

SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA

Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei
Materiali

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE E AMBIENTALE

TESI DI LAUREA

in
Progetto di Strutture di Fondazione

**ANALISI FEM 3D D'INTERAZIONE TERRENO-
STRUTTURA: EFFETTI DELLO SCAVO DI UNA
GALLERIA SOTTO EDIFICI IN MURATURA**

CANDIDATO:
Chiara Incerti

RELATORE:
Chiar.mo Prof. Andrea Benedetti

CORRELATORI:
Chiar.mo Prof. Daniela Boldini
Ing. Valentina Fagnoli

Anno Accademico [2013/14]

Sessione II

Sommario

1. INTRODUZIONE.....	5
2. INQUADRAMENTO GENERALE DELL'INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	7
2.1 CEDIMENTI TRASVERSALI ALL'ASSE DELLA GALLERIA.....	7
2.2 SPOSTAMENTI ORIZZONTALI	13
2.3 MOVIMENTI IN DIREZIONE LONGITUDINALE ALL'ASSE DELLA GALLERIA.....	16
2.4 MOVIMENTI IN PROFONDITA'	18
2.5 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	23
2.5.1 L'APPROCCIO DELLA TRAVE EQUIVALENTE	25
2.5.2 SULLA RIGIDEZZA DELLA STRUTTURA.....	29
2.5.3 INFLUENZA DELLA COSTRUZIONE SUL CEDIMENTO DI CAMPO LIBERO.....	32
2.5.4 VALUTAZIONE DEL DANNEGGIAMENTO DEGLI EDIFICI.....	39
3. CASO DI STUDIO	48
3.1 DESCRIZIONE DEL SOTTOSUOLO BOLOGNESE	48
3.1.1 CAMPAGNA D'INDAGINE GEOGNOSTICA DEL LUGLIO 2003.....	51
3.1.2 CAMPAGNA D'INDAGINE GEOGNOSTICA DEL GENNAIO 2009.....	70
3.1.3 DEFINIZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO	77
3.2 ANALISI DELL'EDIFICIO DENOMINATO "STAZIONE PORTA DI RENO".	80
3.2.1 PROVE DI CARATTERIZZAZIONE DELLA RESISTENZA DELLA MALTA	86
3.2.2 PROVE DI CARATTERIZZAZIONE DEL MATTONE.....	96
3.2.3 PROVA DI COMPRESSIONE SU MURETTO	100
3.2.4 DESCRIZIONE DELLA STAZIONE PORTA DI RENO (FERRARA)	105
4. IL CODICE DI CALCOLO PLAXIS 3D.....	108
4.1 IL METODO AGLI ELEMENTI FINITI (FEM)	108
4.1.2 EQUAZIONI CHE GOVERNANO IL PROBLEMA.....	111
4.1.3 FUNZIONI DI FORMA.....	114
4.2 GENERALITA' SUL PROGRAMMA.....	117
5. IL MODELLO NUMERICO.....	122
5.1 IL MODELLO COSTITUTIVO PER IL TERRENO: HARDENING SOIL MODEL WITH SMALL STRAIN STIFFNESS	122
5.2 CALIBRAZIONE DEI PARAMETRI DEL MODELLO SULLA BASE DEI DATI SPERIMENTALI	128
5.3 SCHEMATIZZAZIONE DELLO SCAVO DELLA GALLERIA	131
5.4 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.....	133
5.4.1 UN MODELLO COSTITUTIVO PER LA MURATURA: ELASTICO LINEARE	133
5.4.2 UN MODELLO COSTITUTIVO PER LA MURATURA: ELASTICITA' LINEARE CON CRITERIO DI ROTTURA ALLA MOHR-COULOMB.....	142
5.4.3 SCHEMATIZZAZIONE DELL'EDIFICIO.....	146

6. RISULTATI.....	149
6.1 ANALISI IN CODIZIONI DI CAMPO LIBERO	149
6.2 ANALISI DI INTERZIONE TERRENO-STRUTTURA: MODELLO M1, PLATE A COMPORTAMENTO ELASTICO-LINEARE.....	154
6.3 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA: MODELLO M2, ELEMENTI 3D CON COMPORTAMENTO ALLA MOHR-COULOMB	160
6.3.1 <i>INFLUENZA DELLA RIGIDEZZA RELATIVA TERRENO-STRUTTURA..</i>	191
6.3.2 <i>INFLUENZA DELLA COESIONE SUL DANNEGGIAMENTO DELLA MURATURA.....</i>	194
7. CONCLUSIONI	202
8. BIBLIOGRAFIA.....	206
9. RINGRAZIAMENTI	211

1. INTRODUZIONE

La valutazione degli spostamenti indotti nel terreno dallo scavo di gallerie risulta di particolare importanza nella previsione degli effetti sulle costruzioni civili interagenti con l'opera, in particolare quando queste costruzioni sono di valore storico e artistico. In prima approssimazione il calcolo di tali movimenti del terreno viene condotto utilizzando formule semi-empiriche; in fase progettuale, invece, si ricorre sempre più spesso ad analisi numeriche che consentono di tenere conto dell'interazione galleria-terreno-struttura.

Questo lavoro si propone di effettuare uno studio numerico del processo di interazione tra lo scavo di una galleria e un edificio in muratura mediante il programma di calcolo agli elementi finiti Plaxis 3D. Tale codice è particolarmente adatto a studiare problemi geotecnici, ma si presta bene anche ad analisi accoppiate geotecnico-strutturali.

La struttura modellata in questo studio è la Stazione di Ferrara Porta Reno, risalente ai primi del '900. Con l'idea di studiare i possibili effetti di un potenziamento in sotterraneo del sistema di trasporto pubblico bolognese, la struttura è stata ubicata in modo fittizio nel capoluogo emiliano, nei pressi dell'aeroporto; per il terreno, si è dunque fatto riferimento ai risultati della caratterizzazione geotecnica eseguita in tale zona. Per la galleria, invece, ci si è riferiti allo scavo della Linea 5 della Metropolitana di Milano nella tratta San Siro-Tre Torri.

Il lavoro ha preso avvio con l'elaborazione dei risultati delle indagini geotecniche e con la successiva calibrazione del modello costitutivo utilizzato per il terreno (l'Hardening soil model with small strain stiffness), disponibile nella libreria del programma di calcolo. Anche i parametri dei modelli costitutivi impiegati per la muratura (elasticità lineare e Mohr-Coulomb) sono stati calibrati sulla base dei risultati delle prove effettuate in sito e in laboratorio. E' stata poi svolta un'analisi numerica in

condizione di campo libero, ossia in assenza di strutture a piano campagna interagenti con la galleria, al fine di valutare i movimenti del terreno indotti dal processo di scavo; successivamente sono state eseguite diverse analisi accoppiate, in condizioni di simmetria e con eccentricità della costruzione rispetto all'asse della galleria, per studiare il complesso fenomeno di interazione galleria-terreno-struttura. I risultati di tali analisi accoppiate sono stati utilizzati per effettuare una stima del livello di danno atteso per l'edificio. Nello specifico, la presente tesi è organizzata come segue:

- nel Capitolo 2 è stato discusso lo stato dell'arte sul tema dell'interazione galleria-terreno-struttura;
- nel Capitolo 3 è stato descritto in modo dettagliato il caso di studio, con particolare attenzione alle indagini geognostiche e a quelle condotte in sito e in laboratorio sull'edificio, che hanno consentito di definire le caratteristiche meccaniche dei materiali;
- nel Capitolo 4 è stato brevemente introdotto il metodo agli elementi finiti (FEM) e si sono forniti cenni relativi al codice di calcolo Plaxis 3D;
- nel Capitolo 5 sono stati presentati i modelli numerici e le leggi costitutive utilizzate per il terreno e per la muratura;
- Nel Capitolo 6 si sono, infine, illustrati i risultati delle analisi numeriche e si è analizzato il danno indotto sull'edificio dallo scavo.

2. INQUADRAMENTO GENERALE DELL'INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

La costruzione di una galleria è inevitabilmente accompagnata dai movimenti del terreno.

2.1 CEDIMENTI TRASVERSALI ALL'ASSE DELLA GALLERIA

Le principali componenti di spostamento del terreno dovute allo scavo sono:

1. cedimento del terreno in prossimità del fronte dovuto allo scarico tensionale;
2. spostamento radiale del terreno al passaggio del fronte dovuto alla tronco-conicità dello scudo;
3. movimento radiale del terreno dovuto all'intercapedine tra il profilo di scavo e il rivestimento finale;
4. deformazione del rivestimento a causa dei carichi applicati in superficie;
5. incremento del cedimento del terreno dovuto al fenomeno di consolidazione.

Nella maggior parte dei casi la componente 1 risulta predominante, ma nel caso di scavo meccanizzato con applicazione di una pressione di sostegno al fronte, questa diventa trascurabile. La componente 2 è significativa in caso di gallerie di grande diametro D o qualora si verificano problemi di allineamento dello scudo. La componente 3 può essere minimizzata intasando immediatamente con malta il vuoto tra rivestimento e profilo scavato a tergo della coda. La componente 4 è, in genere, trascurabile rispetto alle altre una volta che il rivestimento definitivo è stato messo in opera. La componente 5 è rilevante in particolare nel caso di scavo in argille tenere.

Lo scavo di una galleria ad una certa profondità z_0 dal piano campagna produce in superficie dei movimenti del terreno in direzione sia verticale sia orizzontale, che concorrono alla formazione di una conca di subsidenza (Figura 2.1); il volume

racchiuso tra la conca di subsidenza e il piano campagna viene indicato come volume di subsidenza V_S .

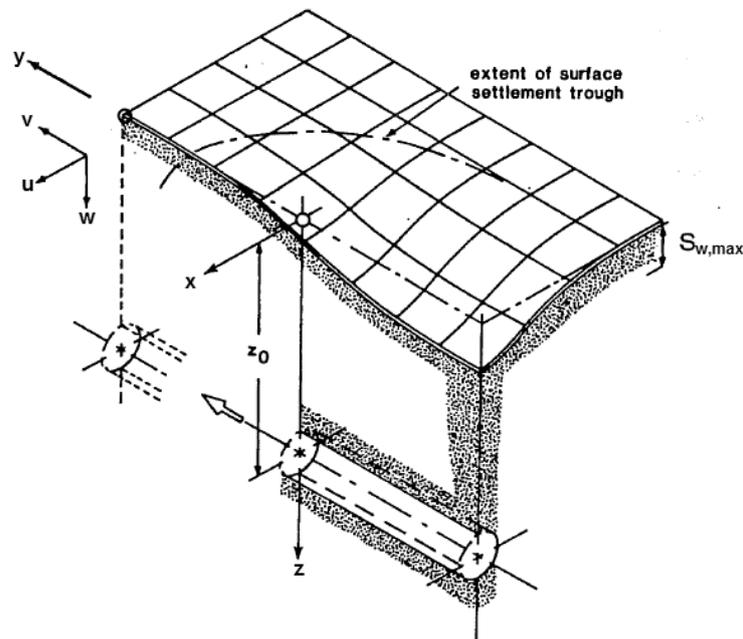


Figura 2.1-Cedimenti al piano campagna dovuti allo scavo di una galleria (Attewell et al., 1986)

Si definisce perdita di volume V_L il rapporto tra V_S e l'area nominale della galleria:

$$V_L = \frac{V_S}{\frac{\pi D^2}{4}} 100 [\%] \quad (2.1)$$

dove D è il diametro della galleria circolare. Esso è primariamente dovuto alle componenti di cedimento 1-4. Quando lo scavo avviene in argilla, i movimenti del terreno si verificano in condizioni non drenate (a volume costante), per cui si può assumere che il volume di subsidenza V_S sia all'incirca pari al volume scavato V_L , dunque $V_S=V_L$. Quando lo scavo, invece, avviene in condizioni drenate, ad esempio in sabbie dense, a causa della dilatanza, al passaggio del fronte si produce una tendenza al restringimento del foro della galleria per cui $V_S < V_L$ (Cording e Hansmire, 1975); occorre, cioè, un certo volume di sovra-scavo per ottenere il volume nominale della galleria. L'entità del volume di sovra-scavo dipende dalla tecnologia di scavo, dalla pressione applicata al fronte, dai movimenti radiali che occorrono nel tempo che intercorre tra il passaggio del fronte e l'intasamento con

malta a tergo del rivestimento, oltre che dal tipo di terreno e dalle condizioni di falda. Nel caso di scavo in tradizionale il volume perso V_L è tipicamente pari all'1-2%, mentre nel caso di scavo meccanizzato con sostegno al fronte esso è circa lo 0,5-0,7%. In particolare:

- per scavo con fresa aperta in argille consistenti $V_L \cong 1\%-2\%$;
- nel caso di rivestimento con calcestruzzo proiettato in opera in argille consistenti $V_L \cong 0,5\%-0,15\%$;
- in argille tenere $V_L \cong 1\%-2\%$ (escluso il cedimento dovuto alla consolidazione);
- nel caso di scavo meccanizzato in sabbia $V_L=0,5\%$ è un possibile valore di riferimento.

Per la valutazione dei cedimenti indotti in superficie dallo scavo di gallerie in direzione trasversale alla galleria stessa, si può fare riferimento alle osservazioni in sito di Martos (1958) in ambito minerario e di Schmidt e Peck (1969). Tali Autori, sulla base di numerosi dati sperimentali, propongono una formula semi-empirica per valutare gli spostamenti verticali, assumendo che essi siano approssimati da una curva di distribuzione gaussiana (Figura 2.2) con asse di simmetria passante per il centro della galleria:

$$S_w(x) = S_{w,max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i_{0x}^2}\right) \quad (2.2)$$

dove:

- $S_w(x)$ è il cedimento di un generico punto al piano campagna posto a distanza x dall'asse della galleria;
- $S_{w,max}$ è lo spostamento verticale massimo che si verifica in corrispondenza dell'asse della galleria;
- x è la distanza orizzontale dall'asse della galleria;
- $i=i_0=i_{0x}$ (il pedice 0 indica che la gaussiana si riferisce agli spostamenti al piano campagna) è la deviazione standard della curva gaussiana, ovvero la distanza tra l'asse della galleria e il punto di flesso della distribuzione gaussiana;

da i_{0x} dipende l'ampiezza della conca di subsidenza. Questo parametro a sua volta dipende dalla profondità della galleria z_0 rispetto al piano campagna e dalla natura del terreno, come discusso in seguito.

Il cedimento in corrispondenza del punto di flesso vale circa $0,6S_{w,max}$ e si annulla per $x=2,5i_{0x}$ Figura (2.2).

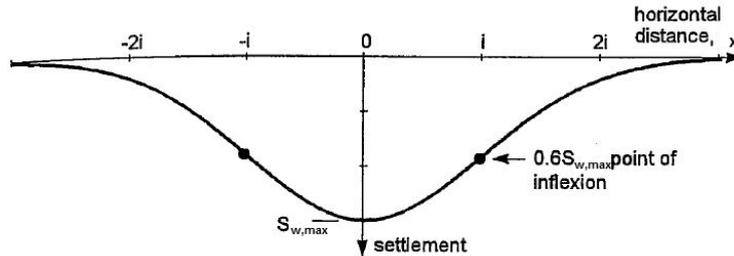


Figura 2.2-Cedimenti in superficie in una sezione trasversale all'asse della galleria (Mair e Taylor, 1997)

Il volume di subsidenza può essere, dunque, ricavato per integrazione della distribuzione dei cedimenti del terreno al piano campagna per una sezione trasversale all'asse della galleria:

$$V_S = \int_{-\infty}^{\infty} \left[S_{w,max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i_{0x}^2}\right) \right] dx \quad (2.3)$$

posto $y = -\frac{x^2}{2i_{0x}^2}$; $dx = \sqrt{2}i_{0x} dy$

$$V_S = S_{w,max} \sqrt{2}i_{0x} \int_{-\infty}^{\infty} \exp(-y^2) dy = S_{w,max} \sqrt{2}i_{0x} \sqrt{\pi} \cong 2,5S_{w,max}i_{0x} \quad (2.4)$$

da cui si ricava il massimo cedimento verticale:

$$S_{w,max} = \frac{V_S}{2,5i_{0x}} \quad (2.5)$$

e sostituendo la (2.5) nell'espressione (2.2) si ottiene:

$$S_w(x) = \frac{V_S}{2,5i_{0x}} \exp\left(-\frac{x^2}{2i_{0x}^2}\right) \quad (2.6)$$

Si ricorda che il volume di subsidenza è noto a partire dal volume perso che è fissato in genere dalle condizioni contrattuali.

