

CONGRESSO NAZIONALE
L' "INGEGNERIA SISMICA IN ITALIA"
POTENZA-MATERA, 9-13 SETTEMBRE 2001

**GALLERIE PROFONDE
IN ZONE SISMICHE,
RECENTI SVILUPPI**

Ing. Marco Russo e Ing. Walter Amberg

Gallerie profonde in zone sismiche, recenti sviluppi

M. Russo, W. Amberg

Lombardi SA, Ingegneri Consulenti, 6648 Minusio Switzerland – info@lombardi.ch

SOMMARIO: La verifica sismica di tunnel profondi è pratica progettuale poco diffusa, nonostante si siano registrati esempi di danneggiamenti gravi o collassi in tunnel profondi a seguito di terremoti particolarmente intensi. Nella presente memoria, dopo aver elencato le possibili cause di danneggiamento sismico delle gallerie, si discutono i principali risultati delle analisi fatte per la galleria di Bolu, e si traggono valutazioni progettuali per gallerie profonde in zone sismiche.

ABSTRACT: The seismic assessment of deep buried underground structures, although examples of damages and collapses following to strong earthquakes exist, is not a common practice in tunnel design. In this contribution, after listing the causes of seismic risk for buried tunnels, the main results of the analyses made for the Bolu tunnel are discussed in the aim of providing guidelines for an effective design of deep buried tunnels in seismic zones

1. INTRODUZIONE

I tunnel rientrano tra le infrastrutture di trasporto meno vulnerabili ai sismi, difatti la verifica sismica dei tunnel non è diffusa nella pratica professionale corrente. Ciò è dovuto in parte all'elevato grado di confinamento dei tunnel, in parte all'elevata capacità statica di accettare cerniere plastiche nei rivestimenti. Nonostante ciò, sono riportati danneggiamenti importanti in tunnel profondi a seguito, ad esempio, dei terremoti di Kobe (J), Loma Prieta(USA) e Düzce (T).

Alla luce di queste case histories, sarebbe auspicabile l'adozione di criteri antisismici nella progettazione di tunnel in zone sismiche, specialmente in prossimità di importanti faglie. Tanto più se tali opere insistono su assi di comunicazione strategici che debbano essere percorribili immediatamente dopo un evento sismico per esigenze di protezione civile. Difatti il collasso o danneggiamento di un tunnel, oltre ad essere, in genere, difficilmente ripristinabile, può causare difficoltà per i soccorsi almeno comparabili a quelli del crollo di un ponte o di un viadotto.

2. DANNI INDOTTI IN TUNNEL A SEGUITO DI TERREMOTI

L'ingegnere civile ha l'abitudine di valutare gli effetti di un sisma in termini di forze di inerzia che insorgono sulle strutture a causa di un campo di accelerazioni indotte dal terremoto alla base della struttura ed amplificate in vario modo dalla struttura stessa. Nelle gallerie, dato

l'elevato grado di confinamento, le accelerazioni inerziali indotte non sono, in generale, particolarmente gravose, invece è più elevata la vulnerabilità a:

- frane indotte dal sisma la cui superficie di slittamento interseca l'allineamento del tunnel. In particolare agli imbocchi, quando il pendio naturale sia stato modificato, o laddove il tracciato della galleria interseca zone in frana;
- liquefazione dei terreni al contorno, risentita in terreni mediamente addensati che possono essere soggetti al fenomeno della liquefazione;
- intersezione di faglie attive in caso di rottura della faglia stessa;
- distorsioni indotte dal sisma nel sottosuolo, quali scuotimento e distorsioni al contorno del tunnel per il propagarsi delle onde sismiche.

E' in particolare sull'ultimo dei fenomeni sopraelencati che si vuole focalizzare l'attenzione. Le onde sismiche si propagano nel sottosuolo in vario modo dalla sorgente sismica; lungo il percorso vengono variamente riflesse e rifratte dalle superfici di contatto tra gli strati, come indicato in figura 1, creando "concentrazioni" della distorsione a determinati livelli.

