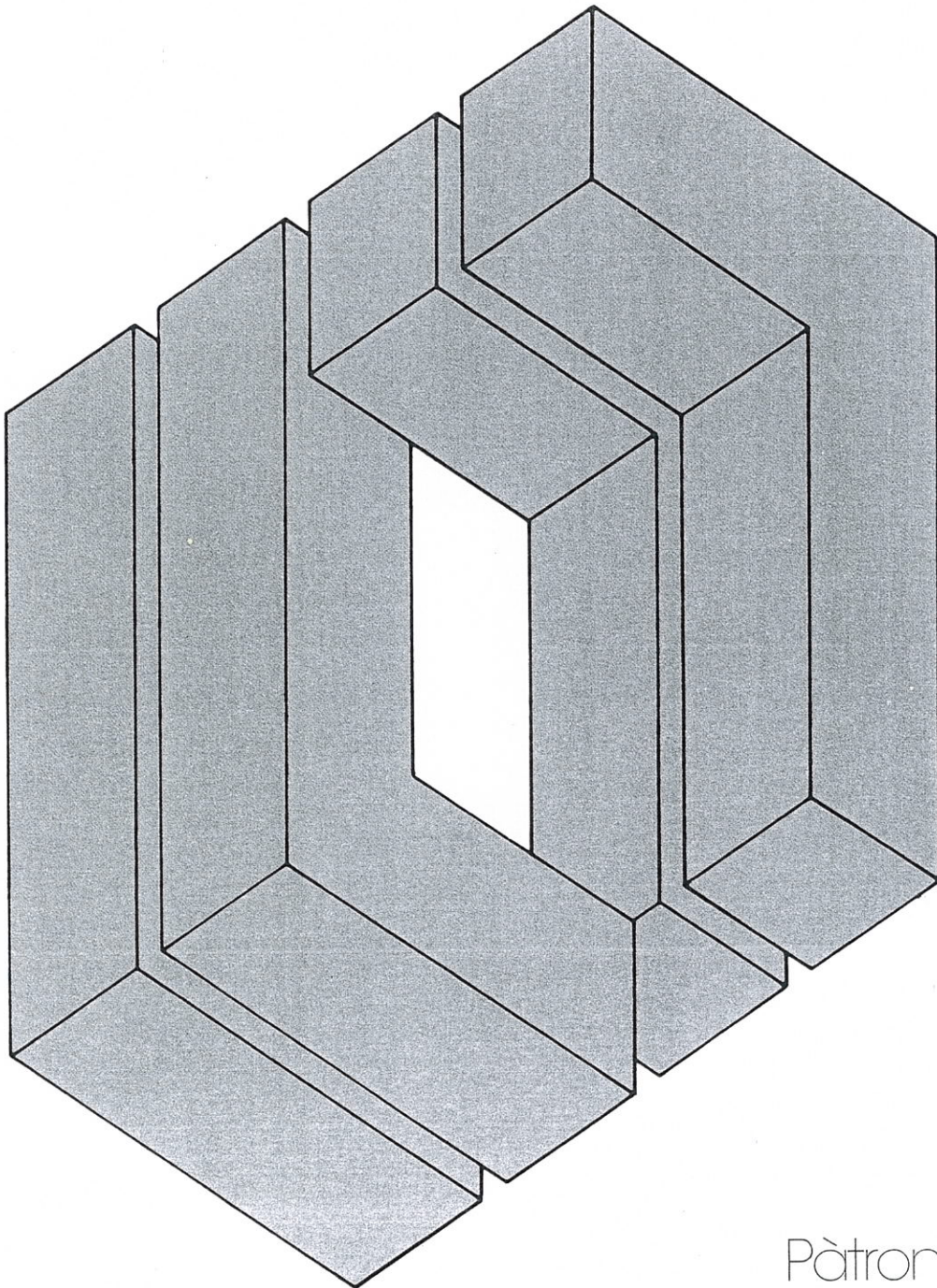


estratto da:

# *ingegneria sismica*

trimestrale tecnico-scientifico



Patron editore

# Stazione di linea metropolitana, sotto effetto sismico

Bruno Cavagna\*, Angelo Arienti\*, Michela Chiorboli\*, Alberto Castellani\*\*, Francesco Calvetti\*\*, Marco Valente\*\*

**SOMMARIO** – È analizzato il comportamento di una stazione della Metropolitana Milanese, sotto l'azione di un sisma definito secondo l'Ordinanza 3274 del 20/03/2003, "Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone". Per l'area di Milano l'accelerazione di picco è pari a 0.05g, nello studio specifico amplificata da un coefficiente di importanza pari ad 1.4. È considerato lo stato di sforzo e deformazione in una sezione trasversale della galleria e del terreno circostante, indotto da più tipi di sollecitazioni. 1) Le sollecitazioni prodotte dalla gravità, preesistenti alla costruzione, e quelle prodotte dalla costruzione della struttura, ovvero infissione delle paratie, messa in opera dei tiranti, scavo e costruzione delle opere interne in c.a. 2) Le sollecitazioni dovute al rilassamento del terreno. 3) Le sollecitazioni prodotte da un eventuale sovraccarico sulla strada adiacente. 4) Le sollecitazioni prodotte da un moto sismico, tenuto conto della preesistente deformazione nel terreno.

Il modello è realizzato mediante il programma di calcolo Flac, Fast Lagrangian Analysis of Continua, Itasca Inc, 2004. La procedura di analisi mette in conto il comportamento non lineare del terreno e dell'interfaccia tra terreno e strutture in c.a. e la sua evoluzione nel tempo. Nell'analisi dell'effetto sismico il comportamento del terreno è aggiornato passo – passo in funzione dello stato di deformazione. In particolare è analizzata l'evoluzione nel contatto tra paratia e controparete. Le strutture in c.a. agli effetti pratici si comportano in campo elastico lineare. Lo studio è limitato ad una analisi piana. Varie considerazioni conducono a ritenere che tra tutte le direzioni nelle quali si può manifestare la azione sismica, la direzione nel piano trasversale è quella nella quale la struttura manifesta la maggior debolezza, [1]. L'analisi assume che il piano nel quale si manifesta la massima accelerazione sismica sia appunto quello trasversale.

I risultati consentono di stabilire che esistono i margini di sicurezza, anche se la struttura era stata costruita precedentemente alla emissione della Ordinanza e non prevedeva in specifica carichi sismici. Il punto più critico è costituito dalla interfaccia tra paratie e strutture interne. Queste ultime sono costruite in aderenza, senza collegamenti meccanici con le paratie. Margini di sicurezza sussistono con varie ipotesi di comportamento, purché i tiranti mantengano la loro presenza, ancorché rilassati. In assenza di tiranti le contropareti possono essere soggette ad effetti sismici severi in alcune circostanze. Il problema si presenta in termini analoghi nella costruzione di parcheggi interrati di profondità, dimensioni in pianta e spessori delle paratie confrontabili.

**SUMMARY** – The dynamic behaviour of a railway station of the Underground line of Milan is analysed under the effects of an earthquake defined according to Eurocode 8, with peak ground acceleration of 0.07g. The analysis requires the preliminary knowledge of the state of stress and strain in the soil surrounding the tunnel. It depends on the geometry and on the mechanical properties of the soil layers, which are generally non-homogeneous and non-isotropic. Besides, the state depends on excavation and construction procedures. The computer code FLAC, 2004 version, is proved to be capable of representing this state fairly, the main limitation resting on the knowledge of the constitutive law of the soil and on the representation of excavation and construction procedures. In this paper this state of stress and strain is briefly reviewed. It will be referred to as the relaxation state of stress. If the ground is exposed to seismic excitation, the resulting state of stress in the surrounding soil and the sheet-piling is computed by integrating the equilibrium equations during the earthquake duration, with reference to the non-linear behaviour of the soil. Starting from the relaxation state of stress, the program executes the integration step by step, updating the soil properties according to the total strain amplitude. The sheet-piling and the vertical wall of the station are not linked by steel bars and are kept in contact by the earth pressure. The gap between the two structures may be open during the seismic event, depending on the conditions of the tendons. In the model this element is represented by apposite gap elements, able to follow the contact condition. The reinforced concrete structures remain in the linear elastic realm, in practice. Severe damage to this type of structures, although small in number, was caused in Kobe, Japan, by the disastrous Hygo-Ken Nambu (Kobe) earthquake of 1995. The worst damage to the large-scale underground facilities was the collapse of the Dakai Underground Station in Kobe, pertaining to the underground railway (Kobe Rapid Transit). Other damages have been reported for railways station in occasion of the Athens Earthquake of 1999.

**Parole chiave:** Onde sismiche, Onde superficiali, Tunnel metropolitani, Stazioni ferroviarie metropolitane, Parcheggi interrati, Strutture interrato.

**Keywords:** dynamic failure; characteristics of seismic waves; underground structures; underground parking structures; tunnel damage; earthquake; lining cracks.

\* Metropolitana Milanese S.p.A.

\*\* Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano.

Il presente studio, pur essendo antecedente all'entrata in vigore del Decreto NTC2008, presenta una procedura coerente al decreto.

e-mail: castella@stru.polimi.it

## 1. Premessa

Un precedente articolo, che riassume gli studi effettuati nell'ambito di una collaborazione tra Metropolitana Milanese S.p.A. e Politecnico di Milano, analizza il comportamento di una galleria metropolitana, sotto l'effetto di un sisma, /1/. L'estensione del modello di calcolo, le dimensioni degli elementi nei quali è discretizzato il terreno, il passo di calcolo nel dominio del tempo sono discussi in tale articolo. La procedura per applicare al modello un'accelerazione sismica che sulla superficie libera del terreno sia compatibile con lo spettro di riferimento è la procedura standard per simili analisi e per essa si rimanda a testi teorici, ad esempio /2/.

Nella analisi del comportamento dinamico è necessario fare riferimento alle condizioni iniziali di sforzo e deformazione nel terreno. Occorre quindi ricostruire preliminarmente lo stato di sforzo e deformazione prodotto dalla gravità, preesistente alla costruzione, e quello prodotto dalla costruzione della struttura, ovvero infissione delle paratie, messa in opera dei tiranti, scavo e costruzione delle opere interne in c.a. Tutte queste sollecitazioni sono affette dai fenomeni di assestamento del terreno durante le fasi di scavo.

Nell'articolo /1/ sono state messe a confronto tre procedure: una analitica, dovuta a Penzien, e due numeriche, che fanno capo ai programmi Flush e Flac che operano in uno spazio a due dimensioni. La procedura analitica considera il terreno omogeneo e valuta lo stato di sforzo assumendo per tutti i punti la quota del baricentro della galleria. La procedura Flush considera solo il contributo allo sforzo dovuto alle azioni sismiche, ma è in grado di adattare i moduli elastici dei differenti strati di terreno alla ampiezza delle deformazioni attese durante il sisma. La procedura Flac è la più completa, tuttavia anch'essa presenta delle limitazioni. In particolare è necessariamente circoscritta ad una analisi piana e ad una rappresentazione del comportamento del terreno entro schemi di letteratura.

Nel lavoro precedente /1/ teorico, caratterizzato da terreno omogeneo e materiali in campo elastico lineare. A parità di condizioni, le tre procedure offrono risultati pressoché coincidenti. Sono state evidenziate le difformità tra le procedure, che possono manifestarsi in casi di pratico interesse. Ciò ha portato a selezionare, tra le tre procedure, quella Flac, come la più completa e più flessibile.

Mediante i modelli è stato effettuato uno studio di una galleria metropolitana di Napoli, che ha consentito la previsione di un buon comportamento, in tutte le circostanze esaminate. Tra tutte le situazioni, la prossimità alla superficie libera è foriera di sollecitazioni accentuate, come la teoria può spiegare, /2/.

Nel presente studio si estende la indagine al problema di un galleria scavata a cielo aperto, quindi prossima alla superficie, soggetta alla successione dei carichi menzionati in precedenza. Il carico dovuto al moto sismico si presenta più severo di quanto appare su gallerie in profondità. In particolare è stata esaminata la situazione di una stazione metropolitana. La esperienza raccolta a Kobe attorno alla Stazione di Daikai fa pre-

vedere che, con le normali procedure di costruzione di una galleria, le opere pertinenti alla stazione sono generalmente più sollecitate di quelle della galleria di linea.