Oltre al volume di subsidenza V_S , l'altro parametro che concorre alla determinazione del cedimento è la deviazione standard della gaussiana i_{0x} , per la cui determinazione, Peck (1969) suggerisce una correlazione con la profondità dell'asse della galleria z_0 , in

forma adimensionale rispetto al diametro della galleria D , proponendo relazioni diverse in base al tipo di terreno, come mostrato in Figura 2.3.

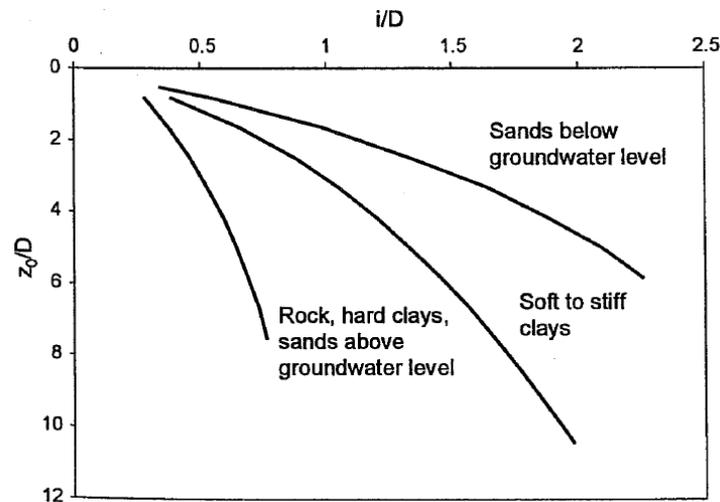


Figura 2.3-Relazione tra il parametro di deviazione standard $i=i_{0x}$ e la profondità della galleria z_0 per diversi tipi di terreno (Peck, 1969)

La relazione che ben interpola le curve in Figura 2.3 è stata proposta successivamente da Schmidt (1974) ed è la seguente:

$$\left(\frac{2i_{0x}}{D}\right) = \left(\frac{z_0}{D}\right)^{0,8-1} \quad (2.6)$$

O'Reilly e New (1982) propongono, invece, una dipendenza lineare del parametro i_{0x} dalla profondità dell'asse della galleria z_0 e dal tipo di terreno secondo la relazione:

$$i_{0x} = Kz_0 \quad (2.7)$$

dove K è una costante che dipende dalla natura del terreno.

O'Reilly and New (1982) raccomandano per applicazioni pratiche $K=0,5$ per scavi in argilla e $K=0,25$ in sabbia. La validità della (2.7) è stata confermata da diversi autori tra cui Rankine (1988) che propone un intervallo di variabilità del parametro K per argille tra 0,4 e 0,6, con valor medio $K=0,5$, e per sabbie tra 0,25 e 0,45, con valor medio $K=0,35$. I dati in sabbia si riferiscono a gallerie superficiali con $z_0 \cong 6-10\text{m}$. La Figura 2.4 mostra l'andamento di i_{0x} con z_0 rispettivamente per argille e sabbie: Mair e Taylor (1997) propongono valori di K compresi 0,2 e 0,45 per sabbie e ghiaie, tra 0,4 e 0,6 per argille consistenti e tra 0,6 e 0,75 per argille tenere.

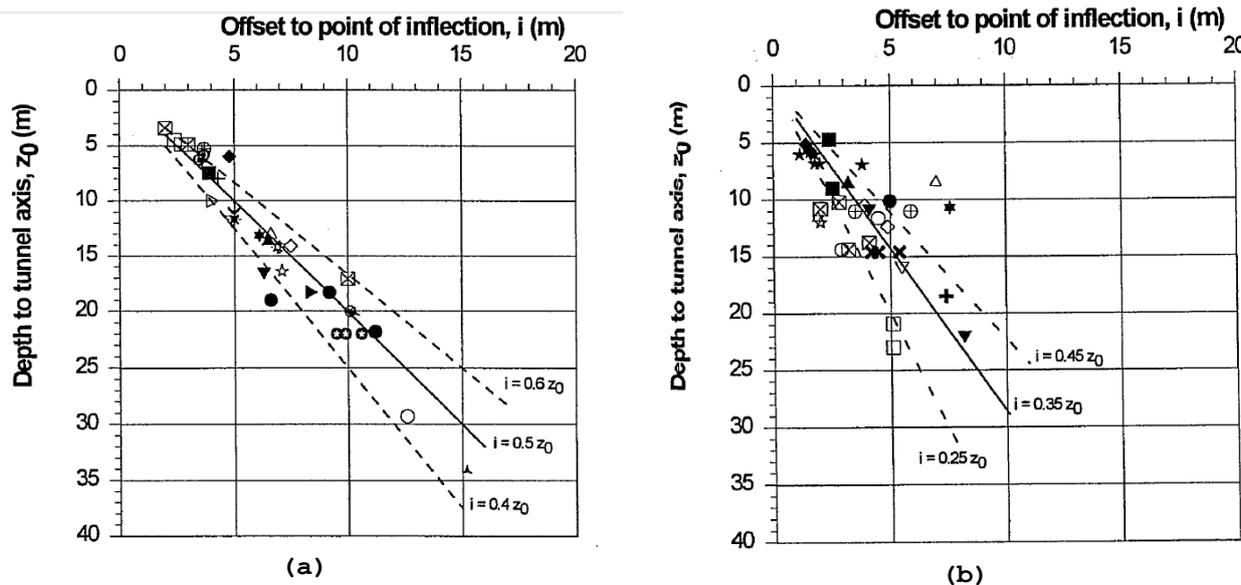


Figura 2.4-Andamento della deviazione standard in funzione della profondità della galleria in argilla (a) e in sabbia (b) (Mair e Taylor, 1997 basata su Lake et al., 1992)

I valori di K proposti producono una gaussiana che ben approssima i dati sperimentali nell'intervallo $-2i_{0x} < x < 2i_{0x}$ secondo quanto discusso da Fagnoli et al., 2013, con riferimento all'analisi di misura del cedimento in terreni granulari, confermando quanto già osservato in prove in centrifuga su terreni coesivi da Grant e Taylor (2000), mentre nelle regioni più lontane tendono a sottostimare l'entità del cedimento. Sugiyama et al. (1999) propongono le seguenti relazioni adimensionalizzate tra $\frac{i_{0x}}{D/2}$ e il rapporto C/D (con C copertura della galleria):

$$\left(\frac{i_{0x}}{D/2}\right) = 1.5 \left(\frac{C}{D}\right)^{0.8} \quad \text{per argille} \quad (2.8)$$

$$\left(\frac{i_{0x}}{D/2}\right) = \left(\frac{C}{D}\right)^{0.7} \quad \text{per sabbie} \quad (2.9)$$

Manipolando la (2.8) e (2.9) si ottiene:

$$i_{0x} = 0,75D^{0,2}z_0^{0,8} \quad (2.10)$$

$$i_{0x} = 0,5D^{0,3}z_0^{0,7} \quad (2.11)$$

dove è stato trascurato il raggio R rispetto alla profondità z_0 dell'asse della galleria, ipotesi ragionevole per gallerie profonde. La (2.10) e (2.11) mostrano come la dipendenza del parametro i_{0x} dalla profondità della galleria z_0 sia predominante rispetto al diametro D confermando quanto già suggerito da

Glossop, cioè che per distanze superiori a $1.5D$ dall'asse della galleria la forma del cedimento non dipende dal diametro della galleria D . Per terreni stratificati Shelby (1989) e New e O'Reilly (1991) propongono ancora la dipendenza lineare di i_{0x} dalla profondità secondo l'espressione:

$$i_{0x} = K_1 z_1 + K_2 z_2 \quad (2.12)$$

dove:

- K_i sono i valori della costante K nell' i -esimo strato considerato;
- e z_i lo spessore dello strato.

Osservazioni sperimentali hanno messo in luce come gallerie scavate in uno strato di sabbia sovrastato da uno di argilla manifestino un maggior cedimento rispetto al caso di solo terreno incoerente. Per una galleria scavata in argilla al di sotto di uno strato di ghiaia, l'uso della (2.12) implica un cedimento più limitato in superficie, sebbene tale evidenza non abbia un altrettanto ampio riscontro.

2.2 SPOSTAMENTI ORIZZONTALI

Dai risultati di numerose prove in centrifuga, Attewell (1978) e O'Reilly e New (1982) propongono per gallerie scavate in argilla che in un piano trasversale all'asse della galleria, per ciascun punto al piano campagna, il vettore degli spostamenti sia diretto verso il centro della galleria, assunto il parametro K costante con la profondità (Figura 2.5).

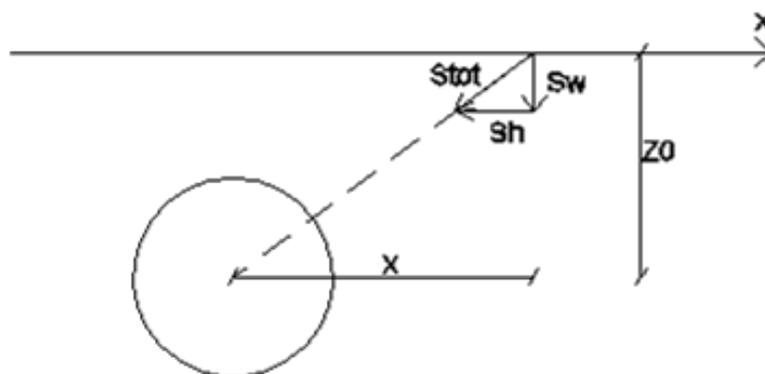


Figura 2.5-Direzione del vettore spostamento

Detti:

- S_{tot} il vettore spostamento;
- S_w la componente verticale del vettore spostamento;
- S_h la componente orizzontale del vettore spostamento,

dall'ipotesi che lo spostamento totale di un generico punto al piano campagna sia diretto lungo la congiungente col centro della galleria, ricorrendo ad una semplice proporzione ($S_w:z_0=S_h:x$), si ricava la componente orizzontale dello spostamento in direzione trasversale all'asse della galleria:

$$S_h(x) = -\frac{x}{z_0} S_w(x) \quad (2.10)$$

e, sostituendo la (2.6) nella (2.10) si ricava la seguente formulazione:

$$S_h(x) = -\frac{x}{z_0} \frac{V_s}{2,5i_{0x}} \exp\left(-\frac{x^2}{2i_{0x}^2}\right) \quad (2.11)$$

Il massimo spostamento orizzontale $S_{h,max}$ (Figura 2.6) si verifica in corrispondenza del flesso della curva ed è pari a $0,61KS_{w,max}$ (Cording e Hansmire, 1975; Attewell, 1978). La deformazione orizzontale è massima, invece, in corrispondenza dei punti $\pm\sqrt{3}i_{0x}$ (Figura 2.6). La deformazione è la derivata dello spostamento, per cui si può ricavare la deformazione orizzontale derivando la (2.11):

$$\varepsilon_h = \frac{dS_h(x)}{dx} = \frac{S_y}{z_0} \left[\frac{x^2}{i_{0x}^2} - 1 \right] \quad (2.12)$$

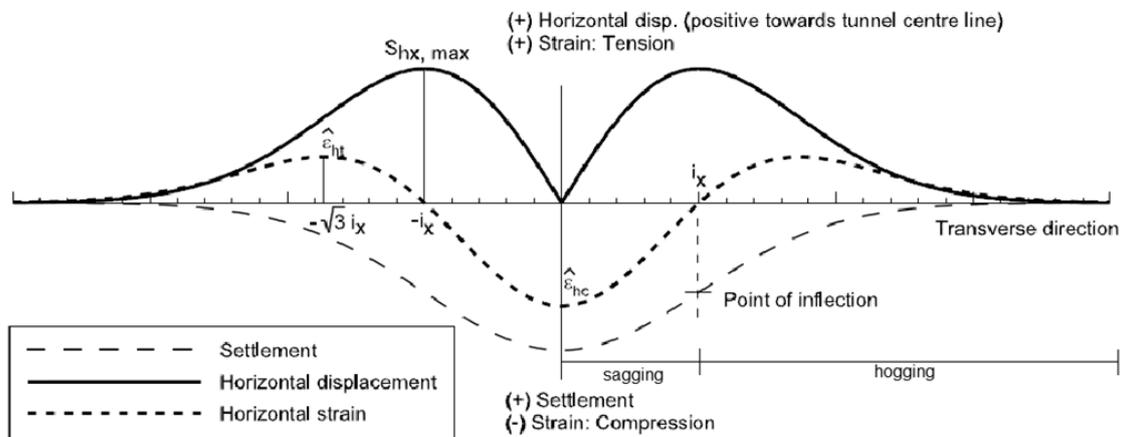


Figura 2.6-Andamento degli spostamenti e delle deformazioni orizzontali in superficie in direzione trasversale alla galleria (Burland, 1997)

Inoltre, dallo studio della (2.12) si può osservare che quando il termine tra parentesi quadre si annulla, la deformazione orizzontale ε_h è nulla, ed essendo questa la derivata dello spostamento orizzontale S_h è massimo. Inoltre, lo stesso termine governa il segno della deformazione orizzontale ε_h :

- $\varepsilon_h = 0; \frac{x^2}{i_{0x}^2} - 1 = 0 \Leftrightarrow x = \pm i_{0x}$ (lo spostamento orizzontale è massimo in corrispondenza del flesso della distribuzione gaussiana);
- $\varepsilon_h > 0; \frac{x^2}{i_{0x}^2} - 1 > 0 \Leftrightarrow x < -i_{0x} \text{ o } x > i_{0x}$, la deformazione è di "hogging" o allungamento;
- $\varepsilon_h < 0; \frac{x^2}{i_{0x}^2} - 1 < 0 \Leftrightarrow -i_{0x} < x < i_{0x}$, la deformazione è di "sagging" o accorciamento.

In Figura 2.7 $\hat{\varepsilon}_{hc}$ e $\hat{\varepsilon}_{ht}$ rappresentano la massima deformazione rispettivamente di compressione e trazione. Deformazioni di compressione sono assunte negative. Si mette in evidenza il fatto che la deformazione di hogging risulta pericolosa per le strutture in quanto esse subiscono conseguentemente una deformazione di allungamento. Se si rimuove l'ipotesi di K costante con la profondità, il vettore spostamento risulta diretto in un punto posto a $\frac{0,175}{0,325}z_0$ al di sotto del centro della galleria (Taylor, 1995), producendo uno spostamento orizzontale pari al 65% di quello corrispondente al caso di vettore spostamento diretto verso il centro della galleria. Deane e Bassett (1995), analizzando il caso dello scavo di galleria nelle argille di Londra, concludono che il vettore spostamento è diretto verso un punto compreso tra il centro della galleria e l'arco rovescio in un primo caso, e, in un secondo caso, verso o anche al di sotto dell'arco rovescio. Infine, per una galleria scavata in sabbia, l'ipotesi di vettore spostamento diretto verso il centro della galleria, può portare a sottostimare significativamente lo spostamento ai bordi della gaussiana. Tuttavia, ciò risulta irrilevante ai fini pratici poiché i cedimenti sono sottostimati nel tratto compreso tra $2i_{0x} < x < 3i_{0x}$ in cui gli spostamenti sia verticali che orizzontali

sono molto piccoli. E' pertanto ragionevole assumere anche in sabbia che il vettore spostamento sia diretto verso il centro della galleria e che l'andamento degli spostamenti orizzontali sia ancora rappresentato dalla (2.11).

2.3 MOVIMENTI IN DIREZIONE LONGITUDINALE ALL'ASSE DELLA GALLERIA

In alcuni casi, i danni maggiori alle strutture non sono provocati dal cedimento finale, ma dal progressivo sviluppo degli spostamenti prodotto dall'avanzamento del fronte di scavo. In una idealizzazione del problema, come per i movimenti in direzione trasversale alla galleria, gli spostamenti del terreno lungo l'asse della galleria possono essere divisi in tre componenti associate:

1. al passaggio del fronte;
2. al passaggio dello scudo;
3. al vuoto della coda;
4. alla consolidazione in terreni coesivi.

