatica fornisca valori del rapporto R_d/E_d compresi tra 0.7 e 0.85, e pertanto insoddisfacenti).

Infine il Muro 4 (progettato in assenza di sisma, e caratterizzato da valori $R_d/E_d \approx 0.9$) non subisce alcuno spostamento, essendo la sua accelerazione di soglia ($a_t=0.131g$) maggiore delle massime accelerazioni attese in Zona 4, variabili tra 0.05g (sito A) a 0.07g (sito D).

Per ciascuna delle quattro zone sismiche, e per ciascuno dei tre differenti tipi di sottosuolo, i risultati delle analisi di spostamento e delle analisi pseudo-statiche (verifiche a scorrimento) sono stati opportunamente diagrammati insieme in un unico grafico, allo scopo di un più efficace confronto fra i due diversi approcci (Figg. 22-25).

In Figura 22, ad esempio, sono illustrati i grafici per i tre siti (A, B-C-E e D) della Zona 1. Nella parte superiore di ciascun grafico sono diagrammati gli spostamenti indotti dai diversi accelerogrammi, in funzione del "fattore peso muro" $w.w.f.$ (*wall weight factor*), che in sostanza rappresenta la "grandezza" del muro, ed è univocamente correlato alla accelerazione di soglia dello stesso muro (Wong, 1982, Simonelli e Viggiani, 1992, e Simonelli, 1994):

$$w.w.f. = \frac{W_w}{0.5 \cdot \gamma \cdot H^2} W \quad (13)$$

dove W_w ed H sono rispettivamente il peso e l'altezza del muro, e γ è il peso dell'unità di volume del terreno.

Tab. 7: Risultati delle analisi per le Zone ed i Muri da 1 a 4. Analisi pseudostatiche: valore del coefficiente di sicurezza globale PSF (D.M. 1996) e valori del rapporto R_d/E_d (EC8). Analisi pseudodinamiche: spostamenti permanenti D indotti da accelerogrammi italiani opportunamente scalati.

Zona 1 - Muro 1 (Accelerazione di soglia $a_t = 0.250g$)						
Metodo pseudo-statico				Analisi degli spostamenti: D (cm)		
D.M. 1996 PSF	Siti	Accelerazione di picco a_g (g)	EC8 R_d/E_d	Terremoto		
				Tolmezzo	Forgaria C.	Sturno
1.59	A	0.35	0.77	0.56	0.19	1.47
	B-C-E	0.44	0.69	2.15	1.13	4.24
	D	0.47	0.65	3.52	1.69	5.87

Zona 2 - Muro 2 (Accelerazione di soglia $a_t = 0.219g$)						
Metodo pseudo-statico				Analisi degli spostamenti: D (cm)		
D.M. 1996 PSF	Siti	Accelerazione di picco a_g (g)	EC8 R_d/E_d	Terremoto		
				Tolmezzo	Forgaria C.	Sturno
1.61	A	0.25	0.85	0.06	0.02	0.21
	B-C-E	0.31	0.77	0.53	0.20	1.41
	D	0.34	0.74	0.72	0.40	1.50
D.M. 1996 PSF	Site	Accelerazione di picco a_g (g)	EC8 R_d/E_d	Terremoto		
				Bagnoli I.	Brienza	Calitri
1.61	A	0.25	0.85	0.03	0.02	0.11
	B-C-E	0.31	0.77	0.63	0.16	1.69
	D	0.34	0.74	1.28	0.26	2.98

Zona 3 - Muro 3 (Accelerazione di soglia $a_t = 0.165g$)						
Metodo pseudo-statico				Analisi degli spostamenti: D (cm)		
D.M. 1996 PSF	Siti	Accelerazione di picco a_g (g)	EC8 R_d/E_d	Terremoto		
				Bagnoli I.	Brienza	Calitri
1.51	A	0.15	0.85	0.00	0.00	0.00
	B-C-E	0.19	0.80	0.02	0.01	0.07
	D	0.20	0.78	0.06	0.03	0.25

Zona 4 - Muro 4 (Accelerazione di soglia $a_t = 0.131g$)						
Metodo pseudo-statico				Analisi degli spostamenti: D (cm)		
D.M. 1996 PSF	Siti	Accelerazione di picco a_g (g)	EC8 R_d/E_d	Terremoto		
				qualsiasi		
1.58	A	0.05	0.91	0		
	B-C-E	0.06	0.89	0		
	D	0.07	0.88	0		