## 2. Rassegna sui danni a gallerie in zona sismica

Dowding e Rozen /3/ hanno analizzato il comportamento di 71 gallerie, di diametro compreso tra 3 e 6 metri, realizzate in materiale roccioso e coinvolte da moti sismici. È stato identificato un ben preciso danneggiamento in 42 casi. L'articolo stabilisce una correlazione tra il danno e la accelerazione di picco, registrata sulla superficie libera del terreno, a qualche distanza. In particolare non sono riferiti danni attribuibili a sismi con accelerazione di picco inferiore a 0.2g.

Danni importanti, fino alla necessità di chiusura del tunnel, sono stati registrati quando la accelerazione di picco sulla superficie libera supera i 0.5g, che in Italia corrisponderebbe a circostanze ancora più severe di quelle attese in zona sismica 1. La descrizione degli eventi è puramente qualitativa, ma la indagine ha potuto stabilire un certo numero di correlazioni, in buon accordo con quanto si può ritrovare mediante i modelli di calcolo.

Una rassegna più recente e più dettagliata è offerta da Sharma and Judd, /6/, che hanno classificato i danni occorsi in 192 gallerie, provocati da 85 terremoti distribuiti in vari Paesi. Danni più o meno gravi sono attribuiti a 94 gallerie. Più della metà di tali eventi si riferisce a sismi con Magnitudo maggiore di 7 della scala Richter ed il 75% dei danni è avvenuto entro 50 km dall'epicentro del sisma. Nei 192 casi non sono mai stati registrati danni ove la accelerazione di picco, componente orizzontale, fosse inferiore a 0.2g. Si conferma quanto già riferito da Dowding e Rozen: la maggior parte degli eventi per i quali è stato riportato un danno rilevante riguarda sismi con accelerazioni al suolo maggiori di 0.4g.

Altri risultati di rilievo riportati dai due autori citati sono i seguenti:

- Il collasso totale della struttura è stato osservato in casi nei quali la accelerazione di picco aveva superato 0.5g-0.55g.

- Gallerie a profondità limitata hanno sofferto più danni di gallerie a grande profondità. In particolare il 60% dei danni osservati si riferisce a casi nei quali la profondità era inferiore a 50 metri.

- Gallerie a sezione rettangolare, scavate a cielo aperto, (cut and cover structures), sono più vulnerabili di tunnel circolari profondi, (deep circular tunnels).

- Il tipo di suolo ha importanza. Tra i 192 casi osservati, il 79% di quelli scavati in terreni più o meno deformabili ha subito danni, mentre la percentuale dei tunnel danneggiati, tra quelli scavati in roccia, è stata molto ridotta.

Una descrizione accurata di danni osservati in occasione dei terremoti di Izmit (1999) e Taiwan (1999) è riportata in /13/ e /15/.

### 3. Gallerie superficiali

Rispetto ai tunnel in genere, quelli delle linee ferroviarie metropolitane sono più sensibili, perché più superficiali e a sezione rettangolare. Tra questi, quelli costruiti con la tecnica "cut and cover" sono i più esposti al rischio, in quanto il terreno attorno è stato alterato ed esiste un contrasto tra il terreno sottostante e quello attorno alla linea. In questo aspetto le strutture in oggetto potrebbero essere avvicinate alle tubazioni interrato. Danni alle tubazioni del gas e dell'acqua sono riportati per i cinque terremoti più recenti in Giappone, sotto forma di resoconti degli investigation team. Peraltro, lo EC8 Part 4, che si occupa di *Underground pipelines*, afferma espressamente che le regole proposte per i *pipelines* non sono da ritenersi valide per strutture delle dimensioni di un tunnel metropolitano.

Danni a linee ferroviarie metropolitane interrato sono riportati per i terremoti di Mexico City (1985), Loma Prieta (1989), Kobe (1995) ed Atene (1999), /22/. Una considerazione in proposito: i terremoti importanti per gli effetti sulle strutture sono stati i quattro citati ed inoltre Caracas (1964), Anchorage (1964), San Fernando (1972), Northridge (1994), Turchia (1999) e Taiwan (1999). In questi ultimi non esistevano nella zona epicentrale linee ferroviarie metropolitane.

Pur con una statistica molto limitata possiamo affermare che, ove nella zona epicentrale, con scosse di una certa intensità, erano presenti linee ferroviarie metropolitane, ci sono stati danni. Sede di danni rilevanti è stata la Daikai Station di Kobe, interamente collassata, mentre i due tratti di linea limitrofi non hanno subito danni. La situazione della stazione di Daikai è indicativa per le analisi in oggetto ed è stato oggetto di un esame dettagliato, /5/ e /7/. È anche disponibile una serie di osservazioni sulle stazioni di Atene, colpite da un sisma nel dicembre 1999. Anche per queste è stata registrata la accelerazione massima sul terreno libero, in due siti vicini, Kede (0.30g) e Syntagma (0.25g). Le stazioni in esame sono quelle di Monastiraki e di Sepolia, in fase avanzata di costruzione all'epoca del sisma, /4/. Un interesse particolare riveste la stazione di Sepolia che, secondo gli autori, ha subito picchi di accelerazione di 0.17g alla base della stazione e di 0.43g alla sommità della copertura.

### 4. Effetti dinamici

La Figura 1 riporta una sezione di galleria di stazione sulla quale sono concentrati gli studi. La struttura è composta da una copertura, da pareti e solai in calcestruzzo armato, edificati entro paratie tirantate.

Un problema peculiare del comportamento sismico è dato dalla superficie di contatto tra paratia e parete. La parete è gettata in aderenza e non ci sono armature passanti. È stato oggetto di attenzione il comportamento del giunto, in particolare è stata verificata la eventualità di una sua apertura durante la scossa sismica. I risultati mettono in luce una sorta di "effetto dinamico". Per discutere sull'effetto è opportuno accordarsi sui termini.

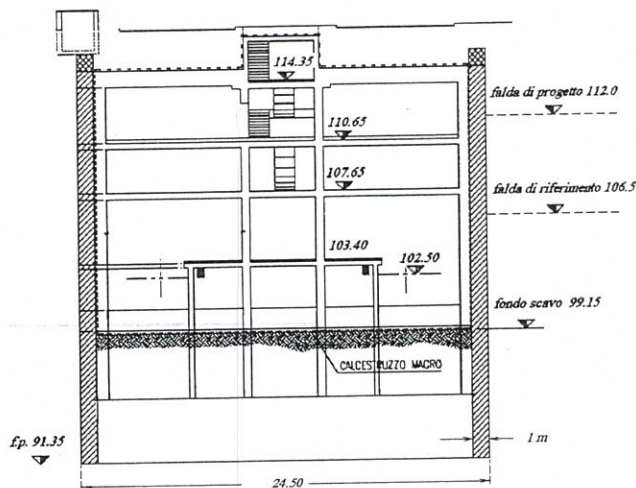


Fig. 1. Sezione di un tratto di metropolitana, realizzato mediante paratie tirantate: tre tiranti per parte, lunghi 23.5 m.

Consideriamo una porzione finita di terreno, ad una certa profondità, e la sua superficie di contorno. Durante un terremoto, al generico istante  $t$ , sia  $y(t)$  la componente orizzontale dello spostamento del terreno sui punti della superficie di contorno. È funzione della posizione stessa lungo la superficie. Tale moto  $y(t)$  sarà chiamato moto di free-field, intendendo con questo il moto non disturbato da alcuna struttura.

Nella porzione di terreno sia ora una struttura, nella fattispecie il tunnel metropolitano. Il moto sulla superficie di contorno sia  $y_1(t)$ . Le azioni esercitate sul terreno attraverso le pareti della struttura deformano il terreno circostante, alterando il moto stesso rispetto a quello  $y(t)$  che si avrebbe in assenza di struttura. Al moto  $y_1(t)$  sono riferite le azioni di inerzia sulla struttura e le relative risultanti sul terreno.

Durante il sisma, la diversificazione tra le funzioni  $y(t)$  ed  $y_1(t)$  è dovuta ad azioni dinamiche, ma può verificarsi anche quando le funzioni  $y(t)$  si manifestano a bassissima frequenza. Non necessariamente quindi si attribuisce tale diversificazione ad un "effetto dinamico". La diversificazione è classificata come fenomeno di interazione tra terreno e struttura, che si manifesta anche in condizioni quasi-statiche.

La struttura interna è soggetta al contorno al moto  $y_1(t)$  e si deforma in conseguenza. Le azioni di inerzia possono avere un ruolo più o meno importante in questa deformazione. Alluderemo ad effetto dinamico l'insorgere di accelerazioni sensibilmente maggiori di quelle che competono al moto indisturbato  $y(t)$ .

Generalmente nelle strutture interrato è stato notato un effetto dinamico insignificante, grazie all'assorbimento di energia al contorno. (Nell'interazione è assorbita una significativa quantità di energia meccanica, sotto forma di deformazioni anelastiche nel terreno e di riflessione di onde dalla superficie di confine. Quest'ultima è dissipata come radiazione di energia nel terreno stesso).

La limitata presenza di effetti dinamici è anche attribuibile alla geometria delle strutture. Questo è stato almeno il caso delle gallerie metropolitane più o meno profonde, di sezione circolare, esaminate nel lavoro pre-

cedente /1/. Rispetto a quanto osservato in precedenza, le gallerie superficiali e soprattutto le stazioni delle linee metropolitane possono avere un significativo effetto dinamico qualora il giunto tra paratia e controparete abbia modo di aprirsi. Dalla analisi della stazione di Figura 1 appare che la apertura non possa verificarsi con il sisma prescritto per la zona 4. Può peraltro accadere per sismi di intensità di poco maggiore. Altri parametri che possono condizionare l'apertura del giunto e l'insorgere di effetti dinamici in genere sono la larghezza della galleria, ovvero la distanza tra le due paratie, e la presenza di costruzioni che interferiscano con il sistema paratie - copertura.

## 5. Analisi statica

### 5.1. Dimensioni degli elementi ed ampiezza della mesh

Benché la analisi dello stato di sforzo e deformazione in condizioni statiche debba essere mantenuta distinta dalla analisi in condizioni dinamiche, è necessario fare riferimento ad una mesh comune, in modo che nella analisi dinamica si possano riprodurre le condizioni iniziali di sforzo e deformazione prodotte dai carichi statici. Siccome le restrizioni alla dimensione degli elementi ed all'ampiezza della mesh sono dettate prevalentemente dalla analisi dinamica, faremo riferimento a quest'ultima.

La mesh, che misura complessivamente 80 m in altezza (asse Y) e 150 m in larghezza (asse X), è formata da elementi di dimensione non superiore a  $1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$ . Per comprendere la dimensione degli elementi, richiama-mo che generalmente si indica il seguente limite alla dimensione verticale  $d_{\max}$  degli elementi:

$$d_{\max} = \frac{l}{(6 \div 12)} \quad (1)$$

Il valore a denominatore, nell'intervallo da 6 a 12, è scelto in funzione dell'efficienza dell'elemento utilizzato. Per il programma utilizzato è lecito assumere il valore minimo 6.

La grandezza  $l$  è la minima lunghezza d'onda delle onde di taglio che si ritiene necessario rappresentare. A parità di frequenza, la lunghezza d'onda delle onde di compressione è due o tre volte maggiore e pertanto il limite alla dimensione dell'elemento è dettato dalle onde di taglio, piuttosto che da quelle di compressione.

### 5.2. Passi dell'analisi statica

L'analisi statica intende simulare la sequenza di configurazioni dell'opera, che rappresentano le fasi di costruzione. Le condizioni si evolvono da quella geostatica preesistente, articolandosi nelle seguenti fasi:

- 1) Inizializzazione dello sforzo geostatico e del carico proveniente dall'edificio preesistente.
- 2) Formazione delle paratie.

- 3) Prima fase di scavo.
- 4) Inserimento del primo ordine di tiranti.
- 5) Inserimento del tampone di jet-grouting.
- 6) Primo dewatering.
- 7) Seconda fase di scavo.
- 8) Installazione del secondo ordine di tiranti.
- 9) Installazione del terzo ordine di tiranti.
- 10) Secondo dewatering.
- 11) Terza fase di scavo.
- 12) Costruzione della struttura interna allo scavo.
- 13) Applicazione delle spinte a lungo termine sulla struttura interna.
- 14) Rimozione dei tiranti.

Si riportano di seguito alcune delle fasi prima descritte maggiormente significative.