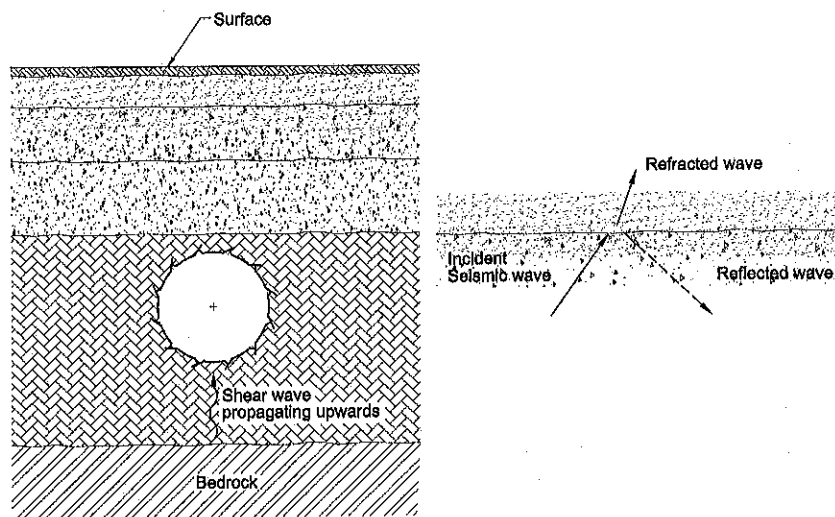


Figura 1. Propagazione dell'onda sismica nel sottosuolo.

Le onde incontrano la superficie del tunnel causando distorsioni del rivestimento del tunnel stesso, come schematizzato in figura 2. In generale le sollecitazioni dovute alla propagazione delle onde nella direzione longitudinale del tunnel (casi a e b in figura 2) inducono fessure radiali, meno pericolose e non critiche per la stabilità dell'opera.

Le sollecitazioni indotte invece dalle onde di taglio hanno l'effetto di ovalizzare la sezione della galleria (caso c figura 2), ciò causa fessure longitudinali che possono arrivare a compromettere la stabilità del rivestimento stesso.

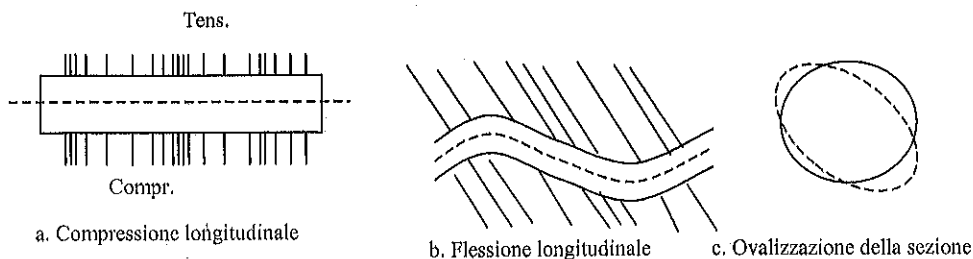


Figura 2. Sollecitazioni indotte sui rivestimenti.

3. IL CASO

Il tunnel di Bolu (Turchia) è un'opera dell'Autostrada Nord Anatolica (TEM) che collegherà Istanbul ad Ankara ed è attualmente in costruzione. Si tratta di una galleria autostradale lunga 3260 m circa e costituita da due tubi indipendenti da tre corsie collegati da bypass. Il raggio interno è di 7 m ed il raggio di scavo è variabile sino a circa 9 m.

La geologia attraversata è molto variegata, e praticamente tutte le litologie sono presenti. Si passa da quarziti che hanno richiesto scavo all'esplosivo, sino ad argille di faglia con scarse resistenze al taglio che hanno obbligato a soluzioni di scavo e supporto non previste nel progetto originario.

Il tunnel è stato concepito secondo il Nuovo Metodo Austriaco, con supporti temporanei con centine leggere e chiodature.