Una suddivisione dell'entità degli spostamenti associata al passaggio dello scudo e al vuoto alla coda è suggerita da Craig (1975) e riportata in Tabella 2.1.

TIPO DI TERRENO	CEDIMENTO AL PASSAGGIO DELLO SCUDO [%]	CEDIMENTO DOVUTO AL VUOTO ALLA CODA DELLO SCUDO [%]
Sabbie senza falda	30-50	60-80
Argille consistenti	30-60	50-75
Sabbie sotto falda	0-25	50-75
Limi e argille tenere	0-25	30-60

Tabella 2.1 - Entità dei movimenti associati al passaggio dello scudo e al vuoto alla coda (Craig, 1975)

La maggior aliquota del cedimento è, quindi, dovuto al vuoto alla coda dello scudo; generalmente l'intercapedine tra il profilo di scavo e il rivestimento è riempita con apposite malte cementizie per contenere tale cedimento. Se l'andamento dei cedimenti al piano campagna in una sezione trasversale all'asse della galleria è rappresentato dalla curva di distribuzione di Gauss, l'andamento dei cedimenti in direzione longitudinale alla galleria viene fornito dalla curva di probabilità cumulata $\phi(y)$ (O'Reilly e New,

1991), che se si assume che le deformazioni avvengano a volume costante (quindi per terreni coesivi) è espressa dalla seguente relazione:

$$\varphi(y) = \int_{-\infty}^y \exp\left(-\frac{y^2}{2i_{0y}^2}\right) dy \quad (2.13)$$

La deviazione standard della curva di probabilità cumulata i_{0y} con riferimento ad un completo sviluppo del cedimento longitudinale, è spesso assunta uguale a i_{0x} (Attwell e Woodman, 1982). Combinando le equazioni (2.2) e (2.13), la curva rappresentata in Figura 2.7 è così espressa:

$$S_w(x, y) = \frac{V_s}{2,5i_{0x}} \exp\left(-\frac{x^2}{2i_{0x}^2}\right) \int_{-\infty}^y \exp\left(-\frac{y^2}{2i_{0y}^2}\right) dy \quad (2.14)$$

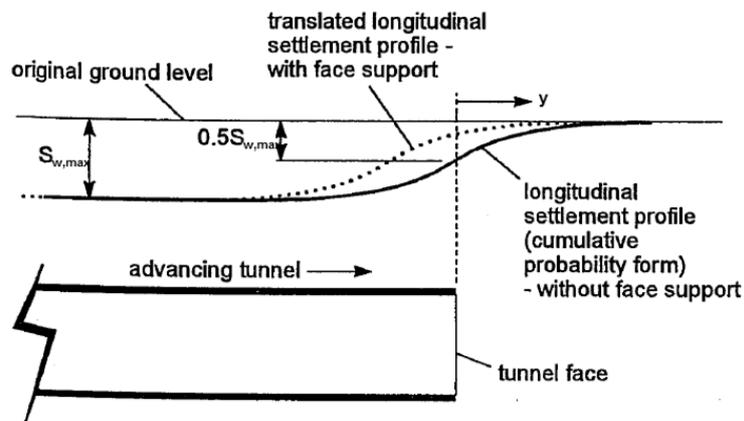


Figura 2.7-Cedimenti longitudinali al piano campagna (Mair e Taylor, 1997)

Il massimo valore dello spostamento al fronte è pari a $0,5S_{w,max}$ per gallerie scavate in argille consistenti; l'applicazione di una pressione di stabilizzazione al fronte riduce, invece, tale cedimento (Mair e Taylor, 1997) portando ad una traslazione della curva di probabilità cumulata verso la zona di retro-fronte (Figura 2.7) (Imamura et al., 1998; Sugiyama, 1999). Attwell e Woodman (1982) hanno dimostrato quanto detto sulla base di numerosi casi di studio.

2.4 MOVIMENTI IN PROFONDITA'

Anche i cedimenti in profondità, al di sopra dell'asse della galleria, seguono l'andamento di una distribuzione di probabilità gaussiana con asse di simmetria nel centro dello scavo, per la quale però la deviazione standard vale $i=i_z$ (il pedice $-z$ indica che la gaussiana si riferisce agli spostamenti in profondità). Analisi di regressione lineare (Figura 2.8) sono state condotte sulla base di scavi di gallerie in diversi terreni (21 casi di terreni coesivi e 16 di terreni granulari) da O'Reilly e New (1982) ed hanno portato ad individuare una dipendenza lineare con la profondità della deviazione standard della gaussiana i_z :

$$i_z=0,43z_0+1,1 \text{ per terreni coesivi} \quad (2.15)$$

$$i_z=0,28z_0+0,12 \text{ per terreni granulari} \quad (2.16)$$

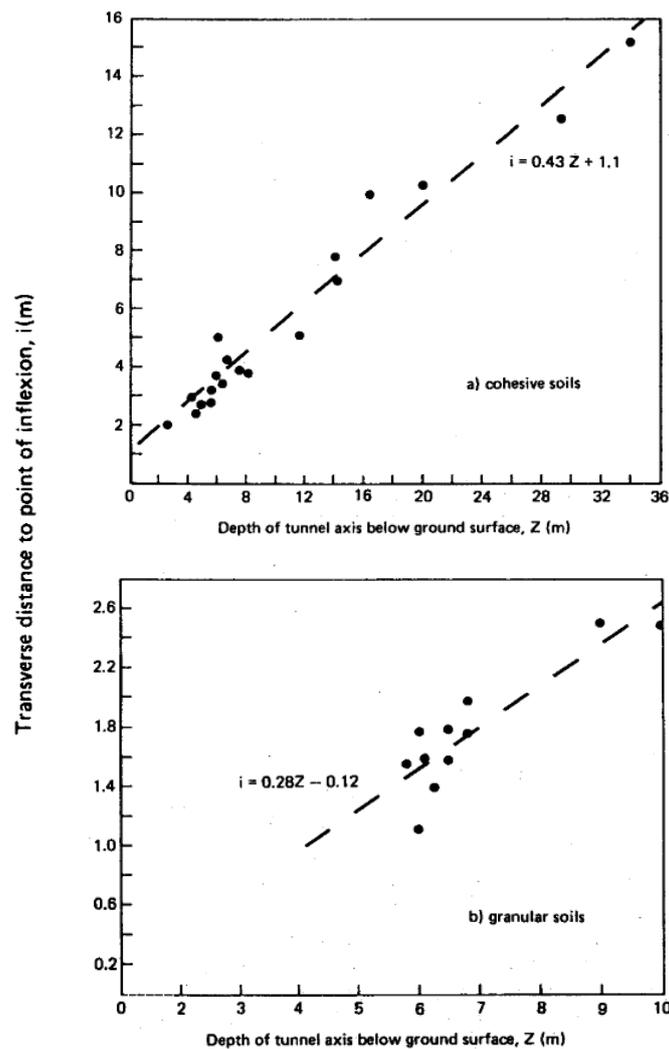


Figura 2.8-Dipendenza lineare con la profondità della deviazione standard della gaussiana $i=i_z$ (O'Reilly e New, 1982)

Sulla base di numerosi dati sperimentali e prove in centrifuga su argille, Mair et al. (1993) ipotizzano una dipendenza lineare della deviazione standard della gaussiana i_z con la profondità:

$$i_z = K(z_0 - z) \quad (2.17)$$

dove:

- z è la generica profondità a cui si vuole valutare il cedimento;
- K e z_0 sono i parametri già definiti in precedenza.

In particolare, la costante K aumenta con la profondità (Figura 2.9-(a) come proposto da Mair et al. (1993) e vale:

$$K = 0,325 + \frac{0,175}{1 - \frac{z}{z_0}} \quad (2.18)$$

Per $z=0$ dalla (2.18) si ottiene $K=0,5$, risultato già noto per gli spostamenti in superficie in terreni argillosi, che sottostimerebbe invece la deviazione standard i_z della gaussiana nel caso di cedimenti in profondità come mostrato in Figura 2.9-(b).

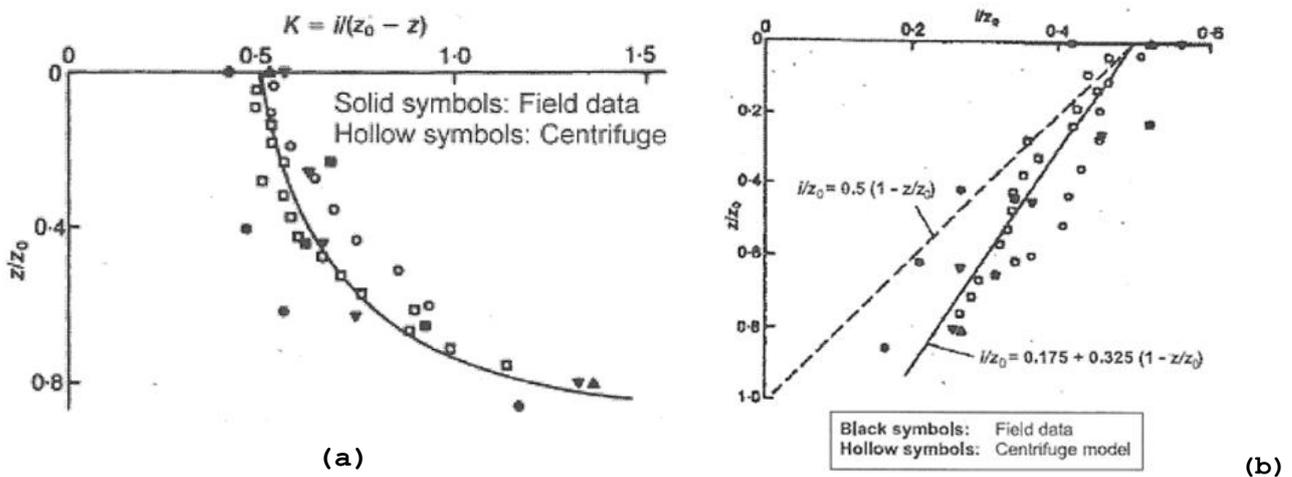


Figura 2.9 -Variazione del parametro K (a) e $i=i_z$ (b) con la profondità in argille (Mair et al., 1993)

Sostituendo la (2.17) e (2.18) nella (2.5), e tenendo conto anche della (2.1), si può rappresentare l'andamento del massimo cedimento $S_{w, \max}$ normalizzato rispetto al raggio della galleria R in funzione del rapporto R/z_0 :

$$\frac{S_{w,max}}{R} = \frac{1,25V_L}{0,175 + 0,325 \left(1 - \frac{z}{z_0}\right) z_0} R \quad (2.19)$$

Con riferimento ai dati di scavi nelle argille di Londra (Figura 2.10), si osserva ancora come assumere $K=0,5$ porterebbe ad una sovrastima degli spostamenti in profondità.

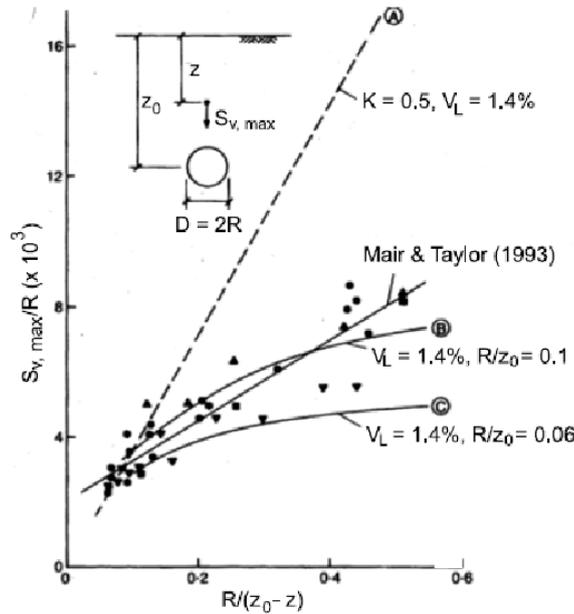


Figura 2.10 -Andamento $S_{w,max}/R$ in funzione di $R/(z_0-z)$ per argille (Mair e Taylor, 1997)

Un approccio alternativo è presentato da Heath e West (1996), che assumono per descrivere il profilo di cedimento non una gaussiana ma una distribuzione binomiale, ovvero una funzione di probabilità discreta:

$$\frac{i_z}{i_0} = \sqrt{\frac{z_0 - z}{z_0}} \quad (2.20)$$

Sostituendo la (2.20) e la (2.17) nella (2.5), tenuto conto della (2.1) si ha:

$$\frac{S_{w,max}}{R} = \frac{1,25V_L}{K\sqrt{z_0}} \frac{R}{\sqrt{z_0 - z}} \quad (2.21)$$

Comparando le predizioni del cedimento massimo $S_{w,max}$ di Mair et al. (1993) e Heath e West (1996) si può concludere che queste sono in accordo per spostamenti al piano campagna e fino a profondità $z/z_0=0,8$ (sopra l'asse della galleria). La variabilità di K con la

profondità è confermata anche in terreni sabbiosi, come mostrato in Figura 2.11.

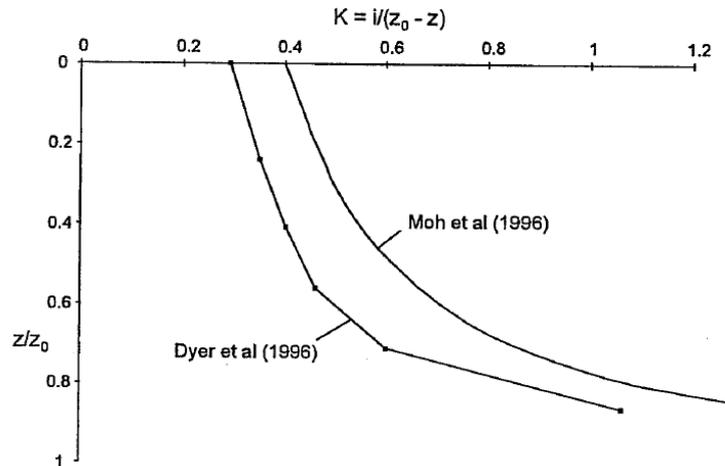


Figura 2.11 -Variazione del parametro K con la profondità in sabbie limose sotto falda (Moh et al., 1996) e in sabbie sciolte con tetto di argilla consistente (Dyer et al., 1996; Mair e Taylor, 1997)

Sulla base dei dati misurati durante la costruzione del Taipei Rapid Transit System, Moh et al. (1996) propongono una relazione generalizzata per la valutazione del parametro i_z :

$$i_z = bD \left(\frac{z_0 - z}{D} \right)^m \quad (2.22)$$

dove b e m sono costanti da determinare sulla base di regressioni sui dati sperimentali. Per $b=K$ e $m=1$ la (2.22) coincide con la (2.7) e per $b=0,5$ e $m=0,8$, invece, i risultati sono gli stessi della (2.9) (Clough e Schmidt, 1981) che può essere riscritta in funzione della profondità dell'asse della galleria z_0 come:

$$i_0 = \frac{D}{2} \left(\frac{z_0}{D} \right)^{0,8} \quad (2.23)$$

La determinazione del parametro m può essere fatta utilizzando una regressione lineare sui dati in un piano bi-logaritmico su cui sono rappresentate in ascissa la profondità relativa dall'asse della galleria $z_0 - z$ e in ordinata il cedimento $S_w(x)$. La (2.6) può essere riscritta utilizzando la (2.1) come:

$$S_w(x) = \frac{V_L A}{2,5 i_{0x}} \exp \left(- \frac{x^2}{2 i_{0x}^2} \right) \quad (2.24)$$

dove A rappresenta l'area della sezione della galleria. Sostituendo la (2.22) nella (2.24) si ottiene:

$$S_w(x) = \frac{V_L A}{2,5b} D^{m-1} (z_0 - z)^{-m} \quad (2.25)$$

Essendo l'area della galleria $A = \pi D^2 / 4$, la (2.25) diventa:

$$\log(S_w(x)) = -m \log(z_0 - z) + c \quad (2.26)$$

dove:

$$c = -0,5 + (1 + m) \log D + \log(S_w(x)) - \log b \quad (2.27)$$

Il parametro m è rappresentato dalla pendenza della retta interpolante i dati in tale piano bi-logaritmico. Il parametro b si ricava, invece, imponendo che la (2.22) valga anche per gli spostamenti al piano campagna, cioè per $z=0$, $i_z=i_{0x}$, da cui si ricava la condizione:

$$i_0 = bD \left(\frac{z_0}{D} \right)^m \quad (2.28)$$

Dividendo la (2.22) per la (2.28) e manipolando il rapporto si ottiene:

$$i_z = i_0 \left(\frac{z_0 - z}{D} \right)^m \quad (2.29)$$

Dato che i_0 fornisce la deviazione standard della gaussiana che rappresenta i movimenti in superficie, questo valore si può conoscere, ad esempio, ricorrendo alla formula (2.23) proposta da Clough e Schmidt (1981); sostituita quindi nella (2.29) consente di ottenere:

$$i_z = \frac{D}{2} \left(\frac{z_0}{D} \right)^{0,8} \left(\frac{z_0 - z}{D} \right)^m \quad (2.30)$$

che è l'espressione per la valutazione della deviazione standard della gaussiana che approssima gli spostamenti in profondità proposta da Moh et al. (1996). In alternativa, Clough e Schmidt (1981) suggeriscono di calcolare i cedimenti in profondità direttamente sostituendo nella (2.23) la profondità relativa $z_0 - z$:

$$i_z = \frac{D}{2} \left(\frac{z_0 - z}{D} \right)^{0,8} \quad (2.31)$$

In Figura 2.12 sono riportati i confronti tra le predizioni dei movimenti in profondità dalle espressioni di O'Reilly e New (2.16), Clough e Schmidt (2.31) e Moh et al. (2.30); si osserva

come le valutazioni ottenute con le formule (2.16) e (2.31) sottostimano l'entità del cedimento osservato sperimentalmente.