#### 1) Sforzo geostatico preesistente

Ai vari strati di terreno che costituiscono il modello sono assegnate le proprietà meccaniche indicate dalle prove geotecniche in sito, rappresentando i materiali mediante il modello di Mohr-Coulomb da cui si ottiene lo sforzo geostatico. Il livello di falda di riferimento è a  $-11 \text{ m}$  dal piano campagna.

#### 2) Formazione delle paratie

Sono modellate utilizzando elementi 'beam' a sezione trasversale costante, aventi comportamento lineare.

#### 4) 8) 9) Inserimento dei tiranti

I tiranti sono modellati con elementi "cable": elementi uni-dimensionali reagenti solo in direzione assiale, ai quali può essere assegnata una forza limite sia in compressione che in trazione. Il comportamento a taglio invece è rappresentato da una molla in serie ad uno slider, in grado di scorrere al superamento della resistenza di coesione della malta, Figura 2. La reazione dell'elemento, rispetto agli spostamenti relativi all'interfaccia rinforzo-calcestruzzo e calcestruzzo-terreno, è descritta dalla seguente relazione:

$$\frac{F_s}{L} = K_{bond}(u_c - u_m) \quad (2)$$

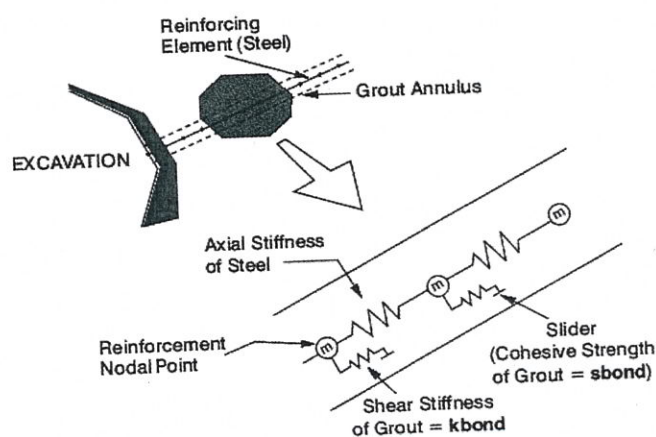


Fig. 2. Rappresentazione dell'elemento cable, dove è evidenziata la articolazione tra molle a taglio e molle a compressione.

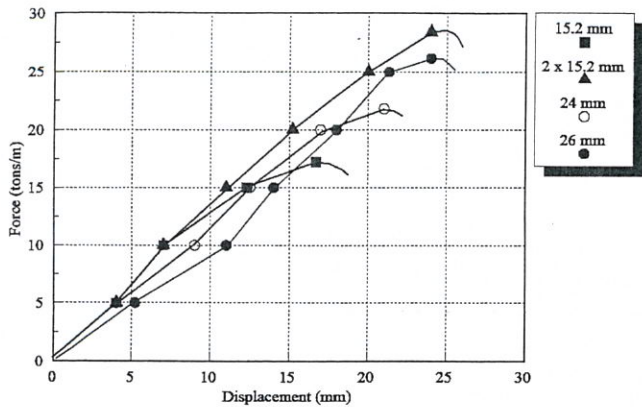


Fig. 3. Risultati di prove di pull-out eseguite su tiranti di diverso diametro.

dove:  $F_s$  = forza di taglio che si sviluppa nel legante  
 $K_{bond}$  = rigidità a taglio del legante  
 $u_c$  = spostamento assiale dell'elemento cable  
 $u_m$  = spostamento assiale del terreno circostante  
 $L$  = lunghezza degli elementi.

La reazione massima, per unità di lunghezza, che si può sviluppare è funzione della coesione tra il legante e il materiale circostante e della resistenza ad attrito tra gli stessi. Può essere utilizzata la seguente relazione:

$$\frac{F_s^{max}}{L} = S_{bond} + \sigma'_c \times \tan(S_{friction}) \times \text{perimetro} \quad (3)$$

dove:  $S_{bond}$  = azione di coesione  
 $\sigma'_c$  = sforzo efficace normale all'elemento  
 $S_{friction}$  = angolo d'attrito  
 $\text{perimetro}$  = perimetro esterno del tirante.

In pratica la resistenza allo sfilamento è introdotta esclusivamente tramite la componente coesiva  $S_{bond}$ .

La rigidità  $K_{bond}$  è stata valutata partendo da prove di pull-out su ancoraggi di differente diametro, Figura 3. La pendenza iniziale delle curve carico-spostamento non dipende dal diametro considerato e può essere assunta pari a:

$$K_{bond} \cong \frac{28t/m}{25 \times 10^{-3}m} = 1.12 \quad (4)$$

#### 5) Inserimento del tampone di jet-grouting a fondo scavo

Il tampone di jet-grouting, inserito tra le quote -20 m e -26 m dal piano campagna, è modellato come un materiale elastico con le seguenti proprietà:

- Modulo elastico  $E = 3.08 \times 10^8 Pa$
- Modulo di taglio  $G = 1.2 \times 10^8 Pa$
- Densità  $\rho = 2200 Kg/m^3$
- Modulo di Poisson  $\nu = 0.25$

#### 12) Rappresentazione della struttura interna allo scavo

Nel modello è stato necessario introdurre un elemento di interfaccia tra le paratie e le contropareti,

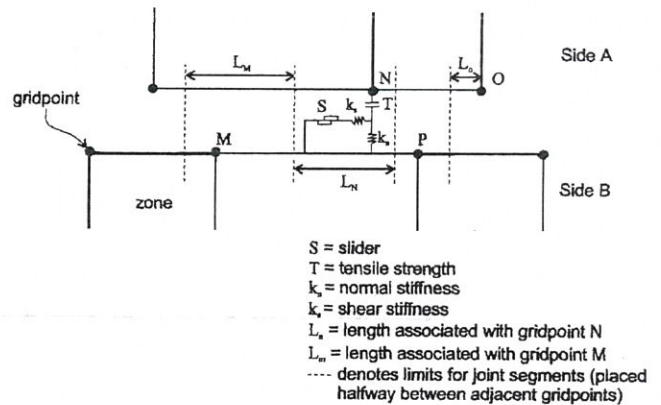
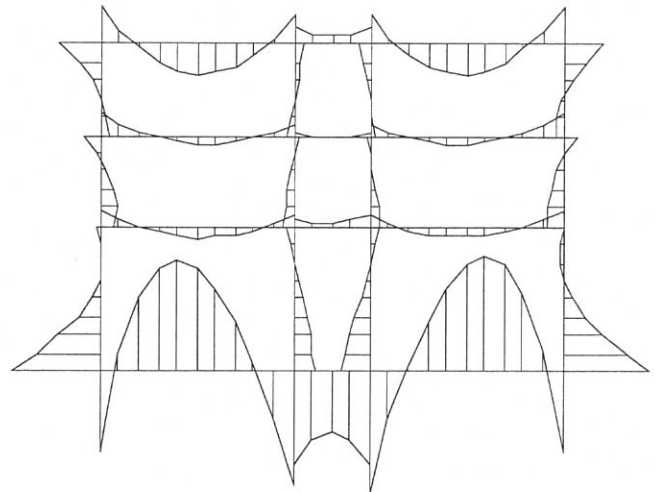


Fig. 4. Modellazione delle interfacce.



Valori massimi:

trave di fondazione $sx = -5.97 \times 10^5$	pilastro centrale $sx = -1.14 \times 10^5$
controparete $sx = 4.11 \times 10^5$	pilastro centrale $dx = 1.334 \times 10^5$
controparete $dx = -4.08 \times 10^5$	trave (-5 m) $= 8.40 \times 10^4$
trave di copertura $= 1.90 \times 10^5$	trave (-10 m) $= 1.08 \times 10^5$

Fig. 5. Momento flettente (Nm/m) nella struttura interna allo scavo a fine costruzione.

in grado di trasmettere mutui sforzi di compressione, nonché di evidenziare eventuali distacchi o scorrimenti relativi tra le due strutture.

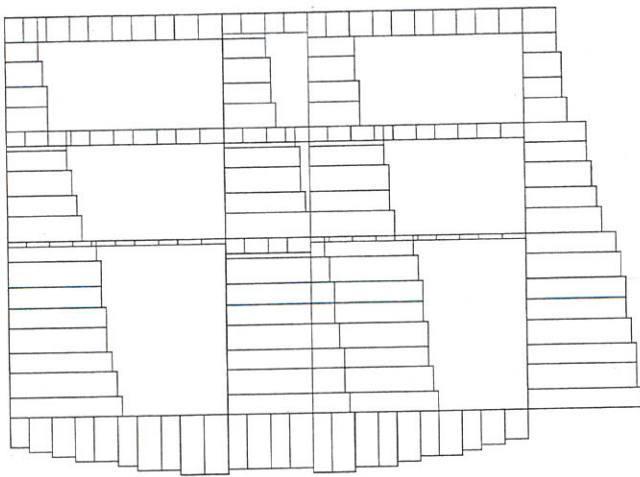
Le interfacce sono modellate come indicato in Figura 4. Sono connesse per mezzo di molle dotate di rigidità a taglio  $K_s$  e rigidità normale  $K_n$ , con i valori:  $K_n = K_s = 100 MPa/m$ .

Per simulare la situazione reale, nella quale paratia e controparete sono fisicamente separate da uno strato impermeabilizzante, sono state poste a zero sia la resistenza a trazione che la coesione: pertanto, lo "slider" di Figura 4 rappresenta un elemento puramente frizionale.

Le Figure 5 e 6 mostrano i risultati ottenuti sulla struttura interna allo scavo a fine costruzione, mentre la Figura 7 mostra l'effetto delle interfacce tra gli elementi strutturali.

#### 13) Applicazione delle spinte a lungo termine sulla struttura interna

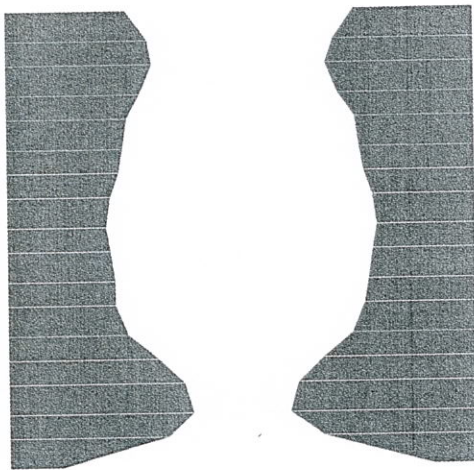
Secondo la prassi progettuale, a lungo termine la paratia è considerata permeabile, di conseguenza non



Valori massimi:

trave di fondazione = $2.42 \times 10^5$	pilastro centrale sx = $5.17 \times 10^5$
controparete sx = $4.69 \times 10^5$	pilastro centrale dx = $5.29 \times 10^5$
controparete dx = $4.83 \times 10^5$	trave (-5 m) = $6.92 \times 10^4$
trave di copertura = $9.4 \times 10^5$	trave (-10 m) = $6.52 \times 10^4$

Fig. 6. Azione assiale (N/m) nella struttura interna allo scavo a fine costruzione.



Valori massimi:

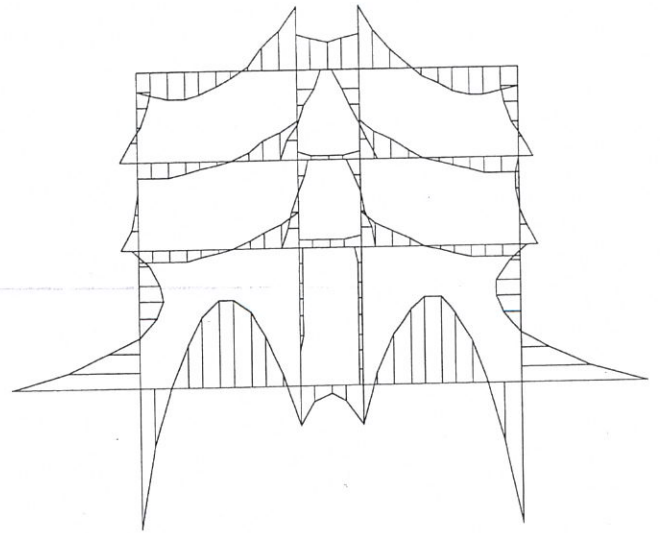
Interfaccia (sx) = $2.65 \times 10^4$ Pa	Interfaccia (dx) = $2.59 \times 10^4$ Pa
--	--

Fig. 7. Sforzo normale interno alle interfacce tra le paratie e le contropareti interne.

più soggetta alla spinta idrostatica derivante dall'acqua all'esterno dello scavo. Le spinte a lungo termine si scaricano sulla controparete del cassone interno (si noti in Figura 8 l'andamento parabolico più accentuato del momento flettente nella controparete a lungo termine rispetto a quello esistente a fine costruzione). In questa fase, le spinte sono da riferirsi alla falda di progetto, situata a quota -5 m dal piano campagna, mentre nella fase di costruzione la falda era posizionata a -11 m dal piano campagna.