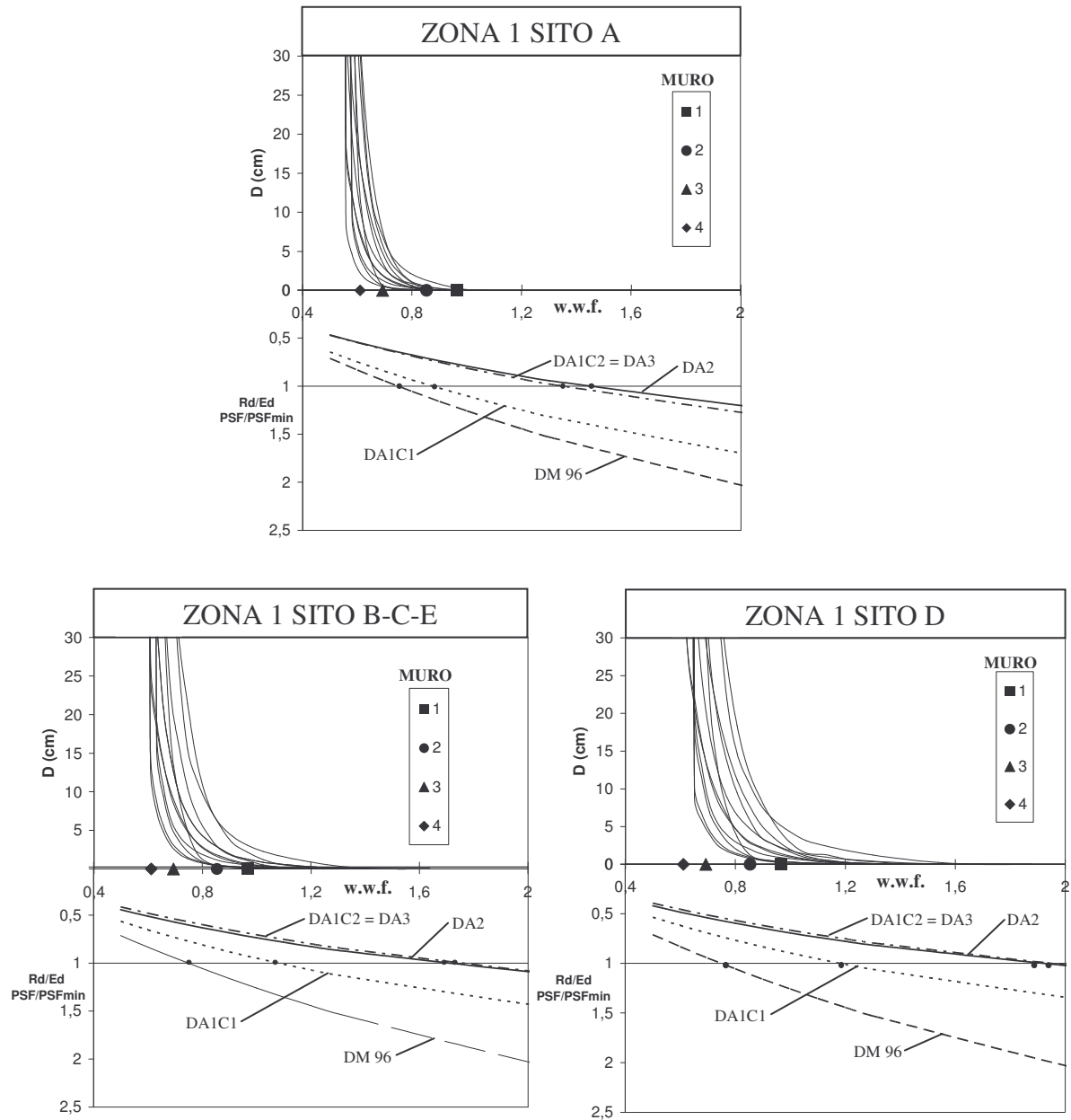


Fig. 22: Risultati dell'analisi per la Zona 1, Siti A, B-C-E e D. *Sopra*: spostamenti indotti dagli accelerogrammi (scalati) in funzione del fattore peso muro $w.w.f.$. *Sotto*: rapporto Rd/Ed per i differenti approcci di progetto (in accordo con EC8, e per $r=2$) e rapporto PSF/PSF_{min} (in accordo con il D.M. 1996) in funzione del $w.w.f.$. Sull'asse delle ascisse sono riportati, per confronto, anche i 4 muri progettati secondo il D.M. 1996.