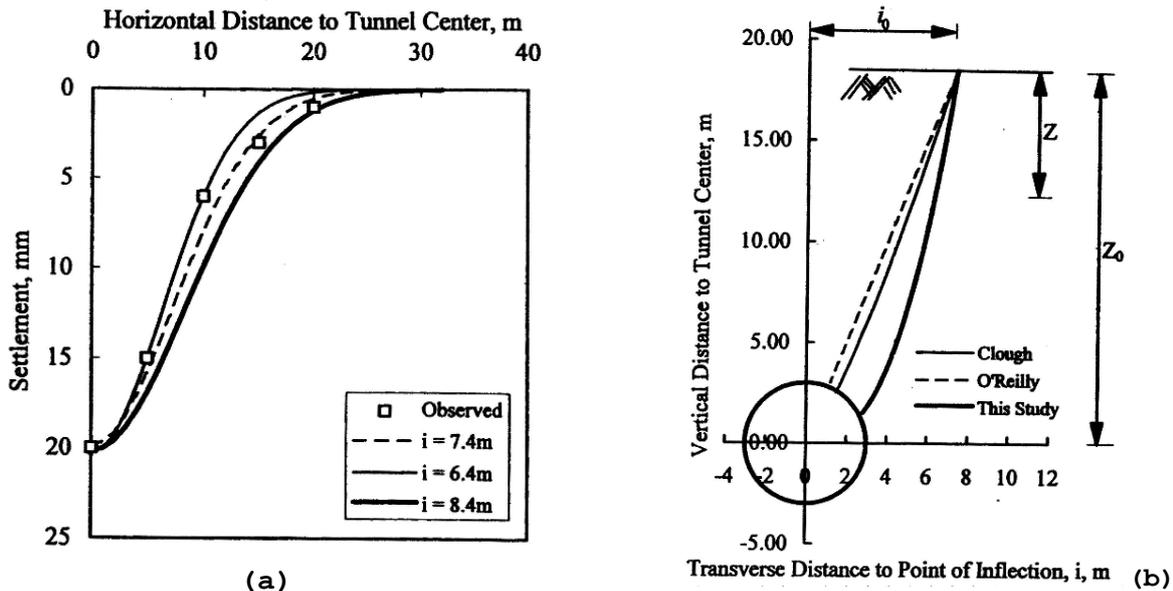


Figura 2.12 -Andamento del cedimento in profondità in funzione della distanza dall'asse della galleria (a) e della deviazione standard in funzione della profondità (b), confronto tra diverse formule (Moh e Hwang, 1996)

Tutte e tre le formulazioni convergono al piano campagna al valore $i_z=i_0$.

2.5 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

Lo stesso cedimento di campo libero può provocare effetti diversi sulle strutture vicine in funzione delle condizioni del suolo e della struttura. Per chiarezza d'esposizione si forniscono alcune definizioni (Burland e Worth, 1974) dei parametri di deformazione di una struttura, sulla base degli spostamenti di quattro punti della fondazione della struttura stessa:

- rotazione o pendenza θ (Figura 2.13-(a)) è il cambio di gradiente di una linea che congiunge due punti di riferimento;
- deformazione angolare α (Figura 2.13-(a)), positiva se la concavità è verso l'alto (sagging), negativa se la concavità è verso il basso (hogging);
- massimo cedimento differenziale della struttura $\delta S_{w, \max}$ (Figura 2.13-(a));

- inflessione relativa Δ (Figura 2.13-(b), è lo spostamento relativo tra due punti di riferimento connessi da una linea (positiva verso il basso);
- rapporto d'inflessione Δ/L , dove L è la distanza tra i due punti di riferimento (Figura 2.13-(c);
- inclinazione ω , descrive la rotazione di corpo rigido (Figura 2.13-(c);
- distorsione angolare β , è la rotazione relativa all'inclinazione della congiungente due punti al di sotto della struttura;
- deformazione media orizzontale ε_h definita come il rapporto tra la variazione di lunghezza δS_h e la lunghezza L (positiva se di accorciamento).

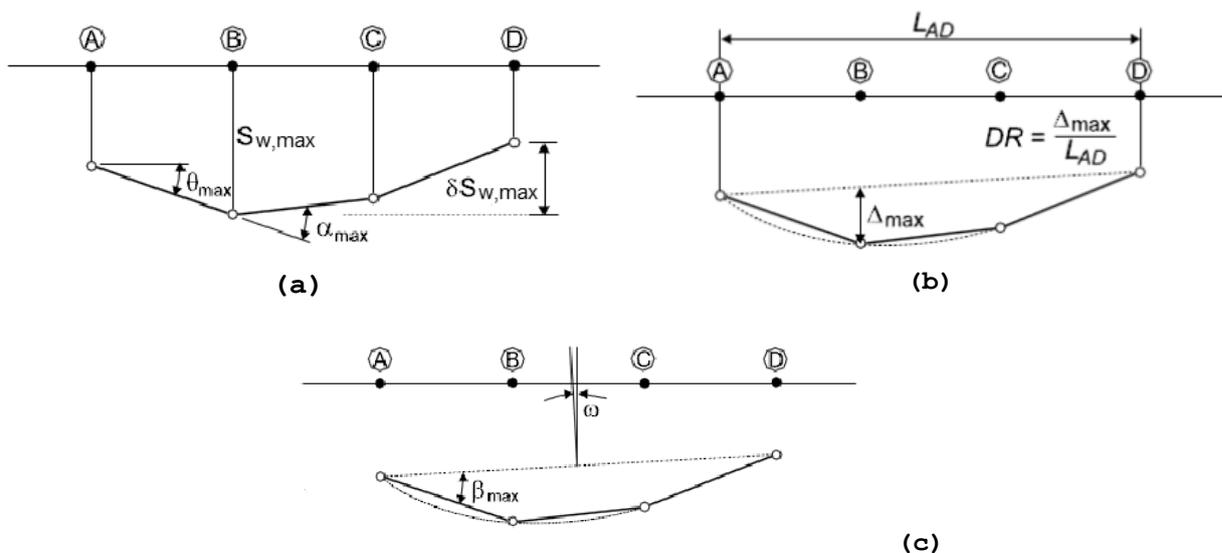


Figura 2.13-Parametri di deformazione di una struttura (Burland e Worth, 1974)

In aggiunta si menziona la deformazione di trazione critica ε_{crit} a cui la fessurazione nel materiale diventa visibile (0,05-0,1% per costruzioni in muratura, Burland, 1974). Sulla base di numerose prove su travi e muretti, Burhouse (1969) ha confermato il limite di deformazione critica ε_{crit} di 0,05% collocando l'inizio della fessurazione a livelli deformativi compresi tra lo 0,038 e 0,06%. Burland (1977) sostituisce poi il concetto di deformazione critica con quello di deformazione limite ε_{lim} , inteso come parametro da

far variare per indagare i diversi livelli di funzionalità della struttura.

2.5.1 L'APPROCCIO DELLA TRAVE EQUIVALENTE

La maggior parte dei danni agli edifici in muratura è dovuta al raggiungimento della resistenza a trazione del materiale e del valore di deformazione di critica ϵ_{crit} associate al manifestarsi di una fessurazione visibile nella muratura. Per valutare il raggiungimento di tale condizione la sovrastruttura può essere schematizzata come una trave equivalente appoggiata agli estremi (Boscarding e Cording, 1989) priva di peso, di profondità unitaria, altezza H e lunghezza L (che rappresentano le dimensioni totali dell'edificio), con comportamento elastico-lineare e isotropo (Figura 2.14).

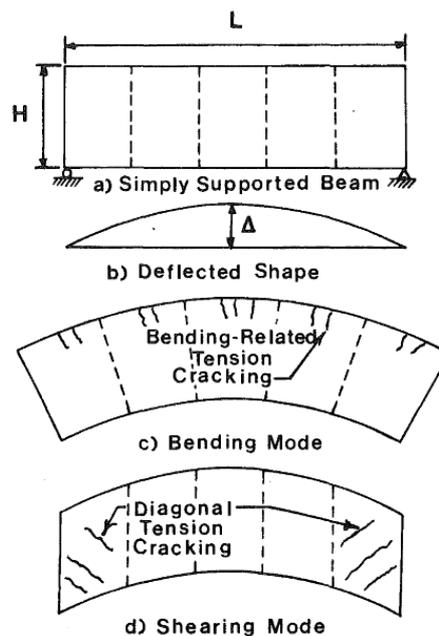


Figura 2.14-Modello trave equivalente (Boscarding e Cording 1989)

Nel caso di pura flessione si può scrivere che:

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{L}{4H} \epsilon_{bmax} \quad (2.32)$$

dove ϵ_{bmax} è la deformazione massima in corrispondenza della fibra di estremità della sezione (deformazione flessionale). Per una trave uniformemente caricata si ha:

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{L}{4,8H} \epsilon_{bmax} \quad (2.33)$$

Nel caso di carico centrato si ottiene:

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{L}{6H} \varepsilon_{bmax} \quad (2.34)$$

Le(2.32)-(2.34) mettono in evidenza come per sola flessione la relazione tra Δ/L e L/H risulti lineare e indipendente dalla modalità di carico (Figura 2.15).

Se la trave è soggetta puramente a deformazione tagliante, invece si può scrivere:

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{\varepsilon_{dmax}}{2} \quad (2.35)$$

dove ε_{dmax} è la massima deformazione in direzione diagonale (deformazione tagliante). Per una trave uniformemente caricata e con carico centrato la soluzione è la medesima e risulta:

$$\frac{\Delta}{L} = \varepsilon_{dmax} \quad (2.36)$$

A differenza del caso flessionale, per pura sollecitazione tagliante Δ/L è costante con L/H (Figura 2.15) e maggiormente dipendente dalla tipologia di carico.

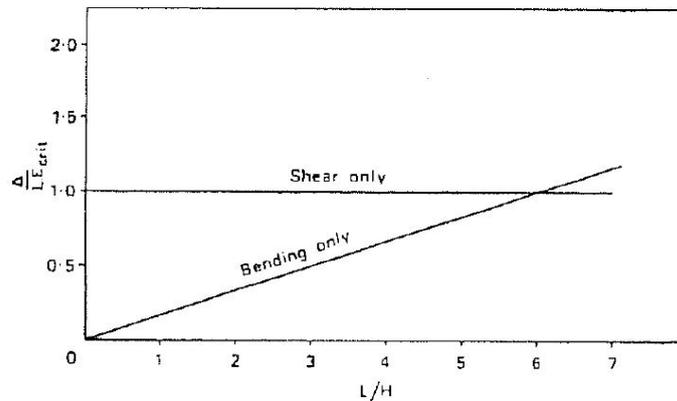


Figura 2.15-Confronto della relazione tra Δ/L_{crit} e L/H per travi equivalenti che si deformano per sola flessione o solo taglio (Burland e Worth, 1974)

La maggior parte delle strutture, però, è tipicamente sollecitata sia a flessione che a taglio; nel caso di trave appoggiata con carico puntuale applicato in mezzera e asse neutro ad $H/2$ (sagging), il massimo spostamento trasversale che si verifica nel punto di carico è fornito dalla teoria di Timoshenko (1957):

$$\Delta = \frac{PL^3}{48EI} \left[1 + \frac{18EI}{L^2HG} \right] \quad (2.37)$$

La (2.37) può essere riscritta in termini di Δ/L e deformazione massima della fibra estrema della sezione ε_{bmax} (deformazione

flessionale) o massima deformazione diagonale ε_{dmax} (deformazione tagliante), per un valore fissato del coefficiente di Poisson (assunto pari a 0,3 in questa trattazione):

$$\frac{\Delta}{L} = \left[0,167 \frac{L}{H} + 0,65 \right] \varepsilon_{bmax} \quad (2.38)$$

$$\frac{\Delta}{L} = \left[0,25 \frac{L^2}{H^2} + 1 \right] \varepsilon_{dmax} \quad (2.39)$$

Quando la fondazione e il terreno sono rigidi, l'ipotesi di asse neutro al bordo inferiore (hogging) è più ragionevole e si ottiene:

$$\frac{\Delta}{L} = \left[0,083 \frac{L}{H} + 1,3 \frac{H}{L} \right] \varepsilon_{bmax} \quad (2.40)$$

$$\frac{\Delta}{L} = \left[0,064 \frac{L^2}{H^2} + 1 \right] \varepsilon_{dmax} \quad (2.41)$$

La soluzione proposta è simile anche nel caso di carico distribuito, mostrando ancora come Δ/L risulti pressoché indipendente dalla modalità di carico. In Figura 2.16 si può vedere come in strutture per cui il rapporto tra le dimensioni dell'edificio L/H risulti inferiore a 1 (trave tozza), il danneggiamento sia correlato alla deformazione diagonale (deformazione a taglio); per travi equivalenti snelle, invece, la modalità di crisi è flessionale.

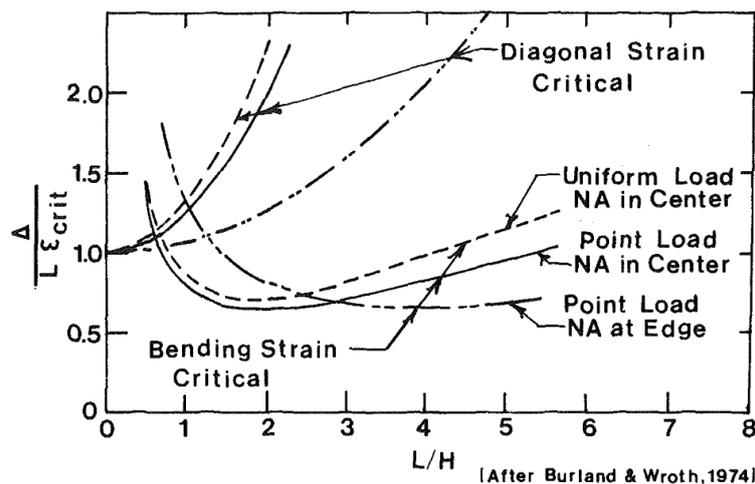


Figura 2.16- $\Delta/L\varepsilon_{crit}$ - L/H per una trave equivalente (Boscarding e Cording 1989)

Nello scavo di gallerie è presente anche una componente di movimento orizzontale del terreno che produce una deformazione ε_h , particolarmente sfavorevole per le strutture, di cui occorre tener

conto nella valutazione della deformazione critica ε_{crit} in corrispondenza della quale la muratura subisce danni visibili. Nel caso di deformazione dovuta a flessione:

$$\varepsilon_{crit} = \varepsilon_{bmax} + \varepsilon_h \quad (2.42)$$

Nel caso invece di deformazione diagonale, la deformazione ε_θ lungo una direzione inclinata di θ rispetto all'orizzontale risulta:

$$\varepsilon_\theta = \varepsilon_h \cos^2 \theta + 2\varepsilon_{dmax} \cos \theta \sin \theta \quad (2.43)$$

e la deformazione critica dovuta ad una sollecitazione tagliante diventa:

$$\varepsilon_{crit} = \varepsilon_{\theta max} = \varepsilon_h \cos^2 \theta_{max} + 2\varepsilon_{dmax} \cos \theta_{max} \sin \theta_{max} \quad (2.44)$$

Sostituendo la (2.42) nella (2.40) si ottiene:

$$\frac{\Delta}{L} = \left[0,083 \frac{L}{H} + 1,3 \frac{H}{L} \right] [\varepsilon_{crit} - \varepsilon_h] \quad (2.45)$$

Sostituendo la (2.44) nella (2.41) si ha invece:

$$\frac{\Delta}{L} = \left[0,064 \frac{L^2}{H^2} + 1 \right] \left[\frac{\varepsilon_{crit} - \varepsilon_h \cos^2 \theta_{max}}{2 \cos \theta_{max} \sin \theta_{max}} \right] \quad (2.46)$$

La Figura 2.17 mostra la relazione normalizzata tra $\frac{\Delta}{L}/\varepsilon_{lim}$ e $\varepsilon_h/\varepsilon_{lim}$ al variare di L/H. In caso di sola flessione (Figura 2.17-(a) per $\varepsilon_h=0$ i valori limite sono gli stessi della Figura 2.16. Al crescere di ε_h i valori di $\frac{\Delta}{L}/\varepsilon_{lim}$ decrescono linearmente fino ad annullarsi ad $\varepsilon_h=\varepsilon_{lim}$. L'andamento nel caso di solo taglio (Figura 2.17-(b) è analogo, ma la diminuzione è più che proporzionale.