#### 14) Rimozione dei tiranti

I tiranti, secondo la specifica progettuale, sono un'opera provvisoria e quindi si omette il loro contributo a lungo termine. La sollecitazione globale sulla struttura interna non cambia in maniera sostanziale;



Valori massimi:

trave di fondazione = $-1.09 \times 10^6$	pilastro centrale sx = $-2.25 \times 10^5$
controparete sx = $1.096 \times 10^6$	pilastro centrale dx = $2.22 \times 10^5$
controparete dx = $-1.089 \times 10^6$	trave (-5 m) = $2.93 \times 10^5$
trave di copertura = $5.114 \times 10^5$	trave (-10 m) = $2.58 \times 10^5$

Fig. 8. Momento flettente (Nm/m) nella struttura interna allo scavo a lungo termine.

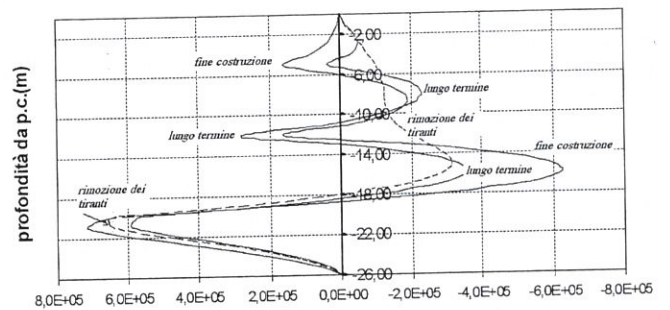


Fig. 9. Momento flettente (Nm/m) nella paratia.

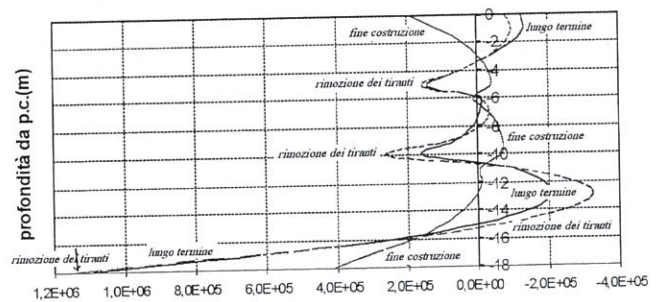


Fig. 10. Momento flettente (Nm/m) nella controparete.

al contrario sulla paratia si notano significative variazioni. Nella Figura 9 sono evidenti i picchi di momento dati dal tampone rigido nella parte finale della paratia, nonché i punti di flesso nello sviluppo del momento flettente riconducibili alla presenza delle solette interne che, pur essendo collegate direttamente solo alla controparete, riflettono la loro presenza sulla paratia attraverso le interfacce. In particolare le travi interne lavorano ora come puntoni. Questo comportamento si nota anche nel grafico del momento nella controparete,

Figura 10, dove in corrispondenza dei collegamenti controparete-soletta ( $-5\text{ m}$  e  $-10\text{ m}$ ) si sviluppano picchi di momento analoghi a quelli causati dai tiranti sulla paratia.

## 6. Dimensionamento dei tiranti

Nel precedente paragrafo è stata dedicata un'attenzione particolare alla modellazione dei tiranti ed al calcolo degli spostamenti sulla paratia durante le varie fasi di costruzione. L'interesse è dovuto al fatto che difficilmente si possono avere componenti orizzontali di spostamento inferiori al cm durante la intera sequenza degli scavi. È un valore critico oltre il quale possono sorgere problemi. Paratie e tiranti sono generalmente sovradimensionati per tutte le condizioni di carico, in particolare sono sovradimensionati per lo stato finale di sforzo, quando sono realizzate le opere interne. La sequenza delle operazioni mira per tutto ciò a minimizzare gli spostamenti e questo nelle diverse fasi della costruzione.

I problemi legati agli spostamenti sono molteplici.

– Il superamento di determinati spostamenti può produrre cricche negli edifici limitrofi. Il limite alla ampiezza critica dello spostamento, in grado di determinare cricche, di regola non è frutto di un calcolo, ma è generalmente affidato alla esperienza raccolta su base empirica dall'Architetto industriale dell'opera, la società MM nell'area milanese ed in molte altre realizzazioni. Invece la valutazione degli spostamenti non può che essere affidata al calcolo, tanto più in quanto, durante la costruzione, spostamenti e rotazioni sono ben monitorati in sommità alla paratia, ma sono di difficile misura in profondità. La regola pratica è quella di premiare in ogni caso la procedura che minimizza gli spostamenti.

– Nel terreno gli sforzi conglobati nel tempo sono ridotti dal rilassamento. Tuttavia lo sforzo residuo si riflette in una riduzione dei moduli elastici del terreno negli strati interessati. La riduzione ha influenza negativa nel comportamento dinamico dei terreni in condizioni di esercizio e in particolare nella trasmissione delle vibrazioni.

– La riduzione dei moduli ha influenza anche nel comportamento in condizioni di un eventuale sisma. In genere il comportamento delle strutture interrato è migliore nei terreni più costipati. Anche per questo aspetto è ottimale la procedura costruttiva che minimizza gli spostamenti, sia quelli monitorabili, in superficie, sia quelli in profondità, la cui valutazione è appunto affidata essenzialmente al calcolo.

Con questo intento si considerino ad esempio i diagrammi in Figura 9, che rappresentano i momenti flettenti nella paratia nelle diverse fasi costruttive. Trascurando la deformazione dovuta al taglio, in prima approssimazione, la relazione spostamenti-momenti flettenti è regolata dalla seguente equazione:

$$\frac{d^2u}{dy^2} EJ = M(y) \quad (5)$$

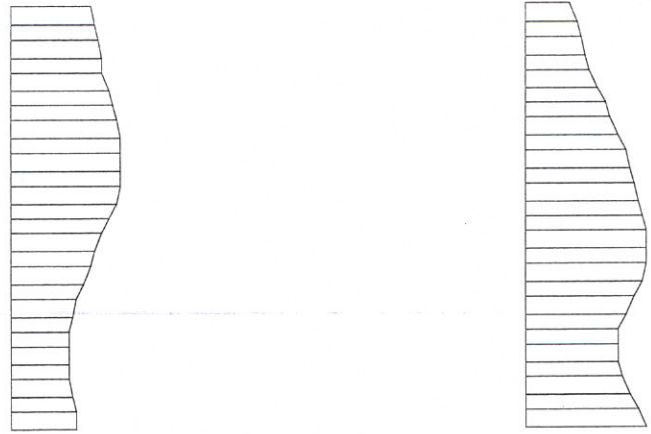


Fig. 11. Profilo verticale degli spostamenti nella seconda fase di scavo,  $u_{max} = 9.16\text{ mm}$ , (a sinistra) e nella terza fase di scavo,  $u_{max} = 8.92\text{ mm}$ , (a destra).

dove  $u$  è la componente orizzontale dello spostamento della paratia,  $y$  è l'ascissa verticale, con  $y = 0$  alla base teorica della paratia,  $E$  è il modulo elastico normale,  $J$  è il momento di inerzia della paratia, intesa come trave, e  $M(y)$  è il momento flettente dovuto alla spinta del terreno ed al tiro dei tiranti.

Il momento flettente  $M(y)$ , assumendo presenti nella fase illustrata  $N$  tiranti, è dato dalla seguente espressione:

$$M(y) = M(0) -$$

$$\int_0^y p(\xi) \times (y - \xi) d\xi + T_1 \times (y - y_1) + \dots + T_N \times (y - y_N) \quad (6)$$

dove  $p(y)$  è la pressione del terreno alla quota  $y$ ,  $T_1$  e  $T_N$  sono il tiro dei tiranti 1 ed  $N$ -esimo rispettivamente, e  $y_1$  ed  $y_N$  sono la quota dei tiranti dal fondo scavo.

Assumendo che alla quota teorica di fondo scavo la rotazione della paratia sia nulla, è:

$$\frac{du}{dy} EJ = \int_0^y M(\xi) d\xi \quad (7)$$

$$u(y) = \int_0^y ds \int_0^s M(\xi) d\xi \quad (8)$$

La ricerca del minimo si risolve quindi introducendo la (6) nella (8) ed imponendo la condizione di minimo rispetto alle variabili tiro e posizione dei tiranti. La difficoltà nasce dal fatto che la condizione di minimo dovrebbe essere imposta a più quote e mettendo in conto più condizioni di carico. Si richiama infatti che in ogni condizione di carico il profilo verticale degli spostamenti è differente, come richiama la Figura 11.

La condizione progettuale è espressa quindi in termini matematici complessi. Tuttavia è spontaneo convincersi che si asseconda tale condizione cercando

ad ogni quota di minimizzare l'integrale  $\int_0^y M(\xi) d\xi$ .

Si richiede quindi che la disposizione dei tiranti sia tale che, ad ogni quota  $y$ , sia minima l'area del mo-



mento flettente, calcolata tra fondo scavo e la quota in oggetto. Per assecondare questa condizione sono utili più tiranti ed è necessario un accurato calcolo del loro tiro iniziale e del rilassamento che ne consegue nel tempo.

La rimozione dei tiranti a lungo termine non riduce l'importanza di queste considerazioni. Ricollegandoci ai tre motivi addotti per giustificare la opportunità di ridurre gli spostamenti, richiamiamo:

- gli spostamenti massimi, e quindi i potenziali danni agli edifici limitrofi, sono legati alla fase di scavo, quando i tiranti sono attivi;
- data la non-linearità dei terreni, si mantiene ricordo della deformazione conglobata e questo ha influenza sui moduli elastici dei terreni. È opportuno mantenere sotto controllo questa influenza, riducendo quanto possibile la alterazione dello stato dei terreni.

## 7. Analisi dinamica

### 7.1. Modello di comportamento dei terreni in campo dinamico

Si considerano tre materiali: riporti, sabbia e ghiaia. I parametri di deformabilità sono definiti nell'ipotesi che i terreni si comportino come un mezzo elasto-plastico, con comportamento di tipo Mohr-Coulomb, tramite i seguenti parametri:

- modulo di elasticità normale  $E$ ;
- modulo di Poisson  $\nu$ ;
- coesione  $c$ ;
- limite di tensione  $\sigma_i$ ;
- angolo di attrito  $\phi$ ;
- angolo di dilatanza  $\psi$ ;

Al crescere dell'ampiezza delle deformazioni, il comportamento del deposito esce dal campo elastico, con comparsa di deformazioni plastiche, aumento di pressione interstiziale (nel caso di condizioni non drenate, normalmente applicabili con carichi dinamici), fino a pervenire a rotture localizzate e cedimenti permanenti.

Risultati sperimentali provano l'esistenza di una soglia critica al di sotto della quale il comportamento risulta elastico pressoché lineare, senza aumento della pressione interstiziale nei campioni saturi e senza variazioni di volume nei campioni allo stato secco. In particolare, per valori dell'ampiezza  $\gamma$  di deformazione tangenziale ciclica fino a  $10^{-4}$  (sabbie) e  $10^{-3}$  (argille NC), il comportamento del materiale rimane moderatamente non lineare, con cicli sforzo-deformazione stabili di tipo isteretico. In tale campo non si verificano deformazioni volumetriche irreversibili e non si registra aumento di pressione interstiziale. Pertanto, per deformazioni inferiori ai valori indicati è accettabile descrivere il comportamento del materiale con un modello di tipo "elastico lineare equivalente". Invece, quando  $\gamma$  supera, orientativamente, il valore 0,1%, il terreno manifesta un comportamento marcatamente irreversibile. Per carichi non monotoni diventa necessario ricorrere a modelli più complessi. Di seguito verranno sintetizzate sia le caratteristiche del modello

lineare equivalente, utilizzato nella maggior parte dei casi nella pratica, sia di quello non lineare, scelto nel presente studio.