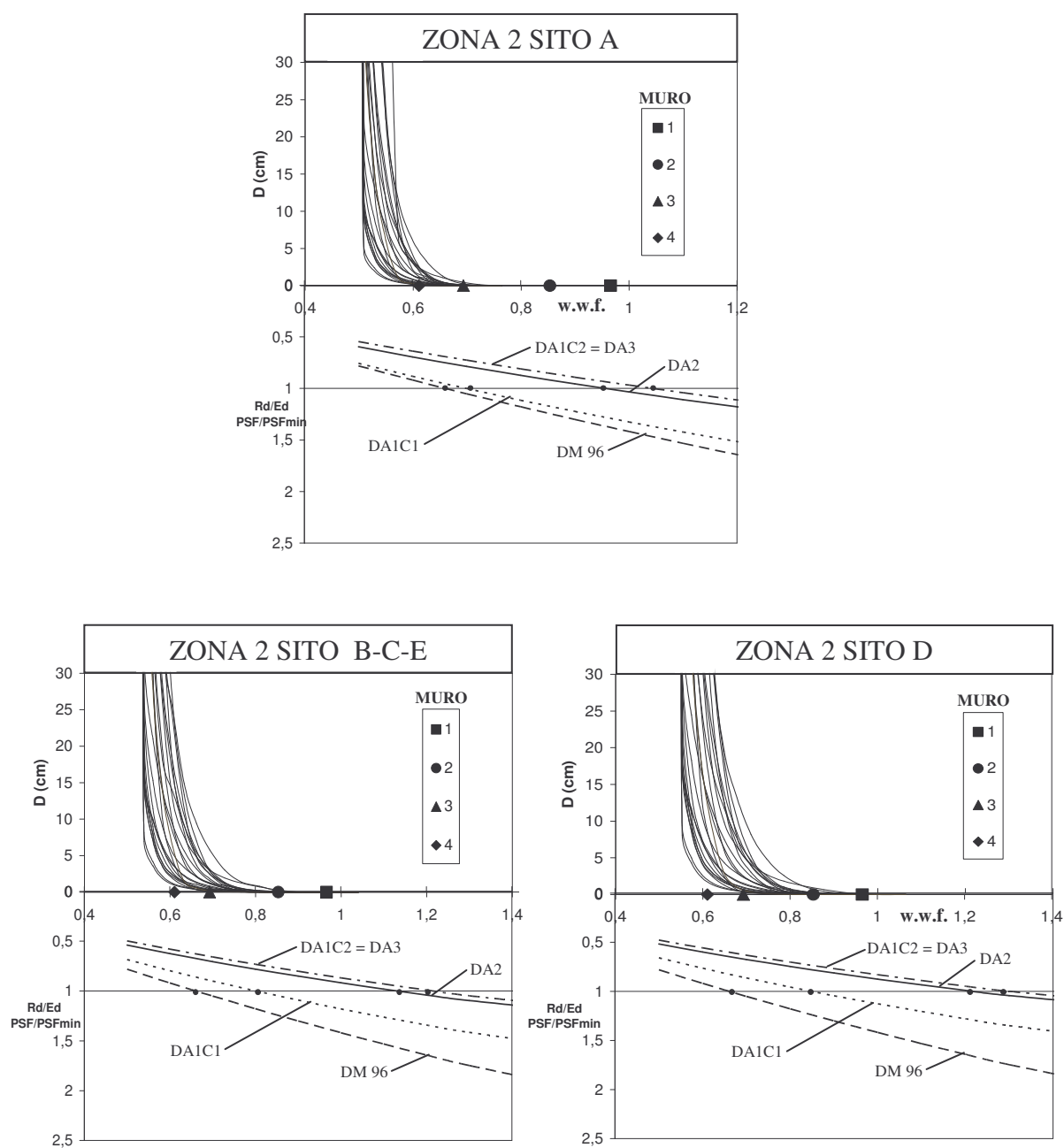


Fig. 23: Risultati dell'analisi per la Zona 2, Siti A, B-C-E e D. *Sopra*: spostamenti indotti dagli accelerogrammi (scalati) in funzione del fattore peso muro $w.w.f.$. *Sotto*: rapporto Rd/Ed per i differenti approcci di progetto (in accordo con EC8, e per $r=2$) e rapporto PSF/PSF_{min} (in accordo con il D.M. 1996) in funzione del $w.w.f.$. Sull'asse delle ascisse sono riportati, per confronto, anche i 4 muri progettati secondo il D.M. 1996.

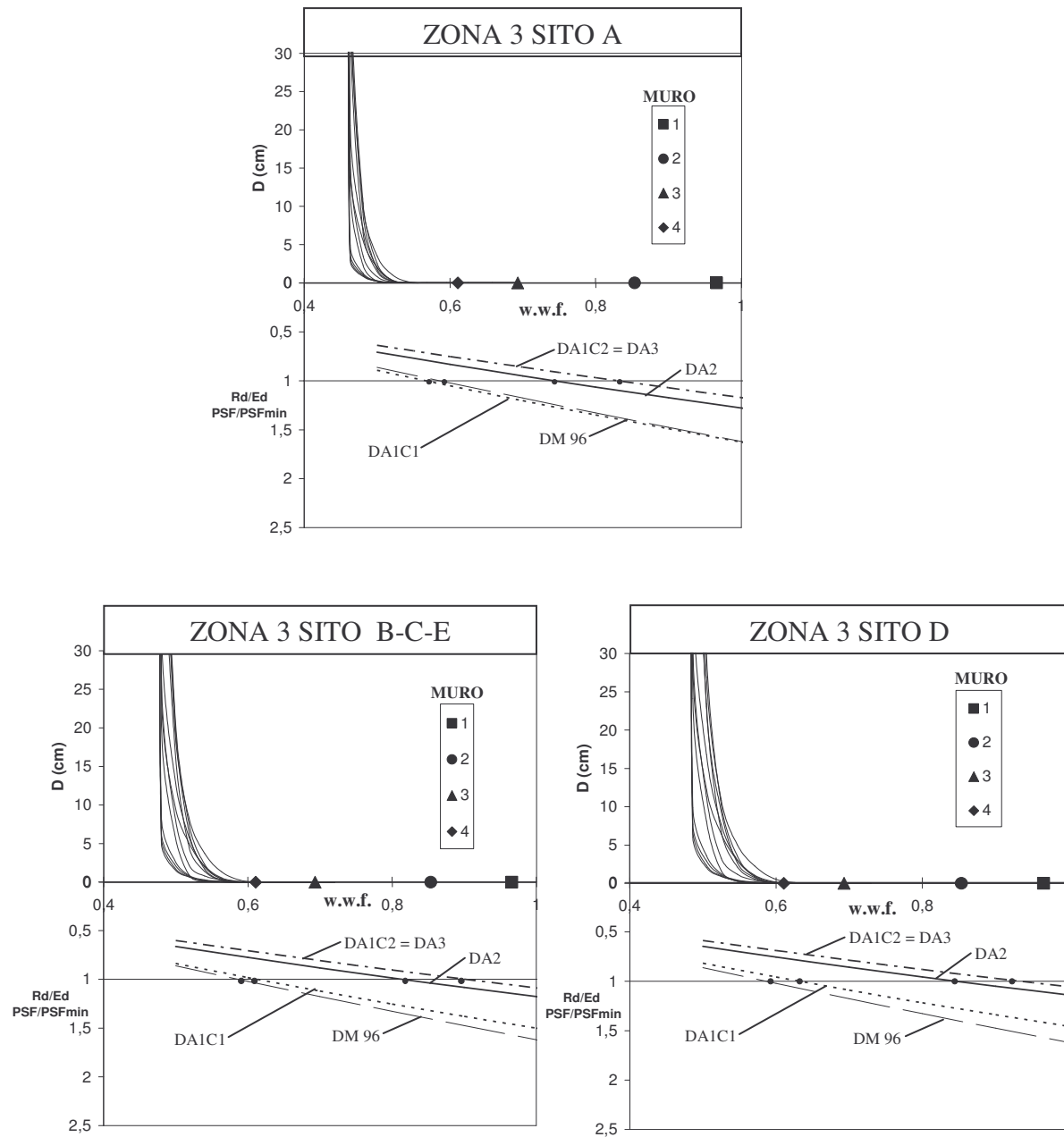


Fig. 24: Risultati dell'analisi per la Zona 3, Siti A, B-C-E e D. *Sopra*: spostamenti indotti dagli accelerogrammi (scalati) in funzione del fattore peso muro $w.w.f.$. *Sotto*: rapporto Rd/Ed per i differenti approcci di progetto (in accordo con EC8, e per $r=2$) e rapporto PSF/PSF_{min} (in accordo con il D.M. 1996) in funzione del $w.w.f.$. Sull'asse delle ascisse sono riportati, per confronto, anche i 4 muri progettati secondo il D.M. 1996.