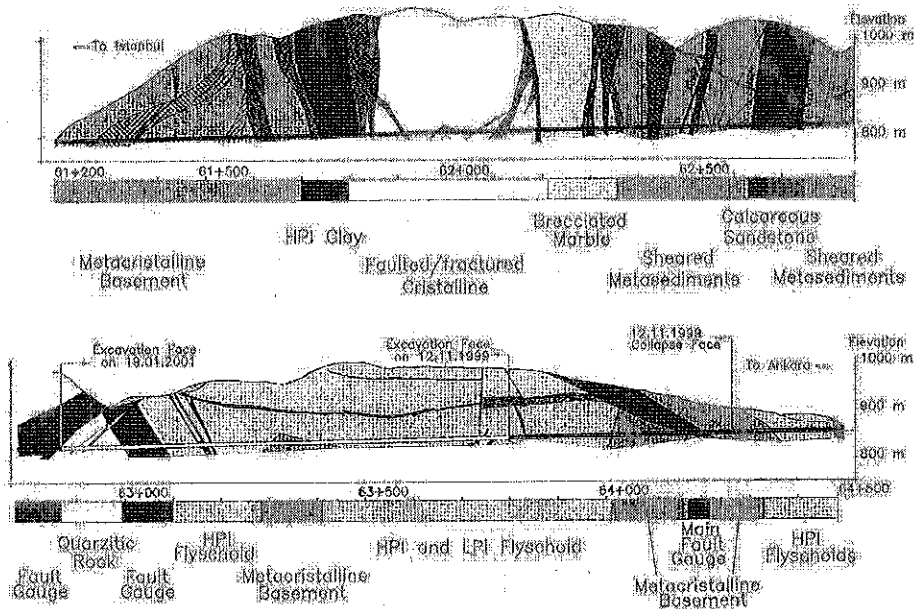


Figura 3. Profilo longitudinale del tunnel

Il tunnel era ancora in costruzione alla data del terremoto di Düzce (12.11.1999) e lo scavo procedeva dai due lati (Ankara ed Istanbul) con metodo tradizionale. I fronti opposti distavano circa 840 m in ciascuno dei due tubi. I rivestimenti definitivi erano stati installati a distanze fino a circa 450 m dai fronti di scavo.

In zona sono stati avvertiti entrambi i due maggiori terremoti turchi del 1999, quello di Kocaeli (M_w 7.4, 7.8.1999) e quello di Düzce (M_w 7.2, 12.11.1999). Come indicato in figura 4, il terremoto di Düzce ha avuto epicentro a circa 40 km ad est del sito, mentre, in superficie, la rottura della faglia si è estesa sino a circa 3 km dall'imbocco del tunnel lato Istanbul.

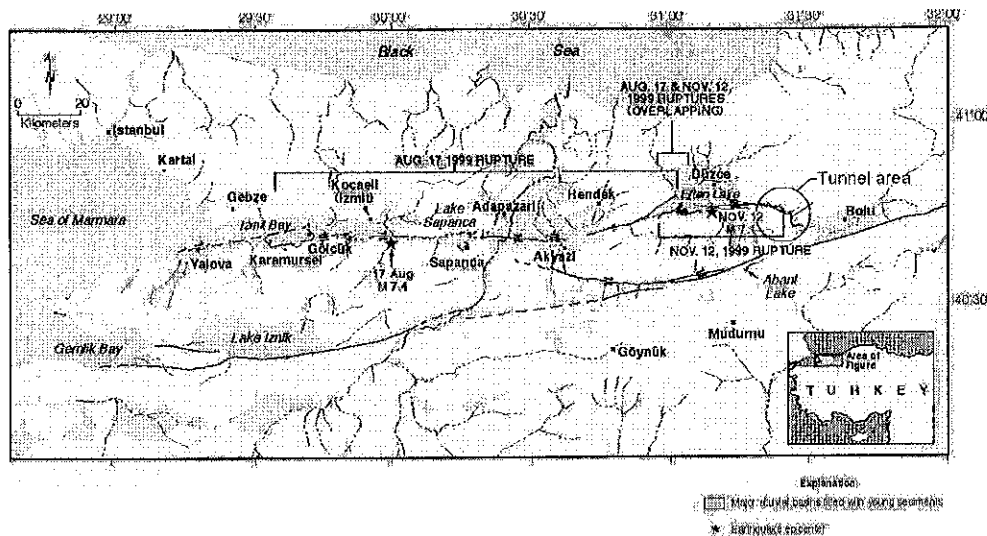


Figura 4. Terremoti in Turchia nel 1999 e rotture superficiali rispetto al tunnel

A seguito del terremoto di Düzce si sono avuti, tra l'altro, considerevoli danni nel tunnel. I danni più ingenti si sono avuti dalla parte del versante Ankara, opposto all'epicentro. Da questo lato si è avuto il crollo completo di una tratta di oltre 400 m in ciascuno dei due tubi. Il crollo si è originato contestualmente al terremoto in una sezione nel tubo di destra, circa 50 m al di là del limite della zona rivestita con rivestimento definitivo, a circa 420 m dal fronte di scavo. La copertura a quella progressiva è di circa 50 m, e il terreno in cui era scavata la galleria è di tipo argilloso plastico.

Quasi contemporaneamente la corrispondente sezione nel tubo di sinistra, a circa 430 m dal fronte di scavo (interasse tra i tubi circa 40 m in quella zona), ha iniziato a cedere ed è collassata. La modalità di sviluppo del crollo ha, fortunatamente, consentito agli operai di fuggire attraverso un bypass ed il tubo di sinistra prima che quest'ultimo fosse completamente ostruito.