Appartengono alla categoria "modello elastico lineare equivalente" il programma di calcolo Shake, per la modellazione della propagazione delle onde in terreni stratificati, ed il programma Flush, per l'interazione dinamica terreno-struttura. Nel metodo elastico lineare equivalente si esegue un'analisi lineare, in base ad un valore iniziale del modulo di taglio  $G_{max}$  ed uno smorzamento iniziale  $\zeta_{min}$ . Nell'analisi si registra, elemento per elemento, il valore di deformazione ciclica rappresentativo di ogni ciclo. Tra i valori di tutti i cicli si calcola un valore efficace rappresentativo della intera analisi. Tramite relazioni sperimentali che legano il modulo di taglio  $G_{tan}$  e il fattore di smorzamento  $\zeta$  al valore di deformazione rappresentativo vengono calcolati nuovi valori del modulo di taglio e dello smorzamento, elemento per elemento. I nuovi valori sono utilizzati in una successiva analisi; il processo viene ripetuto finché si raggiunge la convergenza tra i valori assunti per i due parametri ed i valori congruenti al livello di deformazione trovato, rappresentativo dell'analisi. Viceversa, in un modello non lineare viene eseguita un'unica analisi, durante la quale il modulo di taglio è aggiornato passo-passo, per ogni elemento, in funzione dell'ampiezza della deformazione.

### 7.2. Condizioni al contorno laterali

Il problema verte sulla possibilità di simulare correttamente lo spazio infinito mediante un modello di dimensioni finite ed opportune condizioni al contorno. In pratica il problema si pone quando l'interesse è ristretto ad una porzione limitata di spazio  $A$  attorno alla struttura e la modellazione del restante spazio è richiesta soltanto per fornire ai fenomeni che si verificano in  $A$  le necessarie condizioni al contorno. Se non si verificano riflessioni di onde dallo spazio circostante  $A$ , la propagazione delle onde verso l'infinito fornisce un meccanismo di dissipazione di energia molto efficace. Al contrario, condizioni al contorno rigide, od infinitamente deformabili, o comunque arbitrarie, forniscono riflessioni di onde e conseguentemente aumentano l'energia meccanica nella porzione di spazio  $A$  in osservazione. La tecnica incorporata nel codice di calcolo FLAC prevede di calcolare la propagazione delle onde in un free-field unidimensionale in parallelo all'analisi della griglia principale. I contorni laterali della griglia principale sono accoppiati alla griglia free-field da smorzatori viscosi, Figura 12. Tra i punti affacciati delle due mesh si scambiano le azioni coerenti alla velocità relativa. Aspetti del problema sono discussi in /2/. Con tale procedura le onde piane che si propagano verso l'alto non subiscono distorsioni spurie dovute al contorno. Se la griglia principale è uniforme e senza strutture e con stratigrafia orizzontale, gli smorzatori laterali non trasmettono azioni, perché la griglia free-field ha lo stesso moto della griglia principale. Generalmente il moto della griglia principale è differente

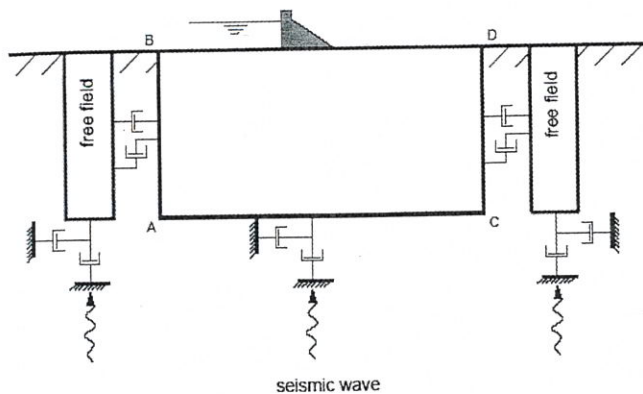


Fig. 12. Modello per analisi sismiche con presenza di strutture superficiali. Particolare della mesh free-field.

da quello della griglia free-field, quindi gli smorzatori trasmettono azioni non nulle.

### 7.3. Smorzamento del materiale

Una discussione sulle forme di dissipazione associate a cicli di carico in volumi elementari di materiale è in [2]. Nello stesso manuale FLAC sono contemplate più rappresentazioni di tali dissipazioni. Nelle analisi presentate si è utilizzato lo smorzamento cosiddetto "di Rayleigh", secondo il quale la matrice di smorzamento è proporzionale alla matrice delle masse e a quella delle rigidezze:

$$\underline{C} = a_o \cdot \underline{M} + a_1 \cdot \underline{K} \quad (9)$$

Le quantità  $a_o$  e  $a_1$  hanno le dimensioni rispettivamente di  $s^{-1}$  e  $s$ . Qualora si effettuasse una analisi modale, il coefficiente di smorzamento relativo al critico,  $\zeta_k$ , per il generico modo varrebbe:

$$\zeta_k = \frac{a_o}{2} \cdot \frac{1}{\omega_k} + \frac{a_1}{2} \cdot \omega_k \quad (10)$$

Considerando i primi due modi di vibrare ed assegnando ad essi lo stesso coefficiente di smorzamento relativo al critico,  $\zeta_o$ , si ottiene:

$$a_o = \zeta_o \cdot \frac{2 \cdot \omega_1 \cdot \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad (11)$$

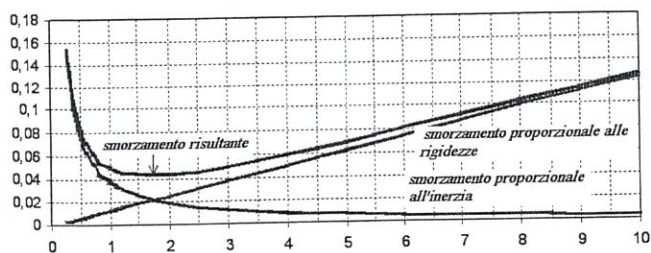


Fig. 13. Smorzamento rispetto allo smorzamento critico in funzione della frequenza (Hz).

Mediante i valori ottenuti con le equazioni (10) è possibile tracciare i diagrammi dello smorzamento in funzione della frequenza di sollecitazione. In Figura 13 è mostrato il coefficiente di smorzamento in funzione della frequenza, diagrammando separatamente la componente proporzionale alla massa, la componente proporzionale alla rigidezze e la loro somma. Come si vede, la componente proporzionale alla massa è predominante a basse frequenze, mentre quella proporzionale alla rigidezze è predominante a frequenze elevate. La curva che rappresenta la somma di entrambi i contributi raggiunge un minimo per:

$$\zeta_{\min} = (a_o a_1)^{1/2} \quad (12)$$

Occorre che il valore  $\zeta_{\min}$  rispetti i valori sperimentali, che per i materiali tipici della geotecnica, per vibrazioni di ampiezza moderata, generalmente si aggirano in un intervallo dal 2% al 5% dello smorzamento critico. Nelle analisi sono stati scelti i parametri  $a_o = 0,75$  e  $a_1 = 0,25$ . Diagrammando l'andamento dello smorzamento si ottiene il grafico di Figura 13, per il quale è individuata una frequenza  $f_1$  centrale pari a 1,8 Hz, alla quale compete  $\zeta_{\min}$  pari al 4% rispetto allo smorzamento critico.

### 7.4. Accelerogrammi

L'eccitazione del modello è stata definita da una storia temporale di accelerazione alla base del modello, caratterizzata da due componenti, orizzontale e verticale, entrambe della durata complessiva di 10.2 s e composte da 824 valori ciascuno, spaziate secondo un intervallo di tempo  $\Delta t = 0.01239$  s. Sono stati ricavati mediante una applicazione del modello Shake al free-field, assegnando un accelerogramma compatibile con lo spettro dell'Eurocodice 8 sulla superficie libera e determinando l'accelerogramma ad esso congruente alla base della mesh. Come le Figure 14 e 15 mostrano, entrambe le componenti sono caratterizzate da una accelerazione di picco inferiore a quella di riferimento in superficie. È parte del fenomeno di

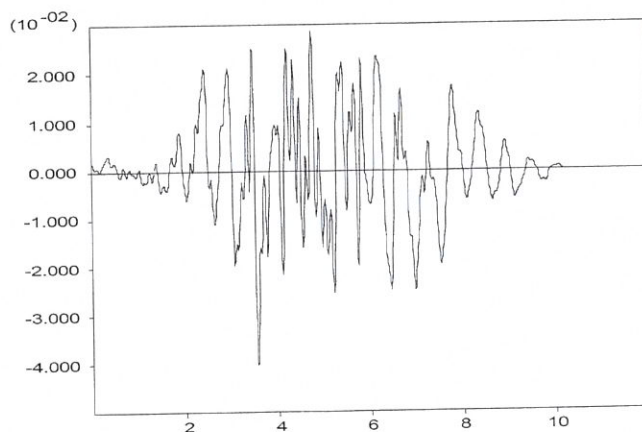


Fig. 14. Accelerogramma (in unità g) alla base della mesh, componente orizzontale.

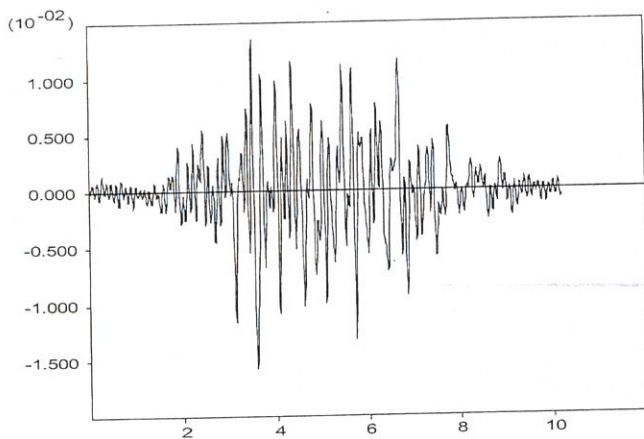


Fig. 15. Accelerogramma (in unità g) alla base della mesh, componente verticale.

amplificazione locale, /2/, del quale accennano anche le premesse.

### 7.5. Le configurazioni analizzate

In questo studio vengono riportati i risultati di analisi dinamiche in tre diverse fasi.

1. L'analisi assume che il sisma avvenga durante la fase di costruzione dell'opera, precisamente a scavo terminato, con i tiranti in esercizio, ma senza la struttura interna. Questa analisi intende simulare un evento con probabilità ridotta, ma su una configurazione della struttura particolarmente vulnerabile.

2. L'analisi considera la costruzione ultimata ed i tiranti in esercizio.

3. L'analisi considera la costruzione ultimata ed i tiranti assenti.

#### 7.5.1 Prima configurazione: fase di costruzione

Sono state monitorate le storie nel tempo delle azioni interne in ogni elemento strutturale. Sono stati ricavati gli involuipi dei massimi e dei minimi delle azioni interne e sono stati messi a confronto con i valori calcolati nella fase statica immediatamente precedente il sisma. Lo scopo è di verificare se l'evento sismico in fase costruttiva possa comportare la necessità di adottare specifici accorgimenti progettuali e di valutare in che percentuale le azioni interne siano amplificate rispetto all'analisi statica. La Figura 16 riporta la storia temporale del momento flettente nella paratia, a partire dal valore iniziale corrispondente allo stadio antecedente l'evento sismico. Il momento oscilla attorno al valore iniziale con picchi in un range del 10% del momento iniziale e dopo 10.2 s si stabilizza ad un valore prossimo a quello iniziale.

Nelle Figure 17 e 18 sono riportati gli involuipi delle azioni interne nella paratia in fase dinamica, sia massimi che minimi, mettendoli in relazione con le azioni preesistenti al sisma, che nella fase di costruzione presa in considerazione si identificano con quelle di fondo scavo. Osservando i grafici, si nota che le azioni interne

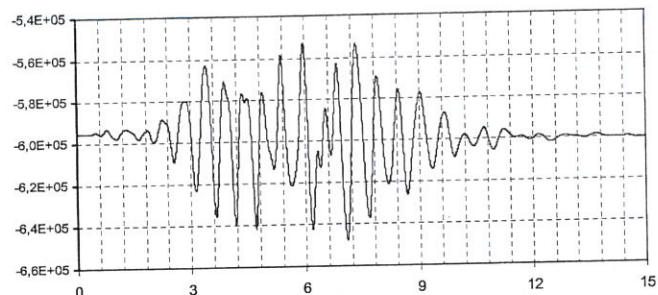


Fig. 16. Andamento nel tempo (s) del momento flettente (Nm/m) in un punto della paratia.