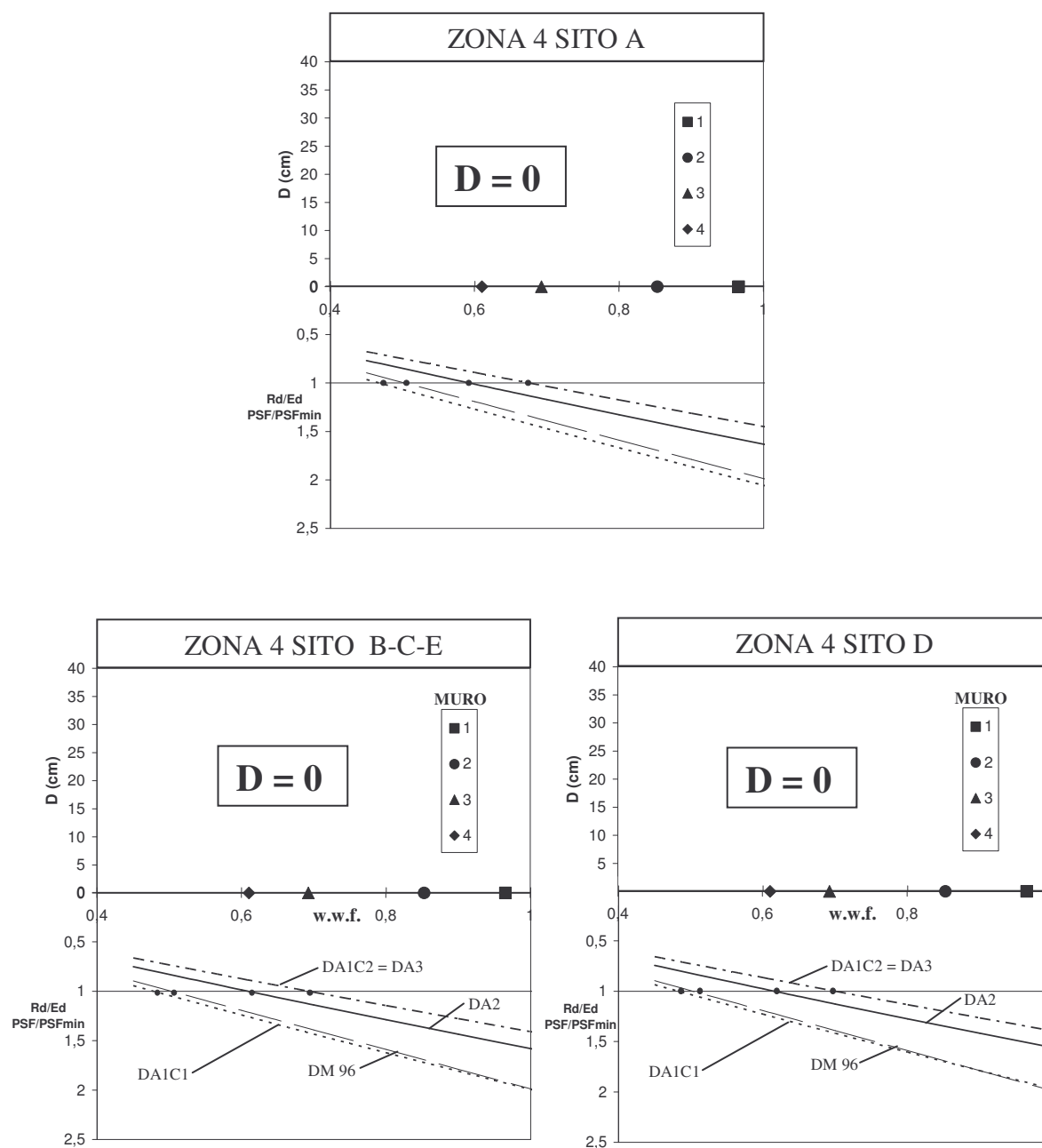


Fig. 25: Risultati dell'analisi per la Zona 4, Siti A, B-C-E e D. *Sopra*: spostamenti indotti dagli accelerogrammi (scalati) in funzione del fattore peso muro $w.w.f.$. *Sotto*: rapporto R_d/Ed per i differenti approcci di progetto (in accordo con EC8, e per $r=2$) e rapporto PSF/PSF_{min} (in accordo con il D.M. 1996) in funzione del $w.w.f.$. Sull'asse delle ascisse sono riportati, per confronto, anche i 4 muri progettati secondo il D.M. 1996.

Nella parte inferiore, sempre in funzione di $w.w.f.$, sono diagrammati sia i rapporti R_d/E_d per i diversi *design approaches* (calcolati assumendo $r=2$), sia il coefficiente di sicurezza pseudo-statico PSF del D.M. 1996, rapportato al valore minimo ammissibile (nella verifica a scorrimento $PSF_{min} = 1.3$). In tal modo, la retta orizzontale passante per il valore unitario dei rapporti, separa i valori che soddisfano la verifica, da quelli che sono invece insufficienti.

Sull'asse delle ascisse, infine, sono riportati anche i valori rappresentativi dei quattro Muri di riferimento, al fine di visualizzare la loro risposta in termini di spostamenti, e di confrontarla con i risultati dello studio pseudostatico.

Il grafico per la Zona 1, Sito A, conferma che il Muro 1 risponde benissimo in termini di spostamenti sofferti, molto piccoli; peraltro anche il Muro 2 subisce spostamenti accettabili. Per lo stesso Muro 1, però, i valori del rapporto R_d/E_d sono insoddisfacenti (eccetto che per la sola combinazione C1 dell'approccio DA1).