Si è evidenziato un meccanismo progressivo del collasso, il cui avvio è stato indotto dal sisma, e contestuale ad esso, ma che, successivamente, si è esteso verso il fronte su di una lunghezza di circa 450 m. La campagna di investigazioni condotte dalla superficie nei mesi dopo il sisma, oltre a mostrare alternanza tra zone crollate e non, ha messo in evidenza ingenti vuoti nello spazio al di sopra del tunnel.

Importanti camini si sono sviluppati sino in superficie, l'ultimo ed il più esteso dei quali è apparso parecchi mesi dopo l'evento sismico in corrispondenza del fronte del tubo di sinistra (copertura di progetto 90 m).

Nondimeno dal lato Istanbul si sono riscontrati vari danni, anche importanti nella zona in cui il tunnel non era rivestito, l'arco rovescio, che è di tipo monolitico di altezza 4.40 m circa ha riportato fessure importanti nelle tratte non armate. A questo fronte, lo scavo procedeva in una zona di faglia, con due tunnel pilota circolari del diametro di 5m e rivestiti con 30 cm di gunite. Questi, seppur non portati al completo collasso, hanno subito danni che hanno richiesto ingenti riprofilature.

Nella zona rivestita si sono riscontrate una serie di fessure radiali millimetriche, in generale in corrispondenza dei giunti di costruzione dei rivestimenti definitivi, inoltre, in una sezione equipaggiata con celle di pressione, queste hanno fatto registrare un incremento medio di circa 5 volte della pressione cui era soggetto il rivestimento, tale incremento non è stato recuperato dopo il terremoto, anzi, alcune delle celle hanno mostrato incrementi della pressione nel rivestimento a quasi un anno dal terremoto.

Dopo i due terremoti del 1999, il Ministero dei Lavori Pubblici Turco, committente dell'autostrada, ha imposto la verifica di tutte le opere in costruzione lungo il tracciato, con criteri nettamente più restrittivi di quelli adottati in precedenza, in particolare il terremoto di ritorno di progetto è stato portato a 2000 anni, e le accelerazioni di picco PGA sono state incrementate a 0.8g, mentre le accelerazioni effettive (EGA) sono state specificate pari a 0.54g.

4. ANALISI SEMPLIFICATE

Per il tunnel di Bolu si è convenuto procedere con analisi semplificate alla valutazione sismica dell'intero allineamento, e, una volta determinate le sezioni più critiche, si è proceduto ad analisi dettagliate agli elementi finiti per queste sezioni.

Le caratteristiche meccaniche del terreno sono state desunte dalle campagne di indagini condotte in sito e in laboratorio condotte a differenti stadi della costruzione e che, particolarmente estese e dettagliate, hanno permesso di ottenere una caratterizzazione molto particolareggiata delle caratteristiche dei terreni attraversati.

Sulla base di questa mole di dati, si sono stimati i livelli di sforzo di taglio raggiunti negli strati i cui si trova il tunnel, come di seguito indicato.

Gli sforzi di taglio medi alla profondità del tunnel andrebbero valutati sulla base di un'analisi lineare equivalente su una colonna rappresentativa della stratigrafia considerata, possono comunque essere stimati, in prima approssimazione, come:

$$\gamma_s = \frac{V_s}{C_s} = \frac{V_s}{\sqrt{G/\rho}}$$

dove:

V_s è la velocità di picco alla profondità del tunnel (un fattore forfaitario del 30% rispetto al segnale in superficie è stato qui adottato)

ρ è la densità del terreno

G è il modulo di taglio del terreno

La stima dei carichi indotti da queste distorsioni è stata fatta sulla base della formulazione semplificata proposta da Penzien and Wu 1998 in ipotesi di terreno elastico, sezione circolare e slittamento terreno-struttura non ammesso (tabella 1).