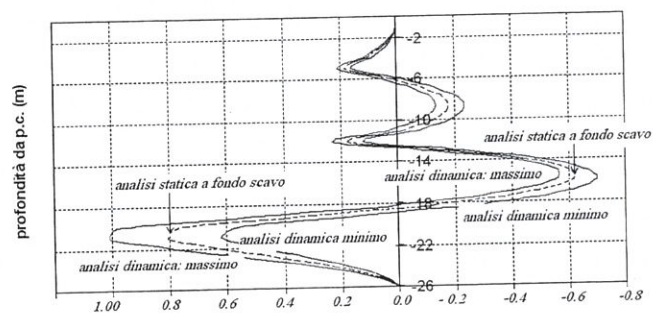


Fig. 17. Involuppo del momento flettente (MNm/m) nella paratia in fase dinamica (min e max) e in fase statica (linea tratteggiata) a fondo scavo.

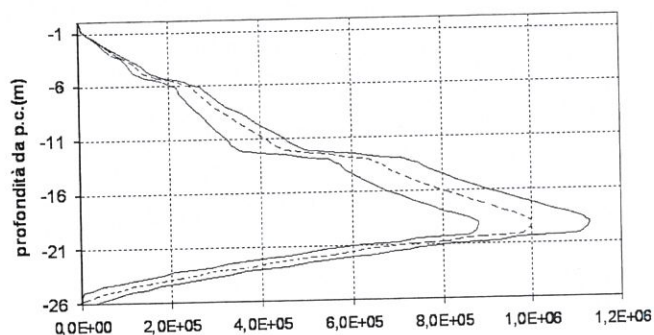


Fig. 18. Involuppo dell'azione assiale (N/m) nella paratia in fase dinamica (min e max) e in fase statica (linea tratteggiata) a fondo scavo.

in fase statica si posizionano, come previsto, tra i due involuipi relativi alla fase dinamica. Dal grafico del momento in Figura 17 si può notare come la sollecitazione dinamica produca una variazione del momento pari a  $\pm 30\%$  rispetto al momento di fine costruzione, in corrispondenza di una profondità di 8,5 m.

Per quanto riguarda l'azione assiale, l'incremento di sollecitazione è pari al 16% in prossimità della quota di fondo scavo, Figura 18. Si può notare come l'elemento beam, che nella formulazione interna a FLAC non ha spessore, non sviluppa una resistenza di punta, ma solo una resistenza laterale, e pertanto la paratia risulta pressoché scarica all'estremità.

Analizzando i grafici riportati, si osserva che gli incrementi di sollecitazione interna dovuti a un sisma in fase di costruzione comportano una modesta amplificazione delle azioni, inferiore al 30%, rispetto ad una situazione statica a lungo termine. Il risultato dipende

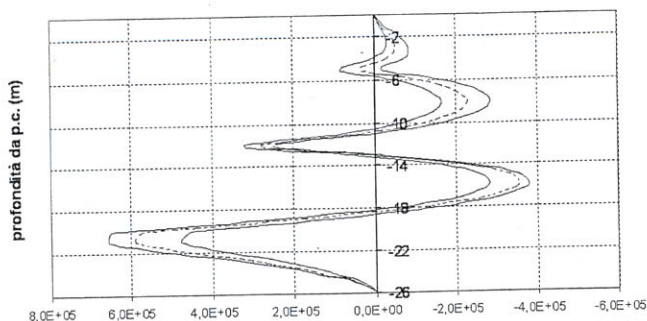


Fig. 19. Involuppo del momento flettente (Nm/m) nella paratia in fase dinamica (min e max) e in fase statica (linea tratteggiata) a lungo termine.

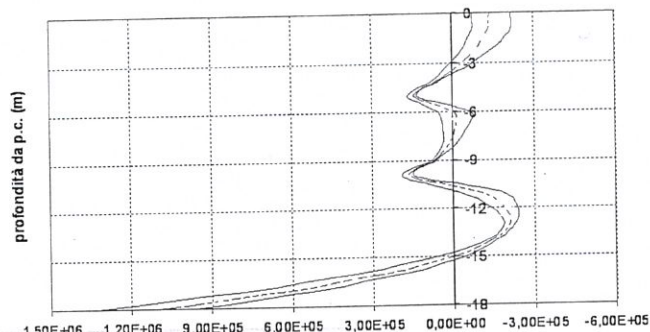


Fig. 21. Involuppo del momento flettente (Nm/m) nella controparete in fase dinamica (min e max) e in fase statica (linea tratteggiata) a lungo termine.

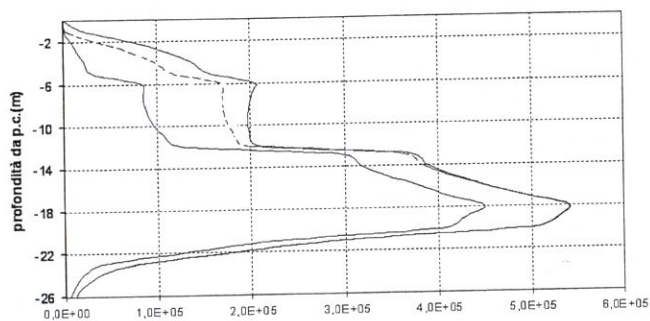


Fig. 20. Involuppo dell'azione assiale (N/m) nella paratia in fase dinamica (min e max) e in fase statica (linea tratteggiata) a lungo termine.

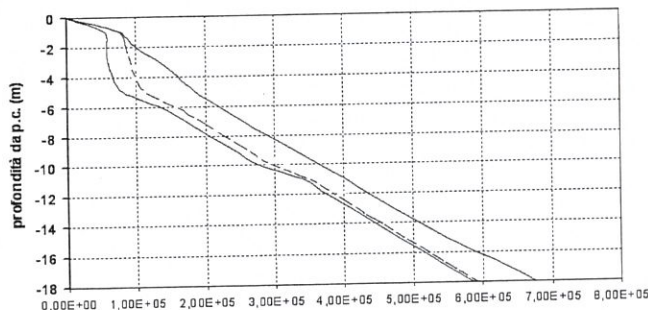


Fig. 22. Involuppo dell'azione assiale (N/m) nella controparete in fase dinamica (min e max) e in fase statica (linea tratteggiata) a lungo termine.

dal basso livello di sismicità che caratterizza il territorio milanese. Agli effetti progettuali, gli incrementi di sollecitazioni hanno quindi un impatto trascurabile.

### 7.5.2 Seconda configurazione: fase a lungo termine con tiranti in esercizio

Il modello da analizzare si presenta, nella configurazione a lungo termine, completo di tutta la struttura interna, con i tiranti ancora in esercizio; si fa riferimento alla falda di progetto. Con riferimento alle azioni interne nella paratia, si nota come l'analisi dinamica comporti un incremento massimo alla sollecitazione flettente, quella di maggior interesse essendo la paratia sollecitata principalmente a flessione, pari a  $40 \div 50$  kNm/m rispetto all'involuppo dell'azione statica, Figura 19. Queste amplificazioni non richiedono specifici accorgimenti progettuali, nemmeno nei primi metri di affondamento della paratia.

Per quanto riguarda l'azione assiale, si nota, ad eccezione dei primi metri, un andamento degli involuppi relativi all'analisi dinamica simile all'andamento statico, Figura 20. Pur avendo considerato anche la componente verticale dell'accelerogramma, non si osserva un significativo incremento dell'azione assiale, anche perché, essendo la galleria scavata a cielo aperto e non avendo previsto un ricoprimento di terra in superficie, le forze di inerzia attivate dal moto sussultorio sono limitate. L'incremento nei primi metri di affondamento dalla paratia è attribuito all'azione delle interfacce tra le strutture, che rendono possibile un trasferimento di

sforzo assiale per attrito dalla paratia alla controparete, sulla quale gravano anche le forze d'inerzia degli orizzontamenti.

Si può ancora notare che i valori delle azioni interne nella fase statica si posizionano generalmente a metà tra gli involuppi dell'analisi dinamica; si osserva questo risultato anche nei grafici che riguardano la struttura interna allo scavo. È un indice che nel suo insieme il modello ha un comportamento sostanzialmente lineare.

Per quanto riguarda il momento flettente nella controparete, i massimi sono calcolati in corrispondenza dei collegamenti con gli orizzontamenti. Gli incrementi sono inferiori al 20% della preesistente sollecitazione statica, Figura 21. Considerando il diagramma dell'azione assiale si nota una differenza rispetto al grafico relativo alla paratia. Si osservano valori di azione assiale linearmente crescenti con la quota e un incremento di azione assiale in fase dinamica rispetto alla fase statica pari al 40% a quota 4 m e pari al 15% a quota 18 m, nel punto di massima sollecitazione, Figura 22. Per quanto riguarda travi e pilastri, si osservano incrementi significativi delle azioni interne.

### 7.5.3 Terza configurazione: fase a lungo termine in assenza dei tiranti

Nella terza analisi il modello è considerato in una configurazione caratterizzata dalla presenza della struttura interna, senza i tiranti. In condizioni statiche non vi sono differenze se i tiranti sono stati

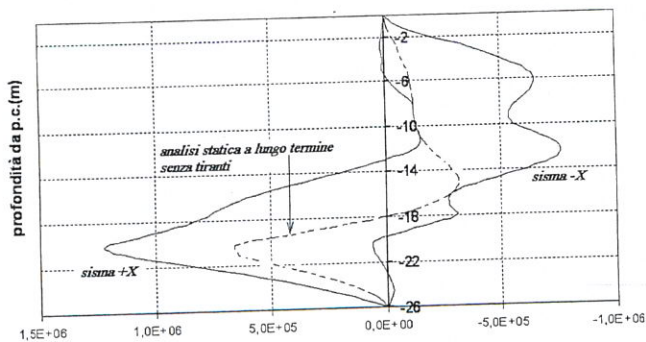


Fig. 23. Involuppo del momento flettente (Nm/m) nella paratia in fase dinamica (min e max) e in fase statica (linea tratteggiata) a lungo termine senza tiranti.

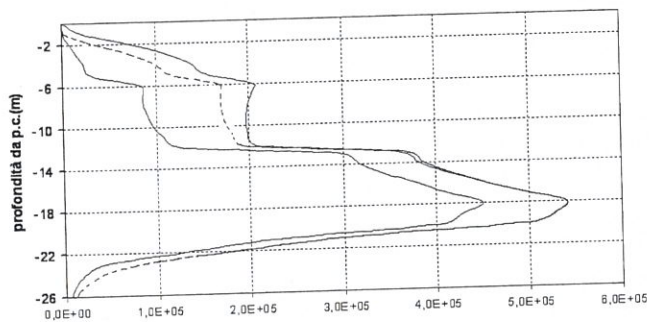


Fig. 24. Involuppo dell'azione assiale (N/m) nella paratia in fase dinamica (min e max) e in fase statica (linea tratteggiata) a lungo termine senza tiranti.

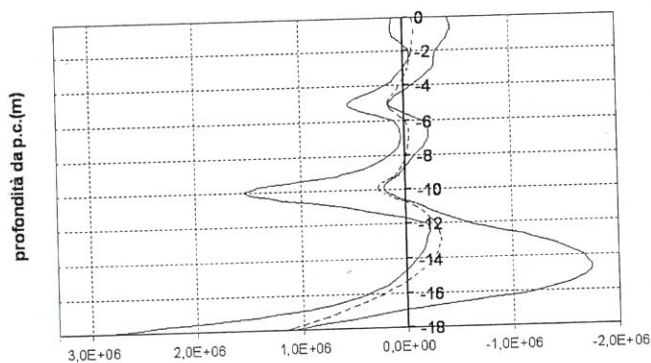


Fig. 25. Involuppo del momento flettente (Nm/m) nella controparete in fase dinamica (min e max) e in fase statica (linea tratteggiata) a lungo termine senza tiranti.

rimossi oppure se sono pressoché interamente rilassati: in entrambi i casi le azioni di tiro interne ad essi sono assorbite dalle paratie e dalla struttura interna. Al contrario, in condizioni dinamiche i tiranti non partecipano al comportamento della struttura se sono stati rimossi. I tiranti possono ancora offrire una rigidità rispetto alle azioni di trazione, assorbendo gran parte dell'incremento di spinta delle terre che si verifica nelle condizioni sismiche, se sono rilassati fino ad un tiro insignificante, ma non sono stati rimossi. Vengono presentati di seguito i risultati di una analisi dinamica, nell'ipotesi che i tiranti siano stati rimossi.