Di conseguenza, qualunque dovesse essere il *design approach* prescelto per la verifica pseudostatica, questa richiederebbe il dimensionamento di un muro molto più grande del Muro di riferimento.

Passando invece direttamente al Sito D della Zona 1, il grafico mette in evidenza che gli spostamenti subiti dal Muro 1 variano da pochi millimetri fino a circa 6 cm (per 2 input accelerometrici); l'accettabilità di questi valori di spostamento dovrebbe essere verificata di volta in volta per lo specifico contesto in cui si trova il manufatto. Allo stesso tempo, però, la risposta pseudostatica del Muro 1 è assolutamente insufficiente ($R_d/E_d \sim 0.6$); le analisi pseudo-statiche suggerirebbero infatti muri estremamente massicci, in quanto per tutti e tre gli approcci di progetto, al rapporto $R_d/E_d = 1$ corrisponderebbe un $w.w.f. \sim 2$, cioè un muro almeno due volte più grande del Muro 1.

E' opportuno, a questo punto, fare una ulteriore considerazione, molto importante ai fini del confronto fra i risultati delle due diverse analisi. Come già detto più volte, i rapporti R_d/E_d dell'analisi pseudostatica sono stati calcolati ponendo il coefficiente $r = 2$, che può essere assunto solo se i muri sono capaci di tollerare uno spostamento "up to $d_r = 300 \cdot \alpha S$ (mm)" (vedi Tab. 2). Ebbene, pur permanendo l'incertezza sulla corretta interpretazione del significato di d_r , come ampiamente discusso al par 3.4.2, ed illustrato graficamente in Fig. 8, in ogni caso, in Zona 1 e Sito D, lo spostamento tollerabile dal muro sarebbe pari a 9.4, ovvero 14.2 cm; pertanto i risultati pseudostatici valgono per muri che possono tollerare spostamenti decisamente più alti di quelli che indotti sul Muro 1. Quanto rilevato vale anche per gli altri casi (Zone e Siti diversi), in cui ovviamente il valore dello spostamento tollerabile d_r cambia in funzione dell'accelerazione massima attesa in superficie.

Considerazioni analoghe a quelle appena illustrate per la Zona 1 e per i suoi diversi siti, possono essere estese anche alle Zone 2, 3 e 4, i cui grafici sono riportati nelle Figg. 23-25. E' peraltro opportuno sottolineare che, passando alle Zone a sismicità via via più bassa, la risposta dei Muri in termini di spostamenti risulta ancora migliore.

In particolare, per quanto riguarda la Zona 2, il corrispondente Muro 2 esibirebbe spostamenti trascurabili anche nel Sito D. In Zona 3, poi, il corrispondente Muro 3 subisce spostamenti quasi nulli, e finanche il Muro 4 risponde con spostamenti praticamente trascurabili.

Al contrario, i Muri di riferimento continuerebbero a non soddisfare le verifiche pseudostatiche, sebbene i corrispondenti valori del rapporto R_d/E_d tendano lentamente a crescere, al ridursi della accelerazione di picco attesa al sito.

Nei tre siti della Zona 4, poi, gli accelerogrammi scalati ai valori delle accelerazioni massime in superficie (comprese fra $0.05 \cdot g$ e $0.07 \cdot g$ circa) danno valori di spostamento nulli nel campo di w.w.f. indagato (che parte da 0.4). In base alle verifiche pseudostatiche, il muro di riferimento (Muro 4 progettato in zona non sismica) si rivela ancora una volta sottodimensionato.

In considerazione di quanto emerso dal confronto dettagliato fra i risultati dei due metodi di analisi, si è ritenuto utile procedere ad una ulteriore elaborazione di sintesi. Per ciascuna Zona sismica è stato preparato un unico grafico, in cui sono stati raggruppati insieme i risultati delle analisi, riportando per ciascun Sito, cautelativamente, solamente la curva involucro degli spostamenti calcolati; per confronto, nella parte inferiore del grafico sono sempre riportati i risultati dello studio pseudostatico, con riferimento però esclusivamente ai valori del rapporto R_d/E_d relativi al più gravoso dei *design approaches* (Fig. 26).

I 4 grafici potrebbero rappresentare delle potenziali Carte di progetto basate sul criterio prestazionale; una volta definito lo spostamento ammissibile per la particolare opera in esame, si può individuare infatti il valore del fattore peso muro, utilizzando la curva di spostamenti corrispondente allo specifico sito. Individuato il w.w.f., si può quindi procedere al dimensionamento. Viceversa, imponendo il rispetto della verifica pseudostatica (nella parte inferiore della Carta), una volta individuato il muro, si potrebbe poi andare a leggere il massimo spostamento atteso.

In particolare l'abaco relativo alla Zona 1 indica che il Muro 1 sarebbe drammaticamente sottodimensionato secondo l'approccio pseudostatico previsto dall'EC8 (R_d/E_d molto più bassi di 1 per ogni sito). Viceversa, secondo le analisi di spostamento, il Muro 1 si comporterebbe molto bene nel sito A (spostamento D pressoché nullo); per i siti B-C-E e D gli spostamenti calcolati sono dell'ordine di pochi centimetri, e l'accettabilità del comportamento del muro dipende dall'entità dello spostamento consentito per lo specifico caso in esame. In ogni caso, il progetto del muro suggerito dalla versione attuale del metodo pseudostatico secondo l'EC8 è senza dubbio cautelativo. Infatti, perfino un approccio prestazionale che imponga uno spostamento nullo fornirebbe un w.w.f. molto più basso di quello imposto dal metodo pseudo-statico, valido nel caso di muri capaci di tollerare spostamenti di una decina di cm circa (in base alla assunzione di $r=2$).