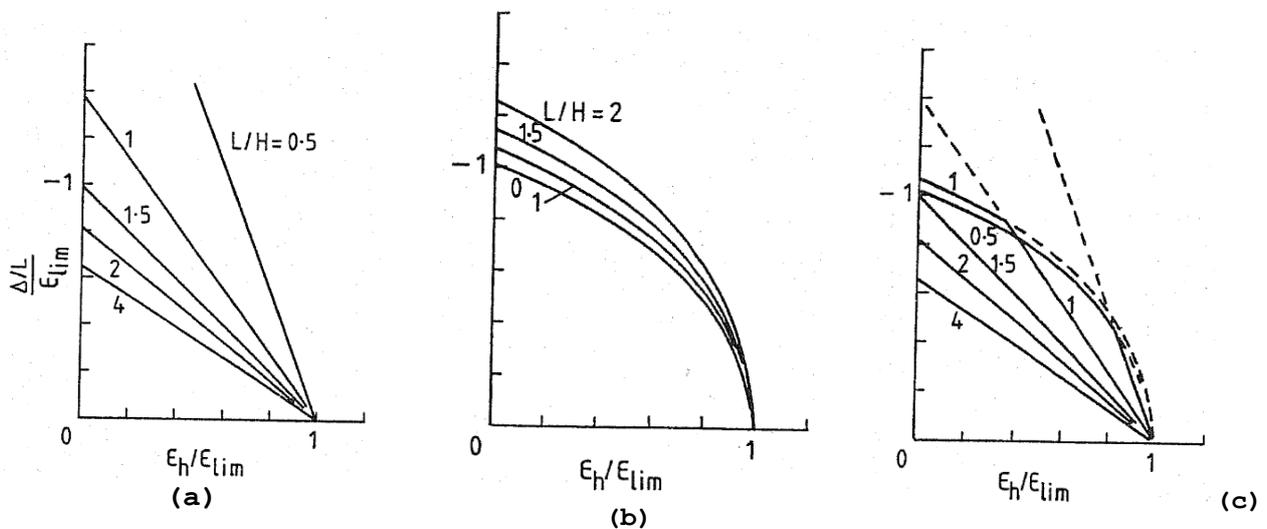


Figura 2.17-Influenza di L/H sulla relazione tra il rapporto $\Delta/L\varepsilon_{lim}$ e $\varepsilon_h/\varepsilon_{lim}$ per: (a) deformazione flessionale (b) deformazione tagliante (c) combinazione delle due (Burland 1997)

Per la trave con carico puntuale centrato e asse neutro al bordo inferiore si può poi valutare la massima distorsione angolare β , ovvero il massimo cambiamento di pendenza lungo la trave (pendenza all'appoggio), come:

$$\beta = \frac{3\Delta}{L} \left[\frac{1 + 4 \left(\frac{E}{G} \right) \left(\frac{H^2}{L^2} \right)}{1 + 6 \left(\frac{E}{G} \right) \left(\frac{H^2}{L^2} \right)} \right] \quad (2.47)$$

La (2.47) comporta valori della distorsione angolare β compresi tra $3\Delta/L$ nel caso di $L/H = 0$ (trave tozza) e $2\Delta/L$ nel caso di $L/H = \infty$ (trave snella). Son (2003) sulla base di prove su modello, analisi numeriche e dati sperimentali ha mostrato come il rapporto tra la distorsione angolare β e Δ/L sia in tutti i casi compreso tra 2 e 4: in condizioni elastiche o comunque di minor danneggiamento $\beta/\frac{\Delta}{L} \cong 2$, mentre per condizioni più severe $\beta/\frac{\Delta}{L}$ si avvicina a 4.

Il rapporto Δ/L che causa una fessurazione visibile dipende quindi:

- dal modo di deformarsi dell'edificio;
- dalla geometria, attraverso il rapporto tra le dimensioni della costruzione H/L ;
- dal rapporto tra i moduli flessionale e tagliante E/G .

2.5.2 SULLA RIGIDEZZA DELLA STRUTTURA

Per valutare correttamente l'interazione terreno-struttura, occorre stimare ragionevolmente la rigidezza del terreno e dell'edificio, nonché la loro rigidezza relativa. I moduli elastici di Young (E) e di taglio (G) che compaiono nella (2.47) sono legati dalla ben nota relazione:

$$E = 2(1 + \nu)G \quad (2.48)$$

Nel caso di $\nu=0,3$ il rapporto dei moduli E/G vale 2,6, in realtà esso dipende da diversi fattori e per la muratura, tipicamente di caratteristiche meccaniche anisotrope, il rapporto E/G cresce rispetto al valore appena citato. Maggiore è la deformazione orizzontale ε_h provocata dai movimenti del terreno indotti dallo scavo di gallerie, minore è la distorsione angolare β per cui si

manifestano danni visibili. Maggiore è la deformabilità a taglio della struttura, maggiore è il rapporto tra i moduli E/G , e più grande è l'intervallo di valori in cui la fessurazione è dovuta alla deformazione diagonale (deformazione a taglio). Il rapporto E/G non sarà quello di un materiale isotropo secondo la (2.48), ma dipenderà in particolare dalla percentuale di aperture. Inoltre, ci sono strutture molto più resistenti a taglio che a flessione, o viceversa, per cui tale rapporto risulta sbilanciato in favore della rigidità predominante. La stima della rigidità della muratura deve tener conto dell'anisotropia del materiale, dovuta alla presenza di mattoni e malta, e della presenza di aperture. Considerando ancora la struttura come una trave equivalente, la rigidità flessionale rappresentata dal modulo di Young E , e la rigidità tagliante rappresentata dal modulo di taglio G , possono essere valutati a partire dalla teoria di Timoshenko. Per una trave in semplice appoggio, soggetta solo a flessione, lo spostamento massimo in campata vale:

$$\delta_b = \frac{ML^2}{8E I} \quad (2.49)$$

da cui si ottiene:

$$E = \frac{ML^2}{8I\delta_b} \quad (2.50)$$

Per una mensola, soggetta ad un'azione tagliante sulla faccia libera, lo spostamento totale in punta vale:

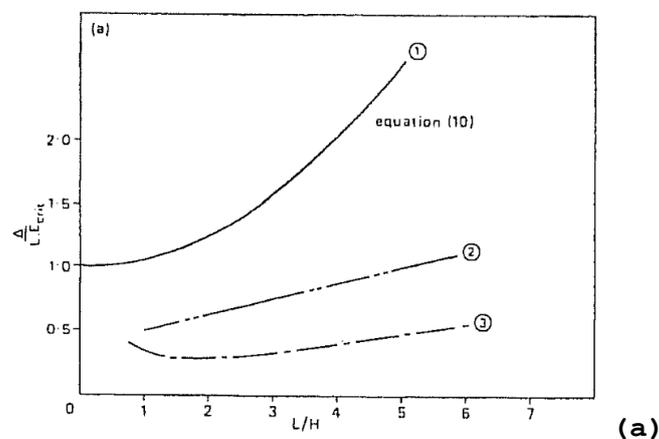
$$\delta_{TOT} = \delta_b + \delta_s = \frac{FL^3}{3E I} + \frac{1,2FL}{G A} \quad (2.51)$$

da cui si ottiene:

$$G = \frac{1,2FL}{\delta_s A} \quad (2.52)$$

Le rigidità così valutate sono in accordo con i risultati ottenuti da analisi numeriche (Son e Cording, 2007). La rigidità a flessione diminuisce al crescere della percentuale di aperture. Per bassi valori del rapporto K_s/K_n tra la rigidità a taglio e normale della malta, la riduzione della rigidità è minore probabilmente in relazione al fatto che il momento applicato provoca grandi spostamenti laterali per l'esigua resistenza a

taglio lungo i letti di malta, invece che deformazione flessionale. Andamento analogo si ha per il modulo di taglio G , con un decremento di entità maggiore. Il rapporto tra i moduli E/G è più alto per bassi valori di K_s/K_n riflettendo la bassa rigidezza a taglio delle murature. La percentuale di apertura influenza significativamente la rigidezza della muratura, ma affligge meno la rigidezza flessionale rispetto a quella tagliante, per cui un edificio in muratura sarà più suscettibile a deformazioni di taglio. Simpson e Goose (1996) sottolineano come occorrerebbe tener conto anche della variazione di rigidezza che ha luogo all'atto dello sviluppo della fessurazione. Per minimizzare le tensioni di trazione, la struttura deve essere relativamente flessibile a taglio, dunque deve avere un alto rapporto E/G . Quando una struttura ha una bassa rigidezza tagliante, come ad esempio le strutture a telaio o le costruzioni in muratura armata, (curva (1) in Figura 2.18-a), il raggiungimento della resistenza a trazione avviene in relazione alla deformazione diagonale; quando invece le strutture hanno bassissima resistenza a trazione, come ad esempio la muratura (curva (2) in Figura 2.18-(a) e la muratura non armata (curva (3) in Figura 2.18-(a) è predominante il danneggiamento per flessione. Inoltre, la fessurazione si manifesta per piccoli valori di Δ/L . In Figura 2.18-(b) è rappresentata l'influenza del rapporto E/G sulla modalità di crisi dell'edificio.



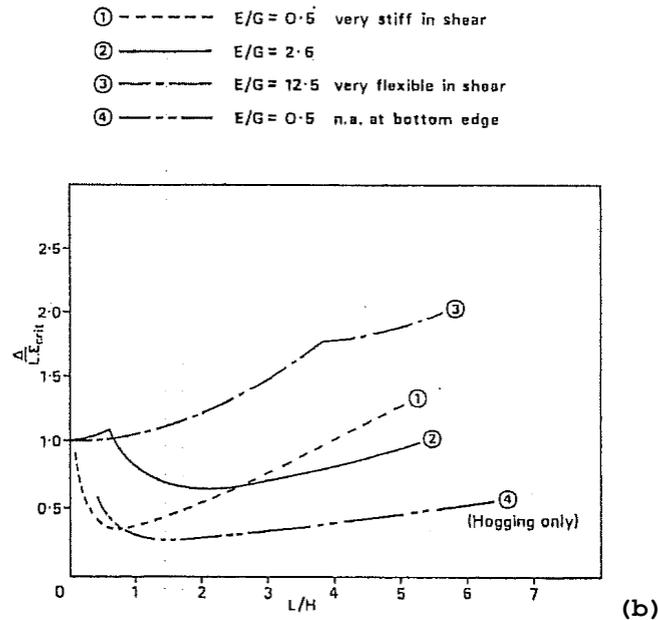


Figura 2.18-Influenza del rapporto E/G sulla relazione tra $\Delta/L\epsilon_{crit}$ e L/H
(Burland e Worth, 1974)

Un altro modo di valutare la predominanza del modo di deformarsi della struttura a flessione piuttosto che a taglio è considerare la massima deformazione flessionale e diagonale che per una mensola soggetta a carico uniformemente distribuito q e carico in punta p valgono rispettivamente:

$$\epsilon_{bmax} = \frac{qL^2H}{2EI} + \frac{pLH}{EI} \quad (2.53)$$

$$\epsilon_{dmax} = \frac{3qL}{4GA} + \frac{3p}{4GA} \quad (2.54)$$

Il rapporto tra la massima deformazione flessionale e diagonale è:

$$\frac{\epsilon_{bmax}}{\epsilon_{dmax}} = 2 \frac{GL}{EH} \left(\frac{qL + 2p}{qL + p} \right) \quad (2.55)$$

La (2.55) mostra ancora come la deformazione a taglio controlli l'inizio della fessurazione per bassi valori del rapporto L/H, che è la condizione in cui si trova la struttura all'inizio dello sviluppo del cedimento.

2.5.3 INFLUENZA DELLA COSTRUZIONE SUL CEDIMENTO DI CAMPO LIBERO

La presenza di strutture in superficie, in genere modifica il profilo dei cedimenti indotti dallo scavo di gallerie rispetto alle condizioni di campo libero. Tale modifica è dovuta sia all'effetto del peso proprio degli edifici, sia alle loro caratteristiche di rigidità. Un modo di valutare l'influenza

della rigidezza dell'edificio sugli spostamenti del terreno in condizione di campo libero, è l'approccio della rigidezza relativa di Potts e Addenbrooke (1997), che hanno svolto oltre cento analisi di deformazione piana su edifici, schematizzati come travi equivalenti al variare delle due seguenti rigidezze relative struttura-terreno:

$$\rho^* = \frac{EI}{E_S \left(\frac{B}{2}\right)^4} \text{ rigidezza flessionale relativa} \quad (2.56)$$

$$\alpha^* = \frac{EA}{E_S \left(\frac{B}{2}\right)} \text{ rigidezza assiale relativa} \quad (2.57)$$

dove I è il modulo d'inerzia della trave equivalente ed EI la sua rigidezza flessionale, mentre A è l'area della trave equivalente ed EA la sua rigidezza assiale; il comportamento flessionale è governato da EI , quello tagliante da EA . Il rapporto d'inflessione, detto in questo studio DR , viene valutato distintamente in caso di deformazione di hogging o sagging, come rappresentato in Figura 2.19.