Come si può osservare dalla Figura 23, l'involuppo del momento sulla paratia in fase dinamica contiene ancora quello in fase statica a lungo termine, ma il campo di va-

riabilità è più elevato. Il valore statico viene amplificato di 589 kNm/m in corrispondenza del picco a circa -12 m di profondità. A 20 metri di profondità, in corrispondenza del tampone a fondo scavo, il momento è amplificato di 573 kNm/m. Per quanto riguarda l'azione assiale, si notano incrementi che raggiungono un massimo del 20% nella parte superiore della paratia ed incrementi trascurabili nella parte inferiore, Figura 24.

Il taglio aumenta particolarmente nella parte superiore della paratia. Risulta 151 kN/m a 3 metri di profondità e raggiunge un picco di 289 kN/m a 15 metri di profondità. Nella parte inferiore della paratia il taglio si discosta in misura minore, con un incremento pari a 100 kN/m in prossimità del fondo della paratia.

Il momento nella controparete presenta un incremento significativo con un'amplificazione in testa di 340 kNm/m e picchi di amplificazione pari a 402 kNm/m e a 1285 kNm/m in corrispondenza dei setti orizzontali, a 5 e 10 metri di profondità, Figura 25. L'incremento raggiunge un picco pari a 1683 kNm/m in prossimità della base. Tali valori di incremento sono considerati elevati, tenendo conto che la sollecitazione statica di riferimento alla base vale 1147 kNm/m.

L'incremento dell'azione assiale risulta relativamente contenuto, pari a 82 kN/m, costante lungo la paratia. Il taglio subisce incrementi rilevanti, pari a 480 kN/m in testa, 500 kN/m in corrispondenza del primo setto, 1000 kN/m in corrispondenza del secondo setto e pari a 1420 kN/m alla base.

Il momento flettente nella trave situata a dieci metri di profondità, in corrispondenza delle sezioni di incastro con la controparete, presenta incrementi fino a 600 kNm/m, mentre nelle sezioni di attacco con i pilastri interni (in corrispondenza del picco) si osservano incrementi di 350 kNm/m.

L'azione assiale passa da valori statici di 600 kN/m, a valori in campo dinamico fino a 3000 kN/m; questo aumento può essere imputato al fatto che in presenza di sollecitazioni dinamiche la pressione sulla paratia aumenta molto e di conseguenza aumenta l'azione assiale nei setti orizzontali.

Osservando l'involuppo del momento flettente nel pilastro, si nota in sommità una differenza pari a 489 kNm/m rispetto alla condizione statica; la differenza diminuisce progressivamente avvicinandosi alla mezzeria per poi aumentare notevolmente in corrispondenza della base, Figura 26.

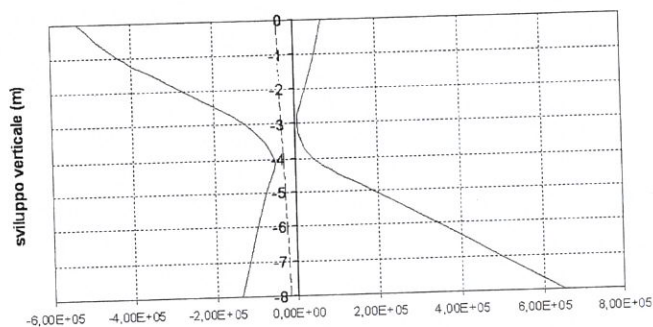


Fig. 26. Involuppo del momento flettente (Nm/m) nel pilastro centrale (tratto da -10m a -18m) in fase dinamica (min e max) e in fase statica (linea tratteggiata) a lungo termine senza tiranti.

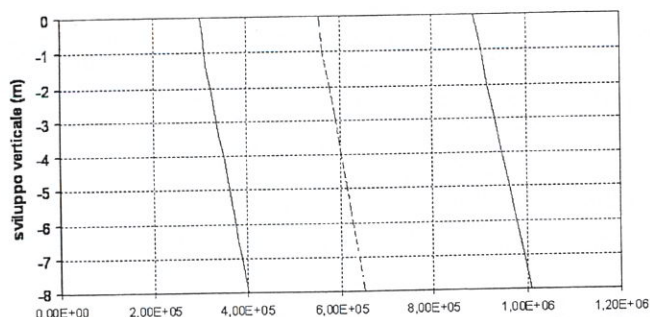


Fig. 27. Involuppo dell'azione assiale (N/m) nel pilastro centrale (tratto da -10m a -18m) in fase dinamica (min e max) e in fase statica (linea tratteggiata) a lungo termine senza tiranti.

L'incremento dell'involuppo dell'azione assiale in condizioni dinamiche si mantiene in un intervallo del  $\pm 50\%$  rispetto alla condizione statica, Figura 27. I valori del taglio sono trascurabili in condizioni statiche, mentre raggiungono valori pari a 160 kN/m in condizioni dinamiche.

## 8. Confronti con involuppi statici

Per evidenziare l'eventuale necessità di accorgimenti progettuali per far fronte alle azioni sismiche, risulta necessario confrontare gli involuppi delle sollecitazioni dinamiche con quelli delle sollecitazioni statiche. Ai fini progettuali, secondo l'Eurocodice 7, i carichi permanenti sono amplificati secondo il fattore  $\gamma_F = 1.35$  e di conseguenza di altrettanto risultano amplificate le sollecitazioni interne relative a tutti i casi statici. Per quanto riguarda le analisi dinamiche, non è stato considerato l'involuppo delle sollecitazioni nella prima configurazione, che riguarda l'evento sismico in fase di costruzione. Sono stati considerati quindi gli involuppi delle sollecitazioni nella seconda e terza analisi dinamica.

Nei primi metri della parte superiore della paratia l'involuppo del momento negativo (lato scavo) in condizioni sismiche cresce fino a superare di 500 kNm/m l'involuppo del momento in fase statica in corrispondenza dei 6 metri di profondità. Nella parte centrale, dai 6 ai 14 metri di profondità, il momento negativo in condizioni sismiche decresce inizialmente per poi avere ancora un picco nel quale si discosta da quello statico di 410 kNm/m in corrispondenza dei 13 m di profondità, Figura 28. Dai 14 ai 20 metri di profondità

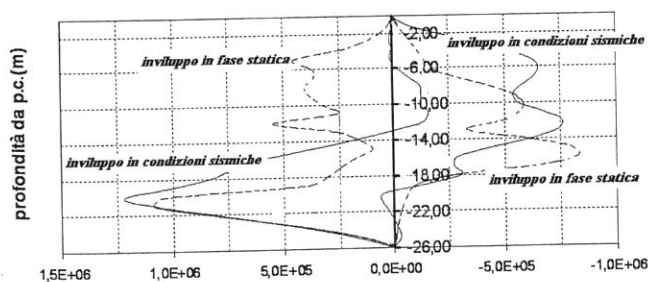


Fig. 28. Involuppo del momento flettente (Nm/m) nella paratia nella terza analisi dinamica, (max e min), e in fase statica (tratteggiato), (max e min).

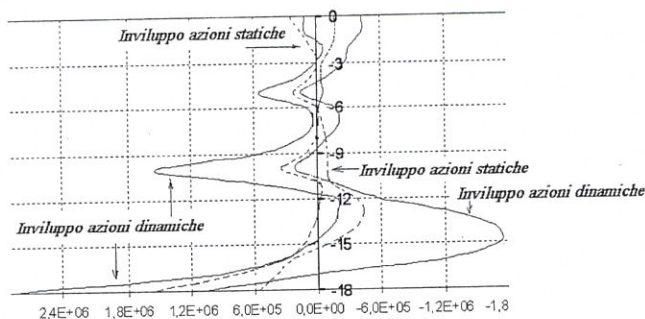


Fig. 29. Involuppo del momento flettente (Nm/m) nella controparete nella terza analisi dinamica e in fase statica (tratteggiato).

il momento negativo risulta contenuto all'interno dell'involuppo statico; invece il momento positivo supera quello statico di un valore massimo pari a 600 kNm/m e da 20 m fino alla base decresce seguendo l'andamento dell'involuppo statico.

Per quanto riguarda la controparete l'andamento dell'involuppo dei momenti in fase dinamica, nella seconda configurazione, conferma quanto visto precedentemente per la paratia. Anche l'involuppo del taglio in fase dinamica, nella seconda configurazione, rimane pressoché interamente contenuto nell'involuppo in condizioni statiche. L'involuppo del momento flettente nella terza analisi dinamica presenta valori più elevati rispetto alla condizione statica; l'incremento è pari a 335 kNm/m in corrispondenza del primo setto, a 5 metri di profondità, pari a 1120 kNm/m a circa 10 metri, pari a 1460 kNm/m a circa 15 metri e pari a 1687 kNm/m in corrispondenza dei 18 metri di profondità, Figura 29.

Un analogo andamento si verifica per l'involuppo del taglio nella controparete. I valori dell'involuppo statico risultano amplificati di 400 kN/m in testa e di 942 kN/m alla base. Questa amplificazione si riscontra nella terza analisi dinamica ed è probabilmente frutto dell'interazione tra paratia e controparete.

## 9. Discussione e conclusioni

I tiranti sono soggetti ad un progressivo rilassamento nel tempo e, coerentemente, nella specifica progettuale si impone generalmente di assumere che siano ritenuti assenti nella configurazione di regime a tempo indeterminato. In condizioni statiche, lo stato di sforzo nella struttura è identico se i tiranti sono stati rimossi oppure se sono pressoché interamente rilassati. Pertanto la specifica citata non comporta un aggravio superfluo qualora le specifiche si limitino ad imporre condizioni di carico di natura statica e non impongano verifiche rispetto ad azioni di natura sismica.

Il cambiamento delle specifiche progettuali, imposto dalla Ordinanza o dalle Norme tecniche per le costruzioni, con l'obbligo di introdurre la verifica di resistenza rispetto alle azioni sismiche, richiede di riconsiderare il ruolo dei tiranti a lungo termine. Una ipotesi non soggetta a discussione è quella che i tiranti non siano ritenuti rilassati nel corso dell'esercizio. Pertanto i tiranti devono essere considerati rilassati a tempo indeterminato.

In condizioni sismiche i tiranti non partecipano al comportamento dinamico della struttura se sono stati

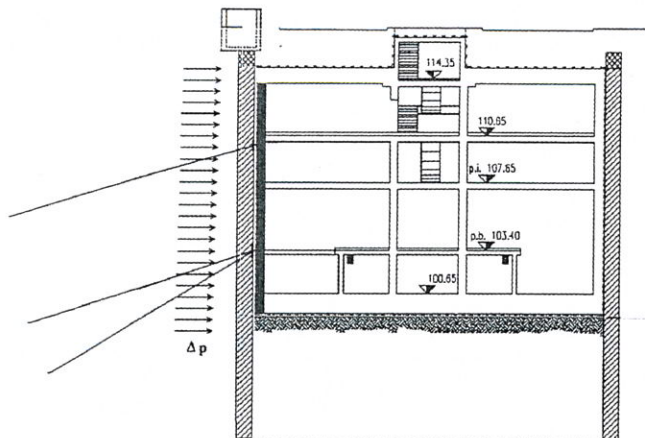


Fig. 30. Intervento dei tiranti sull'incremento di spinta durante un evento sismico.

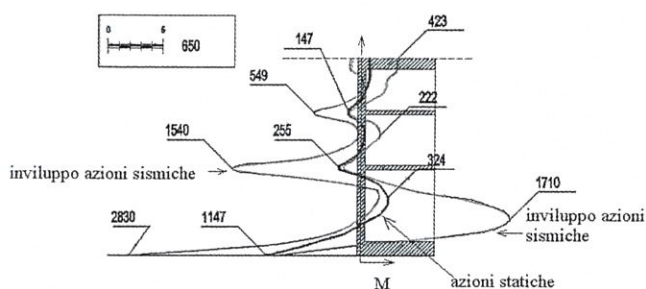


Fig. 31. Involuppo dei momenti flettenti (kNm/m) in condizioni sismiche nella controparete, in assenza di tiranti.

rimossi. Se sono rilassati fino ad un tiro insignificante, ma non sono stati rimossi, possono riprendere rigidità rispetto ad azioni di trazione e precisamente possono operare con la rigidità di un tirante rettilineo con pretensione minima. Il tiro iniziale e la messa in opera assicurano infatti che il tirante non assuma alcuna freccia nel tempo, in grado di ridurre una tale rigidità. È quindi in condizione di assorbire parte dell'incremento di spinta delle terre che si verifica nelle condizioni sismiche, nella situazione indicata schematicamente in Figura 30. È questa la condizione responsabile dei picchi di sforzo nella controparete. Essi superano marginalmente i limiti convenzionali di resistenza qualora i tiranti siano supposti rimossi, Figura 31.