Gli abachi per le Zone 2 e 3 ancora confermano che i Muri 2 e 3 sarebbero fortemente sottodimensionati secondo l'approccio pseudostatico. Invece, secondo l'analisi di spostamento essi si comportano bene in ogni sito (da A ad E) subendo spostamenti di pochi centimetri (Muro 2 nel sito D) o spostamenti pressoché nulli in tutti gli altri casi. Sulla base dello studio dello studio pseudostatico, invece, in Zona 2 non risulterebbe idoneo neanche il Muro 1, che invece soddisferebbe le verifiche in Zona 3. In definitiva anche nelle Zone 2 e 3 il progetto secondo l'approccio pseudostatico suggerito attualmente dall'EC8 deve essere considerato decisamente conservativo.

Analoghe conclusioni possono essere tratte per la Zona 4 ed il Muro 4. In tal caso il muro progettato secondo il D.M. 96 non subirebbe alcuno spostamento sotto l'input sismico utilizzato per la Zona 4, mentre il progetto sulla base dell'approccio pseudostatico fornirebbe un w.w.f. prossimo a quello del Muro 3.

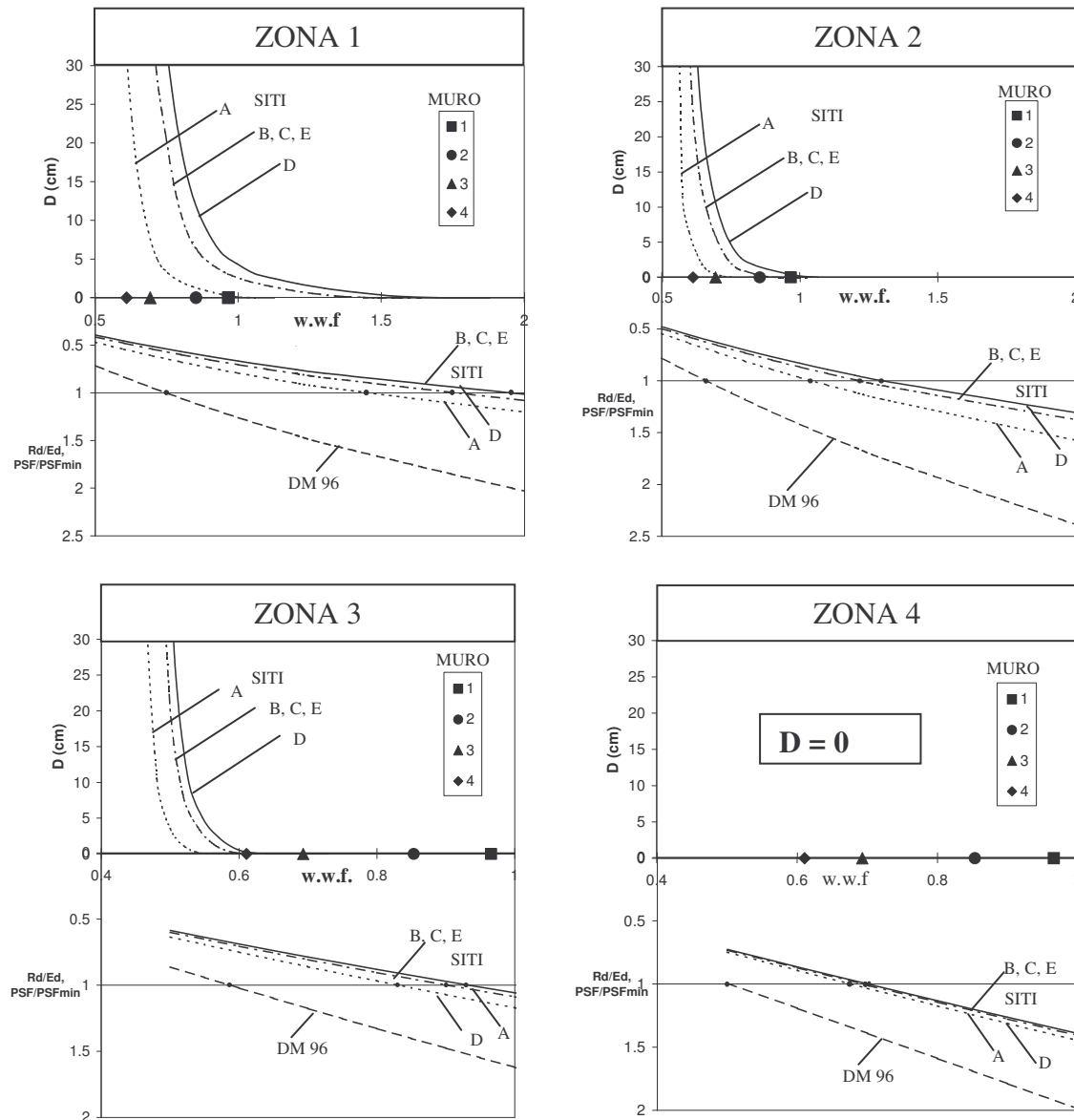


Fig. 26: Zona 1 – Zona 4: elaborazione dei risultati e carte di progetto. Sopra: spostamento massimo indotto per i diversi siti (da A a D) in funzione del fattore peso muro $w.w.f.$ (per il *performance based design*). Sotto: rapporto R_d/E_d per i diversi siti (da A a D) secondo il metodo pseudo-statico dell'EC8 e rapporto PSF/PSF_{min} (in accordo con il D.M. 1996) in funzione del $w.w.f.$ (Simonelli e Lafratta, 2005).