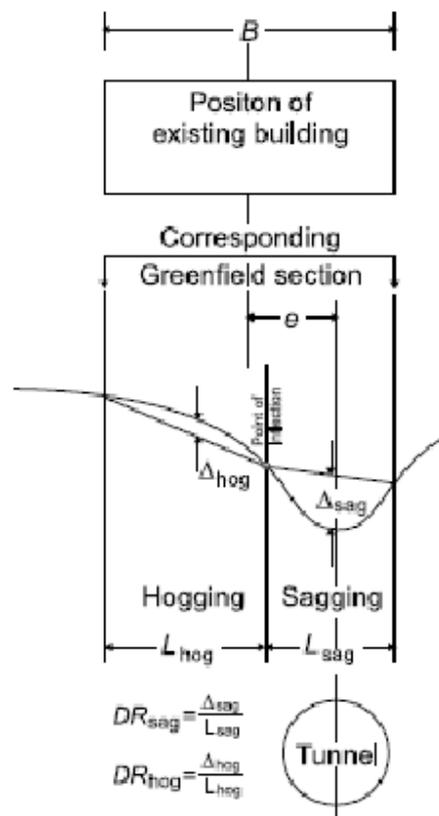


Figura 2.19- Definizione di rapporto d'inflessione DR (Potts e Addenbrooke, 1997)

I parametri di deformabilità adottati sono il fattore M^{DR} , rapporto tra DR , valutato dall'analisi numerica con schematizzato l'edificio come trave equivalente, e il rapporto d'inflessione DR^{GF} ottenuto in condizioni di campo libero oltre che lo stesso rapporto M^{ε} tra le deformazioni orizzontali valutate in un'analisi di interazione ε e campo libero ε^{GF} . In entrambi i casi i fattori di modifica M sono valutati sia in caso di hogging che di sagging. In caso di sagging, la deformazione orizzontale sulla struttura è di compressione ε_{hc} (pedice -hc), in caso di hogging è invece di trazione ε_{ht} (pedice -ht); le deformazioni ε_{hc} e ε_{ht} rappresentano rispettivamente i massimi valori assoluti della deformazione di compressione e di trazione.

$$M^{DR,sag} = \frac{DR_{sag}}{DR_{sag}^{GF}} \quad (2.58)$$

$$M^{DR,hog} = \frac{DR_{hog}}{DR_{hog}^{GF}} \quad (2.59)$$

$$M^{\varepsilon,hc} = \frac{\varepsilon_{hc}}{\varepsilon_{hc}^{GF}} \quad (2.60)$$

$$M^{\varepsilon,ht} = \frac{\varepsilon_{ht}}{\varepsilon_{ht}^{GF}} \quad (2.61)$$

L'analisi parametrica ha messo in evidenza il seguente comportamento flessionale:

- per bassi valori di α^* (modesta rigidezza assiale) i cedimenti restano quelli di campo libero, indipendentemente dal valore di ρ^* ;
- per bassi valori di ρ^* (modesta rigidezza flessionale) ed elevati valori di α^* (elevata rigidezza assiale), il fattore M^{DR} è maggiore dell'unità;
- per bassi valori di ρ^* e modesti valori di α^* , aumentando ρ^* il fattore M^{DR} è prossimo all'unità, ma decresce se aumenta α^* ;
- per bassi valori di α^* e modesti valori di ρ^* , aumentando α^* il fattore M^{DR} decresce, ma diminuisce se cresce ρ^* ;

- il fattore di modifica M^{DR} si riduce con l'eccentricità e dell'edificio rispetto all'asse della galleria, nelle zone di hogging, mentre aumenta in quelle di sagging.

In Figura 2.20 si riportano i fattori di modifica M^{DR} , per le condizioni di sagging e hogging, in funzione della rigidezza relativa ρ^* e al variare dell'eccentricità e dell'edificio e rispetto all'asse della galleria adimensionalizzata rispetto alla larghezza della trave equivalente B , considerando combinazioni realistiche di rigidezza.

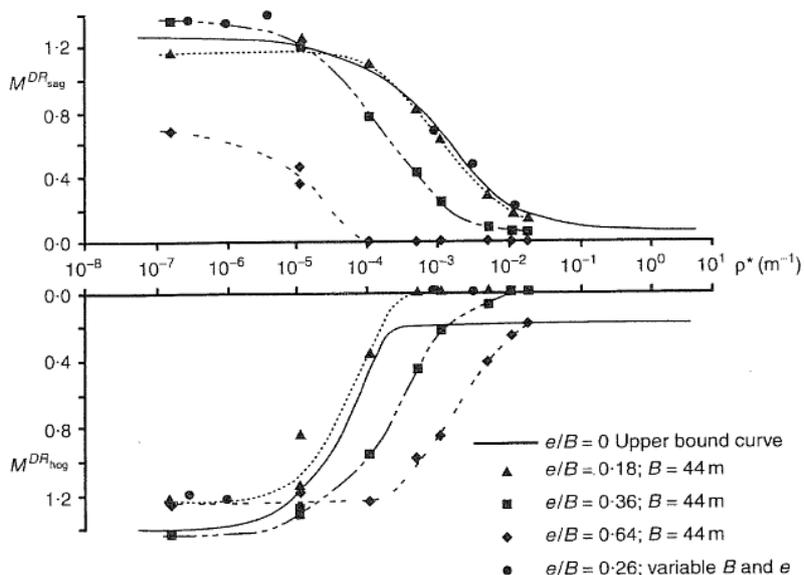


Figura 2.20- Curve di progetto del parametro di modifica M^{DR} (Potts e Addenbrooke, 1997)

Il comportamento assiale riscontrato invece è stato:

- per bassi valori di α^* i cedimenti restano quelli di campo libero;
- all'aumentare di α^* il fattore di modifica M^e diminuisce indipendentemente da ρ^* , come conseguenza tutti i risultati relativi alla medesima geometria appartengono ad un'unica curva (Figura 2.21).

In Figura 2.21 si riportano i fattori di modifica M^e , per le condizioni di sagging e hogging, in funzione della rigidezza relativa α^* e al variare dell'eccentricità e dell'edificio e rispetto all'asse della galleria adimensionalizzata rispetto alla

larghezza della trave equivalente B , considerando combinazioni realistiche di rigidezza.

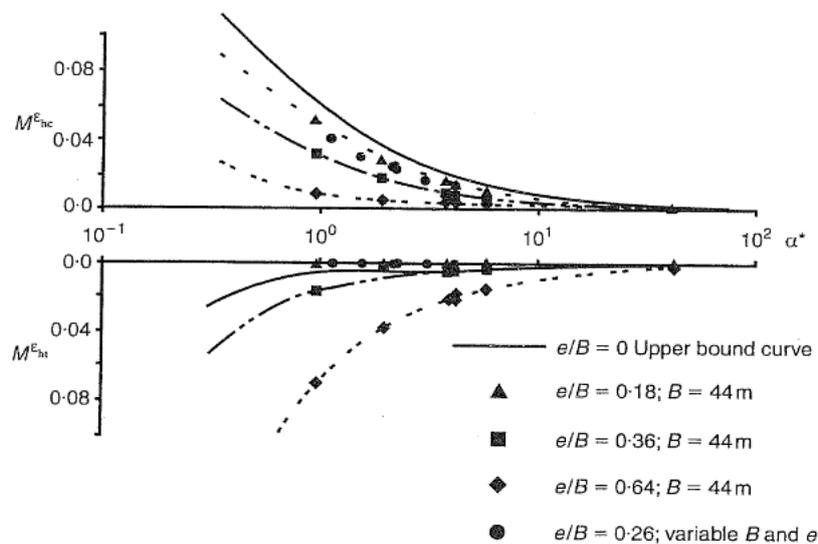


Figura 2.21- Curve di progetto del parametro di modifica M^e (Potts e Addenbrooke, 1997)

Gli Autori propongono di utilizzare tali curve per la valutazione delle deformazioni dell'edificio, tenuto conto dell'interazione terreno-struttura, per svolgere un'analisi del danno come descritto in seguito.

Augurde et al. (2000) e Son e Cording (2005) mostrano come la presenza di una costruzione modifichi l'entità oltre che la forma dello spostamento in superficie prodotto dallo scavo di gallerie e questo avviene in relazione anche all'orientamento dell'asse della galleria stessa. Augurde et al. (2000) evidenziano come in generale l'effetto del peso proprio dell'edificio accresca il cedimento nelle zone interessate ma provochi invece una netta diminuzione del gradiente dello spostamento trasversale al piano campagna nel caso di problema simmetrico (asse della galleria che sottopassa l'edificio in mezzeria). Nel caso simmetrico, nella zona al di sotto dell'edificio, la gaussiana tende ad appiattirsi e da ciò si rileva un effetto benefico della presenza dell'edificio che risulterà soggetto ad un cedimento pressoché costante (Figura 2.22).

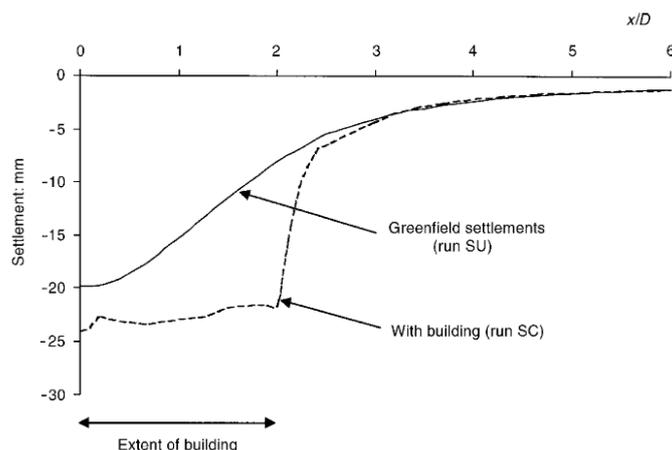


Figura 2.22- Andamento dei cedimenti al p.c. per una sezione trasversale all'asse della galleria nel caso di problema simmetrico, confronto analisi disaccoppiata (run SU) e accoppiata (run SC), (Augurde et al.,2000)

Nel caso, invece, di orientazione generica dell'asse della galleria rispetto alla costruzione in superficie si osserva un minor effetto della presenza dell'edificio, sebbene questo modifichi la forma del cedimento. Infatti, si ha sempre un aumento dell'ampiezza dello spostamento ma in questo caso, invece che appiattirsi, il gradiente tende a diventare all'incirca lineare al di sotto della struttura (Figura 2.23). La facciata della costruzione risulta giacere in parte in zona di sagging e in parte in zona di hogging con i conseguenti problemi di danneggiamento a carico dell'edificio, dato che né la muratura né i tamponamenti dei telai sono, in genere, dotati di buona resistenza a trazione.

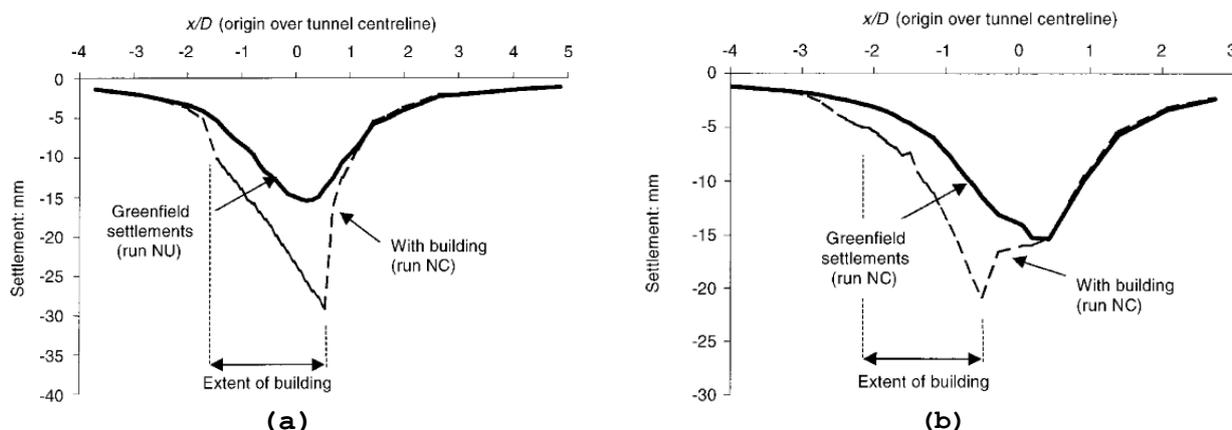


Figura 2.23- Andamento dei cedimenti al p.c. per una sezione trasversale all'asse della galleria nel caso di generica orientazione dell'asse della galleria, confronto analisi disaccoppiata (run NU) e accoppiata (run NC), (a) facciata, (b) retro dell'edificio, (Augurde et al.,2000)

Per lo studio dei danni prodotti alle strutture dai cedimenti è prassi condurre un'analisi di tipo non accoppiato, ovvero nella quale si calcolano, secondo le modalità esposte nei paragrafi 2.1-2.4, i movimenti del terreno in superficie in condizioni di campo libero, che vengono poi imposti all'edificio interagente con la galleria. Svolgere un'analisi non accoppiata porta a sottostimare, a sfavore di sicurezza, l'entità e il gradiente dei cedimenti che si hanno al di sotto di un edificio a causa dello scavo di gallerie. Son e Cording (2003) propongono una relazione per considerare l'effetto dell'interazione terreno-struttura, riducendo il rapporto tra distorsione angolare β e pendenza del suolo dovuta al profilo di spostamenti indotti dallo scavo di gallerie ΔGS , attraverso un parametro funzione della rigidità relativa terreno struttura:

$$\left(\frac{E_s L^2}{G HB} \right) \quad (2.62)$$

dove E_s rappresenta il modulo di Young del suolo e B lo spessore dell'edificio. La pendenza del terreno ΔGS viene valutata sottraendo alla rotazione di campo libero di un punto adiacente all'edificio quella del punto in cui si vuole valutare il danno (sottostante la struttura). Aumentare il valore della rigidità relativa suolo-struttura (diminuire la rigidità a taglio della struttura), porta l'edificio ad approssimare meglio il profilo di cedimento di campo libero e il rapporto $\beta/\Delta GS$ tende a 1. Inoltre il terreno asseconda di più la deformata del terreno con l'insorgere della fessurazione. Nel caso di facciate storiche di edifici, l'azione di trascinarsi della facciata porta $\beta/\Delta GS$ ad aumentare a parità di rigidità relativa struttura-terreno. Infine bassi valori di $\beta/\Delta GS$ si ottengono per edifici con molti piani, alta resistenza a trazione, bassa percentuale di aperture, profili di spostamento accompagnati da una modesta pendenza del suolo, ridotta azione di trascinarsi della facciata e strutture rigide rispetto al suolo.

2.5.4 VALUTAZIONE DEL DANNEGGIAMENTO DEGLI EDIFICI

In relazione ai movimenti indotti in superficie dallo scavo di gallerie, è di grande interesse nella progettazione e messa in opera dell'intervento, lo studio dei danni provocati agli edifici da tali spostamenti. In generale, i danni visibili sono confinati alle finiture e più di rado si configurano come danni strutturali. Il danneggiamento si manifesta in termini di fessurazione visibile, che avviene al raggiungimento di un livello di deformazione di trazione critica ε_{crit} nel materiale. Si noti che tale deformazione critica ε_{crit} è una deformazione media, pertanto la deformazione può localmente superare quella di fessurazione per trazione ε_{crit} che non costituisce un limite di servizio. Nell'ambito dei cedimenti dovuti al solo peso proprio, Skempton e MacDonald (1956) indicano come parametri di funzionalità della struttura il rapporto d'inflessione Δ/L e la distorsione angolare β . Un valore della distorsione angolare β in corrispondenza della quale si manifesta l'inizio della fessurazione è fissato da Skempton e MacDonald (1956) pari ad $1/300$, mentre per valori superiori a $1/150$ si ha il verificarsi di un danneggiamento severo. Polshin e Tokar (1957) individuano criteri di danneggiamento più stringenti: con riferimento a costruzioni in muratura portante con valore del rapporto H/L minore di 3 sono consigliabili distorsioni angolari β minori di 0,03% e 0,04% ($1/3300$ e $1/2500$), rispettivamente per edifici su sabbia e argille tenere. Per edifici con H/L maggiore di 5, invece, i limiti sono posti pari a 0,05% ($1/2000$) in sabbia e 0,07% ($1/1400$) in argilla. Infine, Meyerhof (1956) per edifici in muratura portante raccomanda valori di distorsione angolare β inferiori a $1/1000$.

DISTORSIONE ANGOLARE A CUI HA INIZIO LA FESSURAZIONE VISIBILE				
AUTORE	$\beta <$			
Skempton e MacDonald	1/300			
Polshin e Tokar	H/L < 3		H/L > 5	
	sabbia	1/3300	sabbia	1/2000
	argilla	1/2500	argilla	1/1400
Meyerhof	1/1000			

Tabella 2.2-Limiti della distorsione angolare β a cui corrisponde l'inizio della fessurazione visibile

La distorsione angolare β , una misura della deformazione tagliante, può in generale essere presa come parametro appropriato anche per stimare il danneggiamento degli edifici in presenza di movimenti orizzontali del terreno, quali quelli indotti dallo scavo di gallerie, che producono a loro volta sulle strutture deformazioni orizzontali ε_h . In Figura 2.24 sono rappresentate una serie di curve (Boscardin e Cording, 1989) che correlano la distorsione angolare β e la deformazione orizzontale ε_h per diversi gradi di danneggiamento di edifici con muri portanti. Ogni curva è basata sulla (2.45) e (2.46) e si riferisce ad un preciso valore di deformazione di trazione ε_{lim} dovuta ad una combinazione di taglio e trazione.