Sollecitazioni massime in rivestimento circolare (Penzien and Wu, 1998)		
Massima forza assiale	$N = 2 \cdot G'_m \cdot D \cdot K' \cdot \gamma_{s \max}$	$K' = \frac{1 - \nu_m}{F + 3 - 4 \cdot \nu_m}$ $F = \frac{G'_m \cdot (1 - \nu_l^2) \cdot D^3}{24 E_l I_l}$
Massimo sforzo di taglio	$S = 2 \cdot G'_m \cdot D \cdot K' \cdot \gamma_{s \max}$	
Massimo momento flettente	$M = \frac{1}{2} \cdot G'_m \cdot D^2 \cdot K' \cdot \gamma_{s \max}$	
ν_m : modulo di Poisson del terreno ν_l : modulo di Poisson del rivestimento G'_m : modulo di taglio del terreno		D : diametro della sezione E_l : modulo elastico del rivestimento I_l : inerzia della sezione del rivestimento

Tabella 1 – Sollecitazioni in rivestimenti circolari (Penzien, Wu, 1998)

5. ANALISI NON LINEARE

A seguito della descritta procedura di screening, è stata individuata una tratta critica in flysch ad alta plasticità approssimativamente tra le progressive 63+400 e 63+680, in cui il sostegno di progetto è quello definito OPTION 3 o OPTION 4 (figura 5). Con una stratigrafia rappresentativa di questa tratta si è messo a punto un modello per l'analisi alle differenze finite tenendo in conto le non-linearità, sia del terreno, sia del rivestimento.

Il criterio di progetto è stato quello di accettare che nei rivestimenti esterni (si vedano le sezioni tipo in figura 5) si possano formare cerniere plastiche, ma che il rivestimento interno resti elastico sotto i terremoti di progetto.

La stratigrafia considerata è indicata nella tabella 2 ed è stata desunta da un sondaggio a carotaggio continuo effettuato approssimativamente in corrispondenza della progressiva 63+550, in cui il tunnel è ad una profondità di circa 150 m, ed il substrato roccioso è a circa 200 m.

Litologie predominanti	Profondità [m]	
	Da	a
Arenarie degradate	0	-20
Argille plastiche	-20	-26
Arenarie con intercalazioni argillose	-26	-98
Flysch argillosi ad alta plasticità	-98	-170
Cristallino degradato	-170	-200
Substrato roccioso	-200	-220

Tabella 2 - Stratigrafia

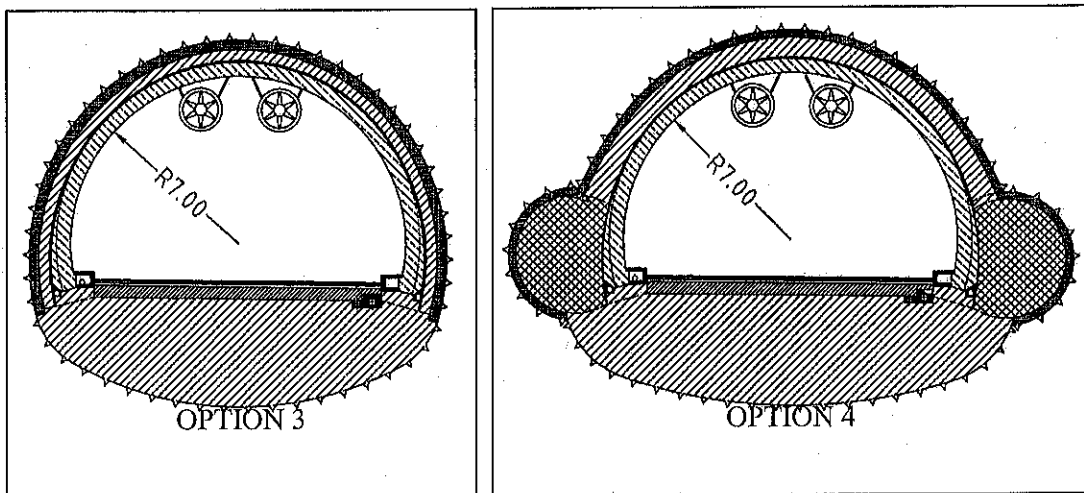


Figura 5. Tipi di sezione adottati nella tratta critica delle sollecitazioni sismiche.

Si è effettuata una analisi sismica del sito, evidenziando le possibili sorgenti sismiche e, sulla base delle caratteristiche geologiche del sito, si è evidenziata una rosa di accelerogrammi suscettibili di potersi verificare nell'area. A partire da questi, in base alla posizione relativa tunnel-faglia sorgente (assunta essere la Faglia Nord Anatolica), si è composto il segnale più gravoso per il tunnel stesso.

Oltre a tale correzione per effetti "direzionali" è stato applicato un fattore di riduzione al segnale registrato in superficie per tener conto della riduzione degli effetti del terremoto con la profondità:

$$\text{fattore di riduzione} = 1 - (\text{profondità del bedrock})/500$$

valida fino a profondità di 250 m.