5.3.5. Conclusioni sulle analisi degli spostamenti

In definitiva, sulla base delle considerazioni, finanche ripetitive, formulate nella illustrazione delle diverse forme di rappresentazione dei risultati delle analisi, si possono riassumere le seguenti conclusioni:

- i metodi di analisi pseudostatico e pseudodinamico, applicati in conformità alle regole della normativa europea, forniscono risultati in netta contraddizione fra loro;

- dovendo ritenere che l'analisi degli spostamenti, per quanto semplificata, è sicuramente più attendibile di quella pseudostatica, si può concludere che il metodo pseudostatico dell'EC8 (applicato assumendo le accelerazioni al suolo fornite dall'OPCM 3274) produce effetti, in termini di verifica e progetto dei muri, ingiustificatamente cautelativi;
- al contrario, la stessa analisi degli spostamenti (applicata come suggerisce l'EC8), confermerebbe sostanzialmente la efficacia dei risultati del metodo pseudostatico tradizionale (Muri di riferimento del D.M. 1996), pur suggerendo, ovviamente, soluzioni progettuali differenziate per i diversi siti di una stessa zona sismica.

A questo punto, per una ulteriore convalida delle considerazioni appena esposte, si potrebbe estendere lo studio all'applicazione di analisi un poco più sofisticate di quella pseudodinamica adottata nel presente lavoro. Analogamente, si dovrebbe estendere la trattazione anche alla verifica del carico limite, una volta dipanate le perplessità circa le specifiche modalità di applicazione dei *design approaches*.

A parere dello scrivente, tuttavia, le nette differenze emerse circa la risposta dei muri ai diversi approcci sperimentati, induce a ritenere che le conclusioni cui si è pervenuti, circa il confronto tra analisi pseudostatica tradizionale, analisi pseudostatica dell'EC8 ed analisi dinamica, risulterebbero comunque sostanzialmente confermate.

E' infine da sottolineare che proprio dalle analisi più avanzate, quale quella pseudodinamica che si è utilizzata nel presente lavoro, si dovrebbero trarre le indicazioni per calibrare opportunamente i parametri che condizionano i risultati dell'approccio pseudostatico dell'EC8 (in primis i coefficienti di correlazione fra accelerazioni massime al suolo e coefficienti sismici, ovvero, ad esempio, i valori dei coefficienti di sicurezza parziali), allo scopo di rendere efficace anche l'approccio pseudostatico, allo stato attuale inapplicabile.

6. CONCLUSIONI

Nella normativa europea la progettazione delle opere di sostegno è affrontata, in campo statico, nell'Eurocodice 7 Parte 1; successivamente si considerano gli effetti delle azioni sismiche, nell'Eurocodice 8 Parti 1 e 5. Entrambe le trattazioni contengono elementi di grande novità rispetto al passato, e di indubbia rilevanza per la progettazione delle opere geotecniche.

In particolare, nell'EC7-1 si introducono, per le verifiche agli stati limite ultimi, i nuovi *design approaches* che utilizzano i coefficienti parziali di sicurezza (validi anche per la progettazione in zona sismica), rivoluzionando la prassi progettuale italiana nella quale la sicurezza è convenzionalmente concentrata in un unico coefficiente globale finale.

I criteri di applicazione dei *design approaches* e dei coefficienti parziali alle opere di sostegno sono alquanto articolati ma ben illustrati; in qualche caso, tuttavia, permane qualche incertezza nella loro interpretazione (si veda ad esempio la verifica a carico limite delle fondazioni dei muri, al par 2.3.2).

Laddove l'applicazione dei *design approaches* è stata semplice (vedi verifiche a scorrimento e ribaltamento dei muri) il confronto fra i risultati ottenuti con le diverse formulazioni dei coefficienti parziali e globale ha rivelato una sostanziale congruenza fra i due diversi approcci (si veda in particolare il confronto nell'ambito dell'applicazione del metodo pseudostatico per i muri, al par. 5.2.2). La differenza nei risultati può essere invece importante nei casi in cui, oltre ai coefficienti parziali sulle azioni e sulle resistenze, intervengano in maniera significativa coefficienti sui valori nominali delle caratteristiche geometriche, non

esplicitamente previsti nella prassi italiana (si veda l'applicazione sui diaframmi in campo statico, al par. 4.3).

Elementi innovativi, di assoluta importanza per la progettazione in zona sismica, sono introdotti nell'EC8 Parte 1. Si propone infatti una valutazione più razionale delle azioni sismiche, sulla base di una pericolosità espressa in termini di accelerazioni attese per terremoti di riferimento, e di una valutazione degli effetti di amplificazione locale, funzione delle caratteristiche di rigidezza di sottosuoli tipo.

Passando specificamente al progetto delle opere di sostegno, nell'EC8 Parte 5 si consente il ricorso a metodi di analisi avanzati (oltre a quello pseudostatico classico), e conseguentemente alla rappresentazione dell'input sismico nel dominio del tempo (mediante accelerogrammi).

L'applicazione dei metodi di progetto della normativa europea a muri e diaframmi, in campo statico, ha evidenziato in generale una discreta congruenza dei risultati ottenuti con i diversi *design approaches* (fa talora eccezione l'approccio DA1 Combinazione 1, che peraltro quasi mai è quello condizionante la verifica) (si vedano ad esempio le Figg. 12 e 13). Nel confronto fra i risultati del "progetto europeo" e quelli del "progetto italiano" tradizionale, emerge che, in generale, i primi sono leggermente più cautelativi.

Passando alla progettazione in zona sismica, di particolare interesse per la realtà italiana, l'applicazione è alquanto articolata, in quanto sono stati sperimentati, per il semplice caso di muro a gravità, sia l'approccio pseudostatico classico, sia un approccio pseudodinamico per la valutazione degli spostamenti indotti dal sisma, sempre in conformità alle prescrizioni dell'EC8. Una discussione attenta sui risultati dell'applicazione è illustrata ai paragrafi 5.2.3 (per le analisi pseudostatiche) e 5.3.5 (per le analisi pseudodinamiche).