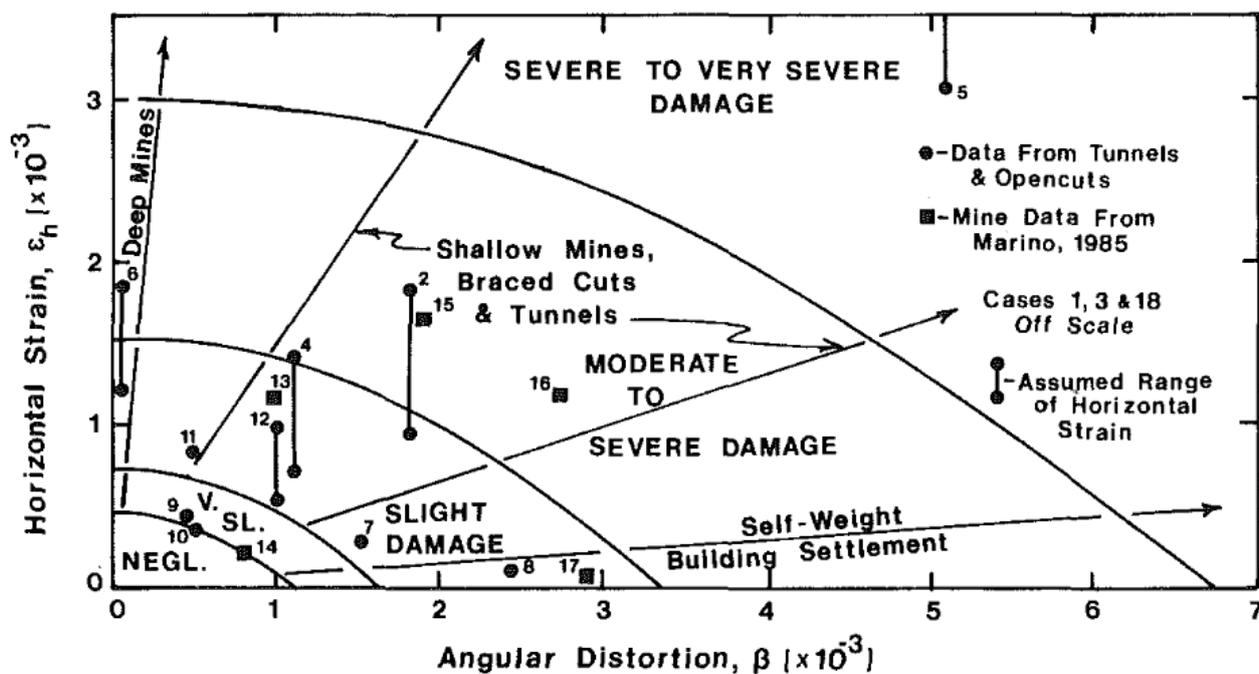


Figura 2.24-Criterio di stima del danno (Boscardin e Cording 1989)

Per bassi valori della distorsione angolare β le curve diventano orizzontali, rappresentando il fatto che la deformazione orizzontale uguaglia quella limite ε_{lim} , per i vari livelli di danno. Di contro, per bassi valori di deformazione orizzontale ε_h , le curve sono inclinate a 45° , ad indicare la condizione che è la deformazione diagonale ad uguagliare quella limite. Le curve individuano dei domini, a ciascuno dei quali è associato un diverso livello di danneggiamento:

- per valori di deformazione orizzontali ε_{lim} minori di 0,05%, valore in corrispondenza del quale la fessurazione diventa visibile secondo Burland e Worth (1974) e Polshin e Tokar (1957), il danneggiamento è considerato *trascurabile (negligible)*;
- una deformazione di trazione ε_{lim} pari a 0,075% costituisce il limite superiore della zona in cui il danno è definito *molto lieve (very slight)*;
- il dominio in cui il danneggiamento è definito *lieve (slight)* è delimitato superiormente dal valore di distorsione angolare β , per deformazione orizzontale ε_h nulla, pari a 1/300 (corrispondente ad una deformazione orizzontale ε_{lim} pari a 0,15%), valore che Skempton e MacDonald (1956) e Bjerrum (1963) indicano come soglia di prima fessurazione per le strutture con muri portanti interessate da cedimenti dovuti al solo peso proprio;
- infine il limite superiore del dominio in cui il danno è considerato *da moderato a severo (moderate to severe)* è individuato da una distorsione angolare β di 1/150 (corrispondente ad una deformazione orizzontale ε_{lim} pari a 0,3%), individuato da Skempton e MacDonald (1956) e Bjerrum (1963) come soglia di danno strutturale per le murature interessate da cedimenti dovuti al solo peso proprio.

Tale criterio di stima del danno è valido per strutture con lunghezza L compresa tra 6 e 40 m, interagenti con gallerie meno profonde di 35m. Per la sola deformazione orizzontale ε_h il criterio tende a sovrastimare il danno per edifici poco estesi e sottostimarli invece per edifici estesi. Per gallerie molto profonde, il cambiamento di pendenza nel terreno nel tratto di lunghezza della struttura L è limitato per cui il danno è dovuto alla sola deformazione orizzontale ε_h . Inoltre, la carta proposta da Boscarding e Cording (1989) riportata in Figura 2.24 si riferisce a $L/H=1$ ed $E/G=2,6$ e non considera la dipendenza della distorsione angolare β dalla tipologia di carico. Una carta

analoga a quella di Boscarding e Cording (1989) è proposta da Burland (1997) ed è riportata in Figura 2.25:

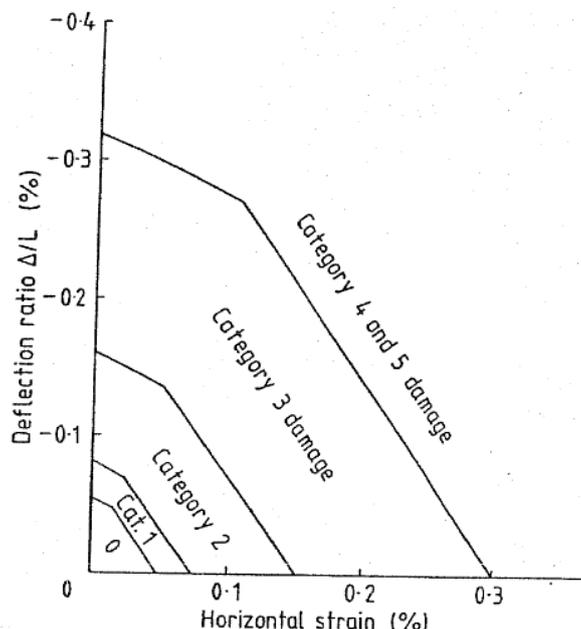


Figura 2.25- Criterio di stima del danno per $L/H=1$ ed $E/G=2,6$ (Burland 1997)

Infine, Son e Cording (2005), generalizzando il criterio sopra esposto, propongono di aggiornare le deformazioni limite ϵ_{lim} come riportato in Tabella 2.3.

Categoria di danno	Livello di danneggiamento	Deformazione limite ϵ_{lim} ($\times 10^{-3}$)
0	Trascurabile	0-0,5
1	Molto lieve	0,5-0,75
2	Lieve	0,75-1,67
3	Moderato	1,67-3,33
4	Severo	3,33-4,5
5	Molto severo	>4,5

Tabella 2.3-Deformazioni limite (Son e Cording, 2005)

Categoria di danno	Livello di danneggiamento	Descrizione del danno tipico
0	Trascurabile	Fessure capillari con aperture minori di 0,1 mm.
1	Molto lieve	Fessure sottili cui si rimedia facilmente con lavori di pitturazione. Il danno è limitato agli intonaci delle pareti interne. Fessure alle pareti esterne rilevabili con attento esame. Tipica apertura delle lesioni minore di 1 mm.
2	Lieve	Fessure facilmente stuccabili, ripitturazione necessaria. Le fessure ricorrenti possono essere mascherate con opportuni rivestimenti. Fessure anche visibili all'esterno: può essere necessaria qualche ripresa della spillatura per garantire l'impermeabilità. Possibili difficoltà nell'apertura di porte e finestre. Tipica apertura delle lesioni minore di 5mm.

3	Moderato	<i>Le fessure richiedono cucì e scuci della muratura. Anche all'esterno necessari interventi sulla muratura. Possibile blocco di porte e finestre. Rottura di tubazioni. Spesso l'impermeabilità non è garantita. Tipica apertura delle lesioni da 5 a 15 mm, oppure molte lesioni minori di 3mm.</i>
4	Severo	<i>Necessarie importanti riparazioni, compresa demolizione e ricostruzione di parti di muri, specie al di sopra di porte e finestre. I telai di porte e finestre si distorcono: percepibile pendenza dei pavimenti. Muri inclinati o spanciati; qualche perdita d'appoggio delle travi. Tubazioni distrutte. Tipica apertura delle lesioni da 15 a 25, dipendente anche dal numero delle lesioni.</i>
5	Molto severo	<i>Richiesti importanti lavori con parziale o totale demolizione e ricostruzione. Le travi perdono appoggio, i muri si inclinano fortemente e richiedono puntellatura. Pericolo di instabilità. Tipica apertura delle lesioni superiore a 25 mm, dipendente anche dal numero delle lesioni.</i>

Tabella 2.4-Classificazione del danneggiamento visibile (Son e Cording 2005)

Possono essere considerate tre diverse tipologie di danno che affliggono le strutture:

- danni estetici;
- danneggiamento associato ad una perdita di funzionalità della struttura;
- perdita di stabilità dell'edificio.

Le categorie di danno da 0 a 2 si riferiscono a danni estetici, quella da 3 a 4 a danni che inficiano la funzionalità della struttura e la 5 è associata ad una perdita di stabilità dell'edificio. Di particolare importanza è il passaggio tra le categorie da 0 a 2, nelle quali il danno può essere anche associato a cause esterne allo scavo di gallerie come ad esempio il ritiro o la deformazione termica, e la categoria 3 per la quale il danno è sicuramente associato a movimenti del terreno e più facilmente riconoscibile. Bisogna osservare come questa classificazione si riferisca a danni visibili e valga solo per la muratura; inoltre la chiave di lettura è la riparabilità e non la resistenza della struttura.

La procedura di stima del danno atteso in una struttura a causa dei cedimenti indotti dallo scavo di gallerie può essere eseguita a vari livelli (Son e Cording, 2005):

- I. in prima approssimazione si possono individuare le strutture potenzialmente affette dal danneggiamento lungo il tracciato di scavo e valutare il massimo cedimento $S_{w,max}$ e la pendenza del suolo in condizioni di campo libero ΔGS con le formule empiriche o semi-empiriche di cui ai paragrafi 2.1-2.4, con modelli fisici o numerici. Rankine (1988) indica un danneggiamento atteso trascurabile per pendenze del suolo ΔGS minori di 1/500 e cedimenti inferiori a 10 mm, per le strutture il cui cedimento e pendenza non rientrano in tali limiti;
- II. un secondo livello di indagine è valutare la deformazione laterale ϵ_h e la distorsione angolare β imponendo il profilo di cedimenti di campo libero alla struttura. Operativamente, per stimare il livello di danneggiamento di un edificio, la sua deformazione può essere valutata misurando i movimenti verticali (pedice w) ed orizzontali (pedice h) dei quattro angoli A,B,C,D della trave equivalente (Figura 2.26).

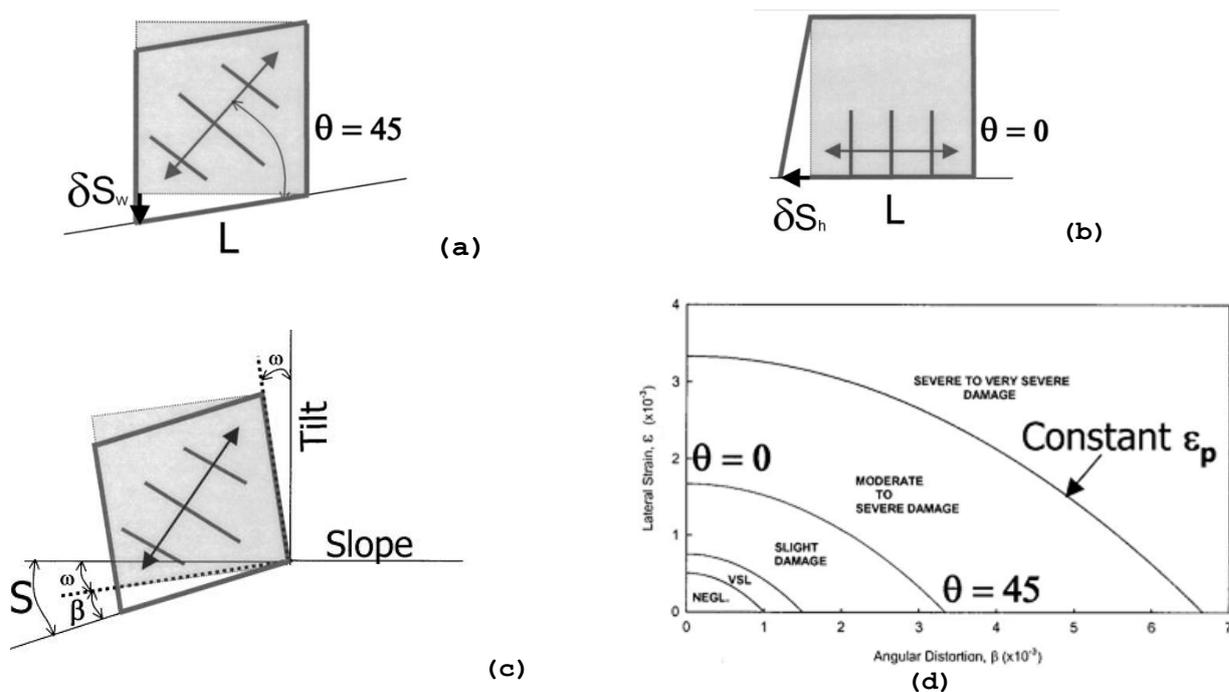


Figura 2.26-Valutazione del danno (Son e Cording 2005)

Occorre quindi stimare (Figura 2.26):

- la variazione di pendenza alla base θ :

$$\theta = \frac{A_w - B_w}{L} \quad (2.61)$$

- la rotazione di corpo rigido ω :

$$\omega = \frac{(C_h - B_h) + (D_h - A_h)}{2H} \text{ o } \frac{C_h - B_h}{H} \quad (2.62)$$

- la distorsione angolare β

$$\beta = \theta - \omega \text{ o } \frac{\delta S_w}{L} \quad (2.63)$$

- Anche la Figura 2.27 può essere usata per stimare la distorsione angolare β valutando il fattore di distorsione d , entrando nella curva proposta da Cording e Hansmire (1975) con il valore del rapporto $\frac{X}{w}$ tra la distanza dall'asse della galleria X e il cedimento w . Trovato il coefficiente di distorsione d , la distorsione angolare β si ottiene moltiplicando tale fattore per l'ampiezza del massimo cedimento S_{max} sviluppato lungo il profilo di cedimento del terreno, diviso la larghezza della struttura nw , con n parametro variabile.

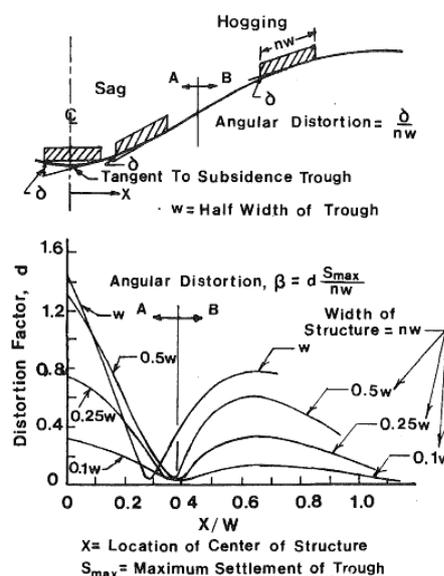


Figura 2.27-Distorsione angolare lungo il profilo di cedimento indotto dallo scavo di gallerie (Boscarding e Cording 1989)

- la deformazione laterale ε_h :

$$\varepsilon_h = \frac{\delta S_h}{L} \quad (2.64)$$

da valutare distintamente alla base e in sommità all'edificio.