Il tirante è generalmente protetto rispetto alla corrosione. Richiamiamo al proposito che la densità di  $\text{CO}_2$  presente nel terreno è bensì 3÷4 volte quella che si può trovare nella atmosfera, ma non avendo mobilità nel terreno, la aggressività della  $\text{CO}_2$  nei riguardi dei materiali ferrosi è minima. Il normale rivestimento previsto come opera provvisoria è probabilmente sufficiente per proteggerlo per qualche decennio. Peraltro la corrosione si è rivelata importante in presenza di correnti vaganti.

Il ruolo che verrebbe assegnato ai tiranti è quello di reggere parte della sovraspinta delle terre che nasce durante l'evento sismico, responsabile dei picchi di sforzo nella controparete. Trattandosi di una importante modifica delle condizioni progettuali, si propone che sia oggetto di una verifica sperimentale. Occorre misurare la rigidità offerta da tiranti in opera da qualche

decennio e teoricamente prossimi ad un rilassamento significativo.

Un altro punto critico è costituito dalla interfaccia tra paratie e strutture interne. La specifica richiede che la spinta dell'acqua di falda sia sopportata dalla controparete. L'analisi dello stato di sforzo in tali condizioni mostra buone riserve di resistenza, sia in condizioni statiche sia in quelle sismiche, purché i tiranti conservino la rigidità residua alla trazione, come sopra discusso. Tuttavia la controparete è costruita in aderenza alla paratia, senza collegamenti meccanici con la paratia. La presenza di acqua nella intercapedine può favorire l'apertura del giunto, in particolare in prossimità della superficie, se si prescrivono condizioni sismiche sostanzialmente più severe di quelle presupposte nel territorio milanese. Il limite dell'accelerazione di picco capace di produrre una apertura non è stata determinata nel presente studio e costituisce un secondo punto di utile indagine.

Margini di sicurezza sussistono con varie ipotesi di comportamento, purché, come già detto, i tiranti mantengano la loro presenza, ancorché rilassati. In assenza di tiranti le contropareti possono essere soggette ad effetti sismici severi.

Il problema si presenta in termini analoghi nella costruzione di parcheggi interrati, una tipologia di costruzioni di crescente interesse nelle città maggiori. La profondità e le dimensioni in pianta delle strutture sono confrontabili e le problematiche accennate per i tiranti e l'interfaccia tra paratie e controparete sono analoghe, sia per gli aspetti statici sia per quelli sismici.

## Riconoscimento

L'onere dei calcoli è stato principalmente sostenuto dagli ing. Simone Chittò e Francesco Nozza, durante lo svolgimento della tesi di laurea specialistica presso il Politecnico di Milano, nell'anno 2006. Un ringraziamento alla società Harpaceas, per aver messo a disposizione il programma FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua, della Itasca Inc, ed. 2004) ed aver fornito l'assistenza necessaria alla sua applicazione.

## Bibliografia

- 1/ Castellani A., Cavagna B., Chiorboli M., Valente M., Tunnel Metropolitani in Zona Sismica, Ingegneria Sismica, XXIII(1), gennaio-aprile, 2006.
- 2/ Castellani A., Faccioli E., Costruzioni in zona sismica, Hoepli Editore, Seconda Edizione 2007.
- 3/ Dowding C.H., Rozen A., Damage to rock tunnels from earthquake shaking, Journal of Geotechnical Engineering Division of American Society of Civil Engineers, 104(2), 175-191, 1978.
- 4/ Gazetas G., Gerolymos N., Anastasopoulos I., Response of three Athens metro underground structures in the 1999 Parnitha earthquake, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 25(7-10), 617-633, 2005.
- 5/ Huo H., Bobet A., Fernandez G., Ramirez J., Load transfer mechanism between underground structure

- and surrounding ground: evaluation of the failure of the Daikai station, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 131(12), 1522-1533, 2005.
- /6/ Sharma S., Judd W. R., Underground opening damage from earthquakes, *Engineering Geology*, 30, 263-276, 1991.
- /7/ Uenishi K., Sakurai S., Characteristic of the Vertical Seismic Waves Associated with the 1995 Hyogoken Nanbu (Kobe), Japan Earthquake Estimated from the Failure of the Daikai Underground Station, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29, 813-821, 2000.
- /8/ Taylor P.R., Ibrahim H.H., Yang D., Seismic Retrofit of George Massey Tunnel, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34, 519-542, 2005.
- /9/ Karinski Y.S., Shershnev V.V., Yankelevsky D.Z., The Effect of an Interface Boundary Layer on the Resonance Properties of a Buried Structure, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33, 227-247, 2004.
- /10/ Gan-Bin L., Kang-He X., Hai-Lin Y., Scattering of elastic wave by a partially sealed cylindrical shell embedded in poroelastic medium, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 29, 1109-1126, 2005 .
- /11/ Kim S.-H., Kim K.-J., Three-dimensional Dynamic Response of Underground Openings in Saturated Rock Masses, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30, 765-782, 2001.
- /12/ Davis C.A., Lee V.W., Bardet J.P., Transverse Response of Underground Cavities and Pipes to Incident SV Waves, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30, 383-410, 2001.
- /13/ Wang W.L., Wang T.T., Su J.J., Lin C.H., Seng C. R., Huang T.H., Assessment of Damage in Mountain Tunnels due to the Taiwan Chi-Chi Earthquake, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16, 133-150, 2001.
- /14/ Srbulov M., A Note on Possible Influence of Seismic Wave Propagation on Tunnels, Shafts And Piles, under publication in *European Earthquake Engineering*, 2007.
- /15/ Scawthorn C., Johnson G.S., Preliminary report Kocaeli (Izmit) earthquake of 17 August 1999, *Engineering Structures*, 22, 727-745, 2000.
- /16/ Chai J.-F., Teng T.-J., Loh C.-H., Determination of first mode ground period and site-dependent design response spectrum for Taiwan High Speed Rail, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24, 527-536, 2004.
- /17/ Chen S.-H., Egger P., Three Dimensional Elasto-Viscoplastic Finite Element Analysis of Reinforced Rock Masses and its Application, *International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 23, 61-78, 1999.
- /18/ Kim D.K., Yun C.-B., Earthquake Response Analysis in the Time Domain for 2D Soil-Structure Systems Using Analytical Frequency-Dependent in Finite Elements, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 58, 1837-1855, 2003.
- /19/ Stirbys A.F., Radwanski Z.R., Proctor R.J., Escandon R.F., Los Angeles Metro Rail Project – Geologic and Geotechnical Design and Construction Constraint, *Engineering Geology*, 51, 203-224, 1999.
- /20/ Kawamoto T., Aydan O., A Review of Numerical Analysis of Tunnels in Discontinuous Rock Masses, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 23, 1377-1391, 1999.
- /21/ Dalgic S., Tunneling in squeezing rock, the Bolu tunnel, Anatolian Motorway, Turkey, *Engineering Geology*, 67, 73-96, 2002.
- /22/ Iida H., Hirodo T., Yoshida N., Damage to Dakai Subway Station, Japanese Geotechnical Society, Special Issue on Soils and Foundations, 283-300, 1996.

## EXTENDED ABSTRACT

# *Railway station of underground line under seismic action*

*B. Cavagna, A. Arienti, M. Chiorboli, A. Castellani, F. Calvetti, M. Valente*

### **Introduction**

*The dynamic behaviour of a railway station of the Milan Underground line is analysed under the effects of an earthquake defined according to Eurocode 8, with peak ground acceleration 0.07g.*

*The analysis requires the preliminary knowledge of the state of stress and strain in the soil surrounding the tunnel. It depends on the geometry and on the mechanical properties of the soil layers, which are generally non-homogeneous and non-isotropic. Besides, the state depends on excavation and construction procedures.*

*The computer code FLAC, 2004 version, is proved to be capable of representing this state fairly, the main limitation resting on the knowledge of the constitutive law of the soil and on the representation of excavation and construction procedures. In the paper this state of stress and strain is briefly reviewed. It will be referred to as the relaxation state of stress.*

*If the ground is exposed to a seismic excitation, the resulting state of stress in the surrounding soil and the sheet-piling is computed by integrating the equilibrium equations during the earthquake duration, with reference to the non-linear behaviour of the soil. Starting*



from the relaxation state of stress, the program executes the integration step by step, updating the soil properties according to the total strain amplitude.

The sheet-piling and the vertical wall of the station are not linked by steel bars and are kept in contact by the earth pressure. The gap between the two structures may be opened during the seismic event, depending on the conditions of the tendons. In the model this element is represented by apposite gap elements, able to follow the contact condition. The reinforced concrete structures remain in the linear elastic realm, in practice.

Severe damage to this type of structures, although small in number, was caused in Kobe, Japan, by the disastrous Hygo-Ken Nanbu (Kobe) earthquake of 1995. The worst damage to the large-scale underground facilities was the collapse of the Dakai Underground Station in Kobe, pertaining to the underground railway (Kobe Rapid Transit). Other damages have been reported for railways station in occasion of the Athens Earthquake of 1999.

## Results and Conclusions

The results of the dynamic analyses in two different configurations of the model are presented.

1. The analysis considers the completed construction and the tendons in operating conditions.

2. The analysis considers the completed construction in absence of the tendons.

The tendons are subjected to a progressive relaxation in the long run and, consistently, the design standards generally prescribe to assume that the tendons are absent in the operating configuration. In static conditions, the stress state in the structure is similar if the tendons have been removed or if they are almost completely relaxed. Therefore the mentioned prescription doesn't involve a further change in static loading conditions.

The change of the design provisions, imposed by the Italian standard regulation, providing for the verification with respect to the seismic actions, requires to reconsider the long term effects of the tendons. An assumption, which is not subject for debate, is that the tendons are not re-tensioned during the operating conditions. Therefore the tendons, if present, should be considered relaxed in the long run.

In seismic conditions the tendons don't contribute to the dynamic behaviour of the structure if they have been removed. If they are relaxed up to a negligible tension, but they have not been removed, they can recover stiffness with respect to tensile actions and

precisely the stiffness of a straight tendon with minimum pre-tension. The initial tension and the general arrangement assure that the tendon is not subjected to sag, which could be able to reduce such a stiffness. Therefore it is capable to absorb part of the increase of the earth pressure occurring in seismic conditions, in the situation indicated schematically in Figure 30. It is the condition responsible of the stress peaks in the vertical wall. They marginally exceed the conventional resistance limits in the assumptions of tendons removed, figure 31.

The tendon is generally protected against corrosion. The density of CO<sub>2</sub> present in the ground is 3-4 times the density present in the atmosphere, but with reduced mobility so that the aggressiveness of the CO<sub>2</sub> against the ferrous materials is minimum in the soil. The usual covering, prescribed as provisional work, is probably sufficient to protect it for some decades. However the corrosion proved to be important in presence of roaming currents.

The role assigned to the tendons is to sustain part of the pressure of the soil occurring during the seismic event, responsible of the stress peaks in the vertical wall. Because it is an important change of the design conditions, an experimental test is suitable. It is necessary to measure the stiffness provided by the tendons working since some decades and theoretically near to a significant relaxation.

A critical point is the interface between the sheet-piling and the internal structures. The standard requires that the water pressure is supported by the vertical wall. The analysis of the stress state in such conditions shows strength resources, both in static and seismic conditions, provided that the tendons retain the residual stiffness to tensile, as discussed above. Nevertheless the vertical wall is built adherent to the sheet-piling, without mechanical links to the sheet-piling. The presence of water in the hollow space can promote the opening of the joint, in particular near the surface, if seismic conditions more severe than those supposed in the area around Milan are prescribed. The limit of the peak acceleration able to produce an opening has not been determined in the present study. It can be a second point of useful investigation.

The problem exists in the same terms as in the case of construction of underground parking, a typology of construction of increasing interest in the major towns. The depth and the dimensions in plan of the structure are comparable and the issues discussed on the tendons and the interface between sheet-pilings and vertical walls are similar both for static and seismic conditions.