È stata effettuata un'analisi su una colonna rappresentativa della stratigrafia nella sezione considerata e si sono valutati gli sforzi di taglio indotti da ciascuno degli accelerogrammi proposti. I tre accelerogrammi di Düzce (registrato alla stazione di Bolu), di Loma Prieta ed un accelerogramma sintetico suggerito da un pool di sismologi, sono stati selezionati per l'analisi dettagliata non lineare, questi si sono rivelati difatti essere i più gravosi per il tunnel.

6. RISULTATI PRINCIPALI

6.1 Andamento degli sforzi nel sottosuolo

A seguito del sisma, i livelli di sforzo di taglio indotto nel sottosuolo sono molto elevati nell'intorno del tunnel, anche a distanza di più di tre diametri, gli sforzi indotti sono perturbati dalla presenza del tunnel. A titolo rappresentativo, in figura 6 sono riportati gli sforzi di taglio massimi raggiunti nell'intorno del tunnel a seguito del sisma.

Si sottolinea che i risultati in free field dell'analisi completamente non lineare sono comparabili, in termini di sforzi indotti, a quelli ottenuti con una analisi lineare equivalente su una colonna stratigrafica condotta con il programma SHAKE 91.

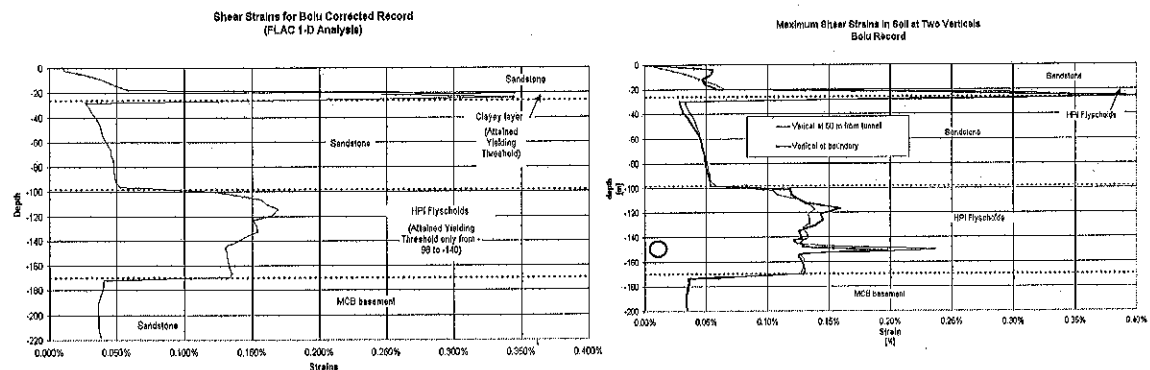


Figura 6. Sforzi di taglio indotti dal terremoto in "free field" ed in prossimità del tunnel.

In figura 7 sono mostrate le zone plastiche (zone in cui il terreno è in condizioni di post-picco) dopo lo scavo e dopo il terremoto. In generale si può osservare che, poiché in terreni soffici lo sforzo di taglio indotto dalle onde sismiche tende ad essere amplificato, in caso di parametri scadenti del terreno si può arrivare a mobilitare la resistenza di picco e, ad ogni modo, a far variare lo stato tensionale attorno alla galleria, inducendo sforzi anelatici non recuperabili.

Il fenomeno può rivelarsi gravoso nel caso di gallerie profonde, dove i rivestimenti sono stati progettati per carichi corrispondenti a determinate convergenze, e dove si può avere una ridistribuzione dei carichi tra i diversi rivestimenti.

Qui la plasticizzazione si è estesa, per l'accelerogramma più gravoso, all'intero strato in cui è scavato il tunnel, e la somma dei carichi assiali nei rivestimenti a fine terremoto arriva a corrispondere al 90% del carico statico.