In sintesi, per quanto concerne l'approccio pseudostatico, mentre si conferma quanto già detto circa la congruenza dei risultati ottenuti con i diversi *design approaches*, si constata che i risultati del "progetto europeo" sono decisamente più gravosi di quelli del "progetto italiano", con la conseguenza che i muri esistenti sarebbero tutti drasticamente sottodimensionati (si veda allo scopo la Fig. 19).

Il ricorso all'approccio pseudodinamico, quale strumento più attendibile per un giudizio sui risultati dello studio pseudostatico, ha evidenziato la eccessiva severità del metodo pseudostatico dell'EC8 (utilizzato in combinazione con i valori dei parametri sismici della recente zonazione italiana dell'OPCM 3274), confermando invece, nella sostanza, i risultati prodotti dalla normativa italiana tradizionale (si vedano allo scopo le Figg. 22-26).

Confronti mirati fra i risultati di analisi dinamiche ed analisi pseudostatiche potrebbero suggerire i rimedi necessari a recuperare l'efficacia del metodo pseudostatico, proposto in maniera consistente negli Eurocodici, in considerazione del fatto che esso rappresenta tuttora lo strumento di analisi delle opere di sostegno più diffuso e consolidato nella pratica professionale.

BIBLIOGRAFIA

AGI - Associazione Geotecnica Italiana, (2005). *Linee Guida su "Gli aspetti geotecnici della progettazione antisismica"*. Edizione provvisoria marzo 2005, Patron Editore, Bologna.

- Aversa, S., (1996). Eurocodice 7: strutture di sostegno. *Rivista Italiana di Geotecnica*, vol. XXX, n. 2, pp. 66-91.
- Aversa, S., e Squeglia, N., (2003). Il dimensionamento delle opere di sostegno. *Atti del Workshop sull'Eurocodice7*, L'Aquila, vol. speciale della *Rivista Italiana di Geotecnica*, in stampa.
- Crewe, A.J., Scotto di Santolo, A. e Simonelli, A.L., (1998). Shaking table tests of scale models of gravity retaining walls. *The Sixth SECED Conference on Seismic Design Practice into the Next Century*, Oxford, UK.
- D.M. LL.PP. 11.3.88. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i rinterri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 127 del 1/6/88.
- D.M. LL.PP. 16.1.96. Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche. *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 29 del 5/2/1996.
- EN 1990, (Giugno 2004). *Eurocode: Basis of Structural Design*. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.
- EN 1997-1, (Aprile 2002). *Eurocode 7 Geotechnical Design - Part 1: General Rules*. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.
- EN 1998-1, (Dicembre 2003). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.
- EN 1998-5, (Dicembre 2003). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*. CEN European Committee for Standardization, Bruxelles, Belgium.
- Frank, R., (2005). Eurocodice 7: Progettazione geotecnica. Regole generali: Approccio concettuale e principi di base. *Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, XX Ciclo*, Torino.
- Jappelli, R., (1996). Eurocodice 7: Progettazione geotecnica - Scopi, principi e compatibilità con le norme italiane. *Rivista Italiana di Geotecnica*, vol. XXX, n. 2, pp. 5-35.
- Mononobe, N., (1929). Earthquake proof construction of masonry dams. *Proc. of World Conference*, vol. 9.
- Newmark, N. M., (1965). Effects of earthquake on dams and embankments. *Geotechnique*, n.15, pp. 139-160.
- Okabe, S., (1926). General theory of earth pressure. *Japanese Society of Civil Engineers*, vol. 12, no. 1.
- OPCM n. 3274, (20/3/03). Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana*, n. 105 dell' 8/5/03.
- PIANC (International Navigation Association)/PTCII/WG34, (2001). *Seismic Design Guidelines for Port Structures*, Balkema, Rotterdam.
- Scarpelli, G. e Fruzzetti, V.M.E., (2003). L'Eurocodice7. I possibili approcci alla progettazione geotecnica. *Atti del Workshop sull'Eurocodice7*, L'Aquila, vol. speciale della *Rivista Italiana di Geotecnica*, in stampa.
- Scarpelli, G. e Fruzzetti, V.M.E., (2005). Evaluation of Eurocode 7 - Spread foundation design. *Proc. of EC7 Workshop on the "Evaluation" of Eurocode 7, ERTC 10*, Dublin.
- Simonelli, A.L., (1994). Earth retaining wall displacement analysis under seismic conditions. *X European Conference on Earthquake Engineering*, Vienna.

- Simonelli, A.L., (2003). Eurocodice 8: valutazione delle azioni sismiche al suolo ed effetti sulla spinta dei terreni. *Atti del Workshop sull'Eurocodice7*, L'Aquila, vol. speciale della *Rivista Italiana di Geotecnica*, in stampa.
- Simonelli, A.L., Carafa, P., Feola, A., Crewe, A.J. e Taylor, C.A., (2000). Retaining walls under seismic actions: shaking table testing and numerical approaches. *XII World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand.
- Simonelli, A.L. e Di Stefano, P., (2001). Effects of vertical seismic accelerations on slope displacements. *IV International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, San Diego, CA, USA.
- Simonelli, A.L. e Lafratta, A., (2005). Eurocode 8: retaining wall design based on pseudo-static approach and displacement analysis. *Proc. of EC7 Workshop on the "Evaluation" of Eurocode 7, ERTC 10*, Dublin.
- Simonelli, A.L. e Viggiani, C., (1992). Some remarks on retaining wall design under seismic conditions. *X World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid.
- Steedman, R.S. e Zeng, X., (1990). The seismic response of waterfront retaining wall, *Design and Performance of Earth Retaining Structures*, GSP No.25, ASCE, pp. 872-886.
- Zarrabi-Kashani, K., (1979). *Sliding of gravity retaining walls during earthquakes considering vertical acceleration and changing inclination of failure surface*. M.S. Thesis, Dept. of Civil Eng., Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.
- Wong, C.P., (1982). *Seismic analysis and an improved design procedure for gravity retaining walls*. M.S. Thesis, Dept. of Civil Eng., Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.