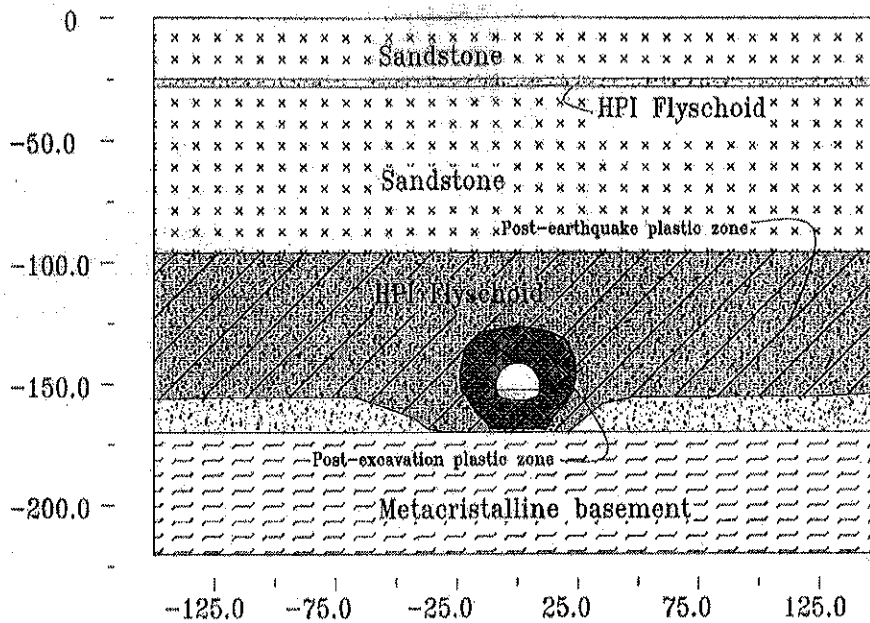


Figura 7. Distribuzione delle zone plastiche attorno al tunnel dopo il terremoto

6.2 Andamento delle sollecitazioni nel rivestimento

Qualitativamente l'evidenza principale mostrata dall'analisi non lineare è quella di sollecitazioni residue nel rivestimento del tunnel che non vengono recuperate alla fine del terremoto. Questa osservazione concorda con la realtà sperimentale in sito descritta al paragrafo 4 ed è evidenziata alla figura 8.

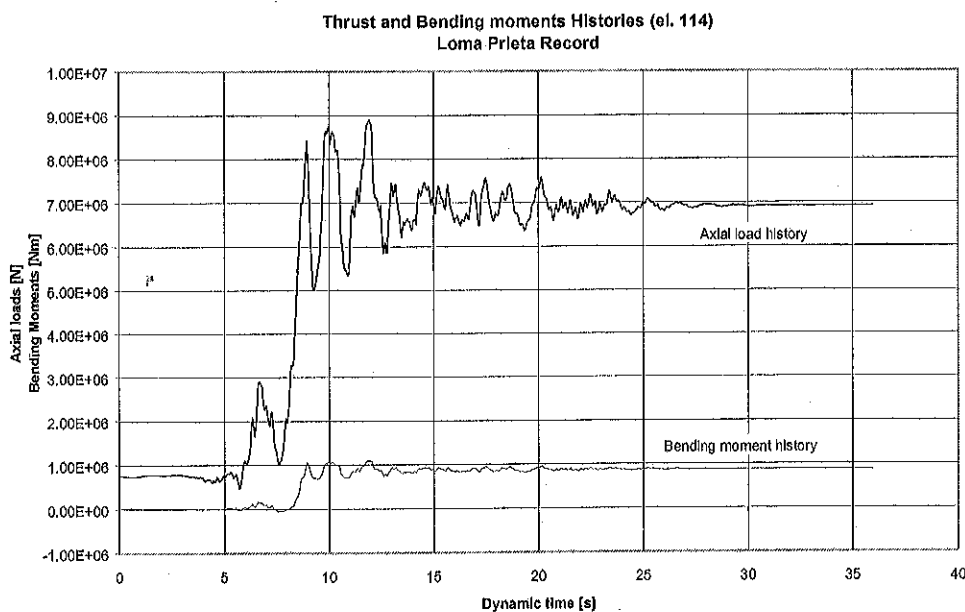


Figura 8. Risultati dell'analisi agli elementi finiti per uno degli elementi del rivestimento.

L'incremento di sollecitazione rilevato nell'analisi, sia in termini di sforzo assiale, sia in momenti flettenti e tagli, oltre ad essere permanente si è rivelato ben più alto di quello stimato con il metodo di screening. Ciò è in parte imputabile alla notevole non linearità del comportamento del terreno una volta che gli sforzi di plasticizzazione sono stati raggiunti, in parte alla forma della sezione non circolare, ma che è più vicina a quella di un arco sostenuto rigidamente al piede (cfr. figura 9).

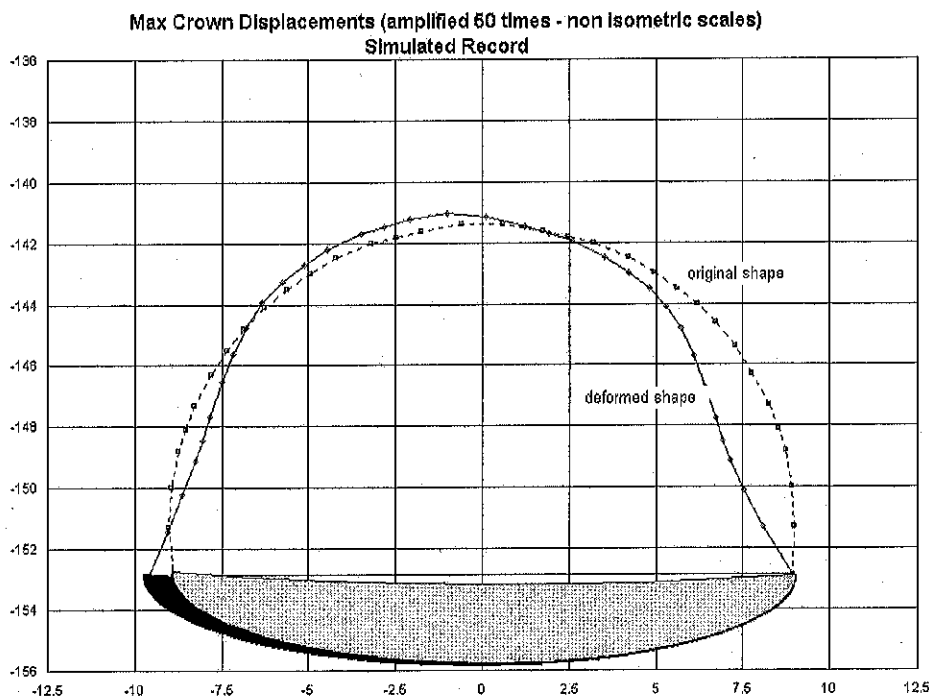


Figura 9. Deformata schematica della sezione.

Anche l'evidenza sperimentale dell'arco rovescio fessurato nelle tratte in cui questo non era stato armato, è stata ritrovata nei risultati dell'analisi essendosi raggiunte, nella parte superiore dell'arco rovescio, tensioni al di là della resistenza a trazione del calcestruzzo.

7. CONCLUSIONI

Dall'osservazione dei danni al tunnel di Bolu, e dalle analisi numeriche effettuate per l'adeguamento antisismico del progetto statico, si sono tratti alcuni insegnamenti per il progetto di tunnel in zone sismiche.

In primo luogo si è evidenziato che elevati sforzi di taglio sono indotti in strati deformabili anche ad elevate profondità. Questi sforzi di taglio, in terreni con scarse resistenze, possono arrivare a mobilitare la resistenza di picco, e comunque inducono una redistribuzione delle tensioni attorno alla galleria. A seguito di ciò, si causano sollecitazioni anomale nei rivestimenti, e queste, in massima parte, non sono recuperabili.

Inoltre una grande importanza riveste la forma della sezione e la distribuzione delle rigidità all'interno della sezione stessa: al pari delle strutture di superficie, elementi molto rigidi possono richiamare carichi flettenti elevati negli elementi adiacenti.

Ancora, i meccanismi innescati dal sisma possono essere evolutivi, e gli effetti non necessariamente contestuali all'evento sismico (come hanno dimostrato le apparizioni di crateri in superficie), ma, essendo fenomeni di tipo statico, non sono direttamente legati alla dinamica sismica.

Infine è preferibile adottare rivestimenti che garantiscano una certa riserva di duttilità, e studiare le armature nelle giunzioni angolose dei rivestimenti con considerazioni appropriate sulle staffature e sulla duttilità garantita.

8. RINGRAZIAMENTI

Si tiene a ringraziare il personale e la società ASTALDI SpA, General Contractor della tratta 2 dell'Autostrada TEM e costruttore del tunnel di Bolu.

9. BREVE BIBLIOGRAFIA

- Barka A., Lettis W. 2000; "Geologic Characterization of Fault Rupture Hazard, Gümüşova-Gerede Motorway" Report for the contractor, Oct. 2000.
- Kramer S.L. 1996; "Geotechnical Earthquake Engineering" Prentice Hall, 1996 ISBN 0-13-374943-6
- MCEER project task 106-G-3.2; "Seismic Retrofitting Manuals for Highway Systems – Chapter 4 - Tunnels" Draft May 1999.
- Penzien J., Wu C. 1998; "Stresses in Linings of Bored Tunnels" International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, V.27, 1998.