La deformazione principale ε_p che risulta dalla combinazione della distorsione angolare β e della deformazione laterale ε_h vale:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_h \cos^2 \theta_{max} + \beta \sin \theta_{max} \cos \theta_{max} \quad (2.65)$$

$$\tan(2\theta_{max}) = \frac{\beta}{\varepsilon_h} \quad (2.66)$$

Dove θ_{max} è l'angolo in cui si formano le fessure e l'angolo formato dal piano in cui agisce la deformazione principale ε_p rispetto alla verticale. Se $\beta=0$ si ha solo deformazione laterale ε_h e $\varepsilon_p=\varepsilon_h$, la fessura si forma verticalmente ($\theta_{max}=0$) (Figura 2.26-a). Se invece è nulla la deformazione orizzontale ε_h risulta $\varepsilon_p=1/2\beta$ e la deformazione principale ε_p agisce in un piano inclinato a 45° (Figura 2.26-b). Questa fase implica di considerare la struttura flessibile (cioè che asseconda il profilo di cedimento del terreno), ipotesi ragionevole per edifici in muratura. Dalla Figura 2.25 o 2.26-d (occorre sottolineare che la carta in Figura 2.26-d non dipende da L/H ed E/G a differenza di quella riportata in Figura 2.24) è possibile ricavare il livello di danno, se questo non è accettabile si procede con un successivo livello di analisi che prevede di considerare l'interazione terreno struttura e di utilizzare la Figura 2.25 o 2.26-d con un valore di distorsione angolare β normalizzato utilizzando la (2.56). In alternativa si può utilizzare l'approccio della rigidità relativa di Potts e Addenbrooke (1997): preliminarmente si valutano i parametri di rigidità della struttura α^* e ρ^* secondo la (2.56) e (2.57) e si stimano i parametri di modifica dalle curve in Figura 2.20 e 2.21. In seguito si ottengono i valori di deformazione dell'edificio, tenuto conto dell'interazione terreno-struttura, moltiplicando le

deformazioni ottenute dall'analisi di campo libero per i fattori di modifica. Con questi valori di deformazione corretti si entra nella curva, analoga a quelle di Son e Cording (1989); Burland (1997) riportata in Figura 2.28.

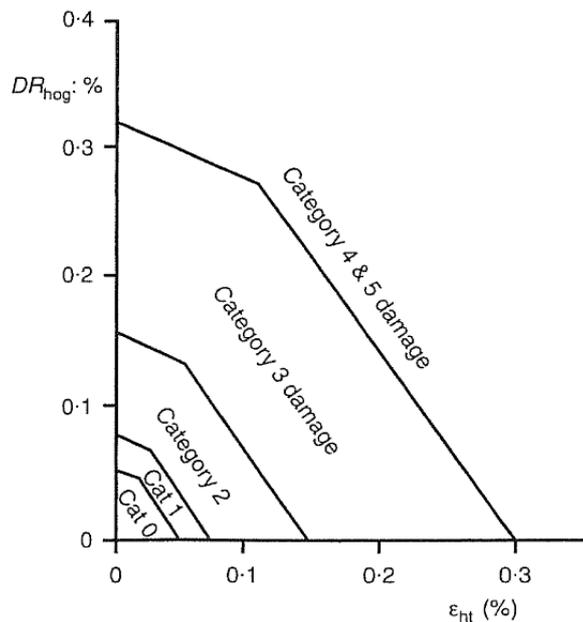


Figura 2.28- Criterio di stima del danno (Potts e Addenbrooke, 1997)

Se il danno non è accettabile occorre prendere appropriate misure di mitigazione degli effetti dei cedimenti indotti sulle strutture dallo scavo di gallerie.

3. CASO DI STUDIO

Sempre più spesso si ricorre in ambito urbano allo scavo di gallerie. Oggetto di questo elaborato è un'analisi di interazione terreno-struttura, ipotizzando la costruzione di una galleria nel sottosuolo bolognese in interazione con un edificio in muratura.

3.1 DESCRIZIONE DEL SOTTOSUOLO BOLOGNESE

La pianura bolognese è caratterizzata da depositi alluvionali Quaternari di origine continentale ed è delimitata a Sud dall'area collinare ai piedi dell'Appennino Tosco-Emiliano, di origine marina, in corrispondenza del quale si trova un sistema di faglie con direzione N0-SE. Le pendenze della piana variano da un valore del 25% nell'alta pianura, ad un valore dell'1-2% nella bassa pianura. Il sito in esame si trova nei pressi dell'aeroporto di Bologna (Figura 3.1), localizzato sulla conoide principale del fiume Reno (Figura 3.2 e Tabella 3.1) caratterizzata da un sottosuolo di sedimenti alluvionali a composizione prevalentemente ghiaiosa-sabbiosa. Le quote topografiche variano tra 45 e 36 m s.l.m., diminuendo in direzione SN. I pozzi e i piezometri posti nelle vicinanze indicano una falda con soggiacenza tra i 20 e i 30 m dal piano campagna.

Al fine di definire un modello geotecnico di sottosuolo per il sito in esame sono stati presi in considerazione i risultati di due diverse campagne geognostiche:

- una campagna d'indagine eseguita nel mese di Luglio 2003 che ha previsto l'esecuzione di sei prove di penetrazione dinamica continua con punta conica Standard Cone Penetration Test (SCPT) a profondità comprese tra 8.1 e 9.9 m;
- una successiva campagna d'indagine eseguita nel mese di Gennaio 2009 che ha previsto l'esecuzione di un sondaggio a carotaggio continuo fino alla profondità di 22 m e di una prospezione sismica a rifrazione.

Tali campagne di prove sono state commissionate dalla Servizi Tecnologie Sistemi S.p.A (STS) nell'ambito dei lavori di riqualifica dell'aeroporto di Bologna.

In Figura 3.3 e 3.4 è riportata l'ubicazione dei punti di prova.



Figura 3.1-Ubicazione del sito (Google maps)



Figura 3.2-Inquadrimento geologico della regione Emilia-Romagna (www.regione.emilia-romagna.it)

Depositi di conoide e terrazzo alluvionale	Depositi di canale distributore e argini
Depositi di canale e argini	Depositi di area interdistributrice
Depositi di piana e meandri	Depositi di cordone litorale e dune eoliche
Depositi di piana inondabile e area interfluviale	Depositi di palude salmastra
Catena appenninica	Acque

Tabella 3.1-Legenda inquadramento geologico regione Emilia-Romagna

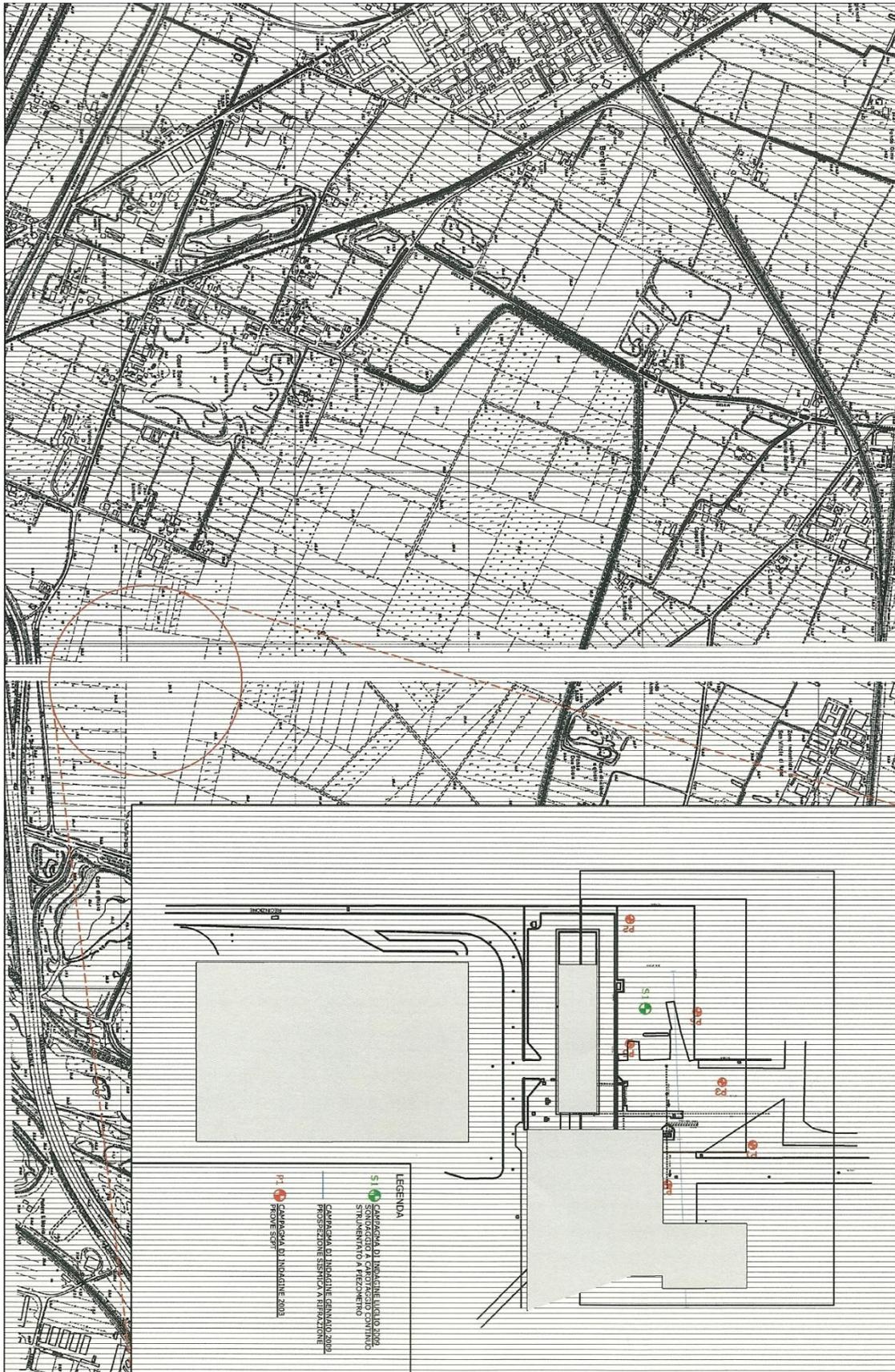


Figura 3.3-Inquadramento dell'ubicazione dei punti di indagine dall'estratto della mappa catastale (Relazione geologica-geotecnica, STS)

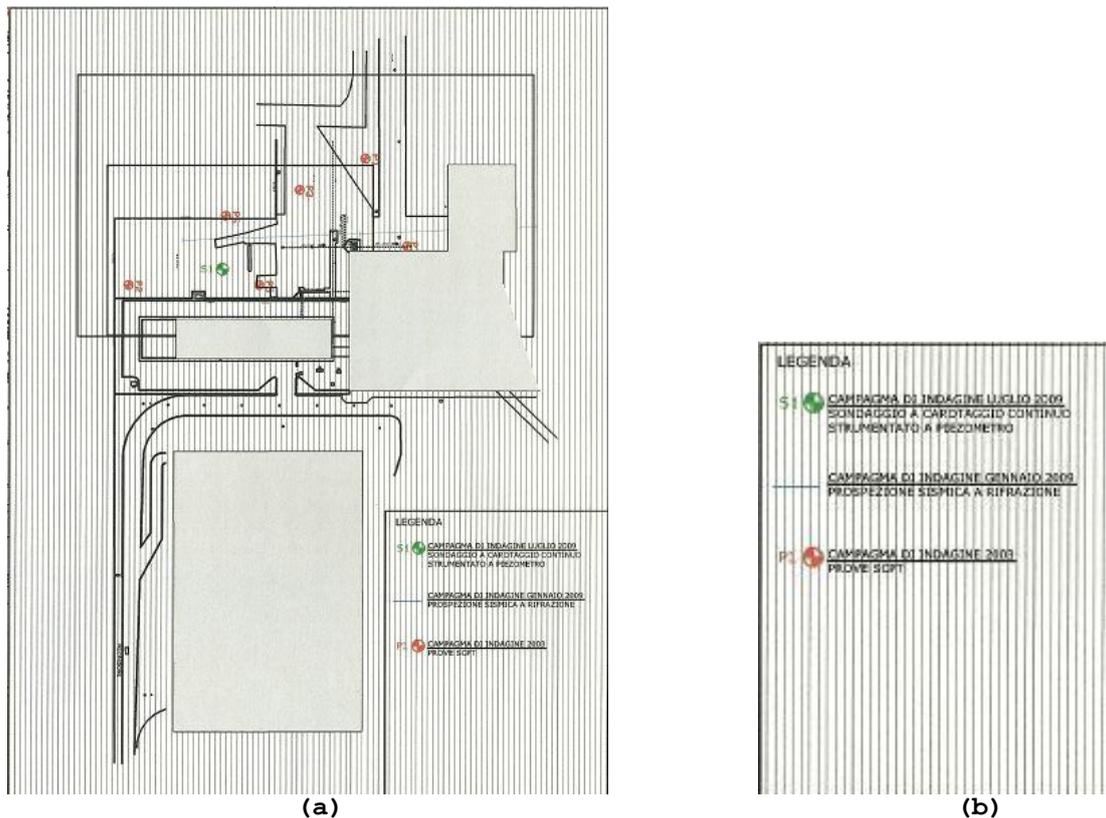


Figura 3.4-Ingrandimento (a) dell'ubicazione dei punti di indagine; (b) della legenda in Figura 3.3

3.1.1 CAMPAGNA D'INDAGINE GEOGNOSTICA DEL LUGLIO 2003

La campagna d'indagine eseguita nel mese di Luglio 2003 ha previsto l'esecuzione di sei prove di penetrazione dinamica continua con punta conica Standard Cone Penetration Test (SCPT). La prova Standard Cone Penetration Test (SCPT) è una prova penetrometrica dinamica che consiste nell'infiggere nel terreno, per tratti consecutivi di 30 cm, una punta conica sotto i colpi di un maglio di 73 kg che cade liberamente da un'altezza di 75 cm. Successivamente viene infisso il rivestimento per cui l'altezza di caduta può essere qualsiasi. L'attrezzatura di prova consiste in due batterie di aste concentriche ed in un dispositivo di infissione a percussione. La punta conica, avente diametro di 50,8 mm e apertura di 60°, è fissata all'estremità inferiore del sistema di aste interne, mentre inferiormente alla batteria di aste esterne è montata una scarpa sagomata tagliente. Durante la prova viene misurato il numero di colpi N_p necessario per ciascun avanzamento della punta, successivamente si registra anche il

numero di colpi N_R necessario all'infissione del rivestimento. Se il numero di colpi N_P necessario è maggiore di cento l'avanzamento viene interrotto e il risultato è rifiuto. La prova è particolarmente indicata per la caratterizzazione dei depositi incoerenti, ad eccezione delle ghiaie dove tipicamente lo strumento va a rifiuto. In seguito si riportano in maniera sintetica i risultati delle prove SCPT svolte (Tabella 3.2-3.4 e Figura 3.5).

PROVA	INIZIO PROVA [m]	PROFONDITA' [m]
SCPT1	0	-9.30
SCPT2	0	-8.10
SCPT3	0	-9.00
SCPT5	0	-9.90
SCPT6	0	-9.00
SCPT7	0	-9.00

Tabella 3.2-Profondità raggiunta durante le prove SCPT

PROVA	SCPT1	SCPT2	SCPT3	SCPT5	SCPT6	SCPT7
ESTENSIONE STRATO [m]	0-1,8	0-1,8	0-3	0-2,4	0-1,8	0-0,6
	1,8-5	1,8-3	3-4,3	2,4-9,9	1,8-3,3	0,6-2,1
	5,0-6,0	3-4,2	4,2-6,3	-	3,3-4,8	2,1-9
	6-9,3	4,2-6	6,3-9	-	4,8-6,6	-
	-	6-8,1	-	-	6,6-9	-

Tabella 3.3-Estensione degli strati individuati durante le prove SCPT

PESO DELL'UNITA' DI VOLUME γ_{dry} [kN/m ³]						
STRATO	PROVA 1	PROVA 2	PROVA 3	PROVA 5	PROVA 6	PROVA 7
1	14,4	14,9	14,4	15	14,5	21,3
2	20	20,5	21,2	21	17,1	14,6
3	17,9	22,9	16,7	-	21,4	22,2
4	22,2	19,3	22,1	-	18,6	-
5	-	22,5	-	-	22	-

Tabella 3.4-Risultati prove SCPT Luglio 2003

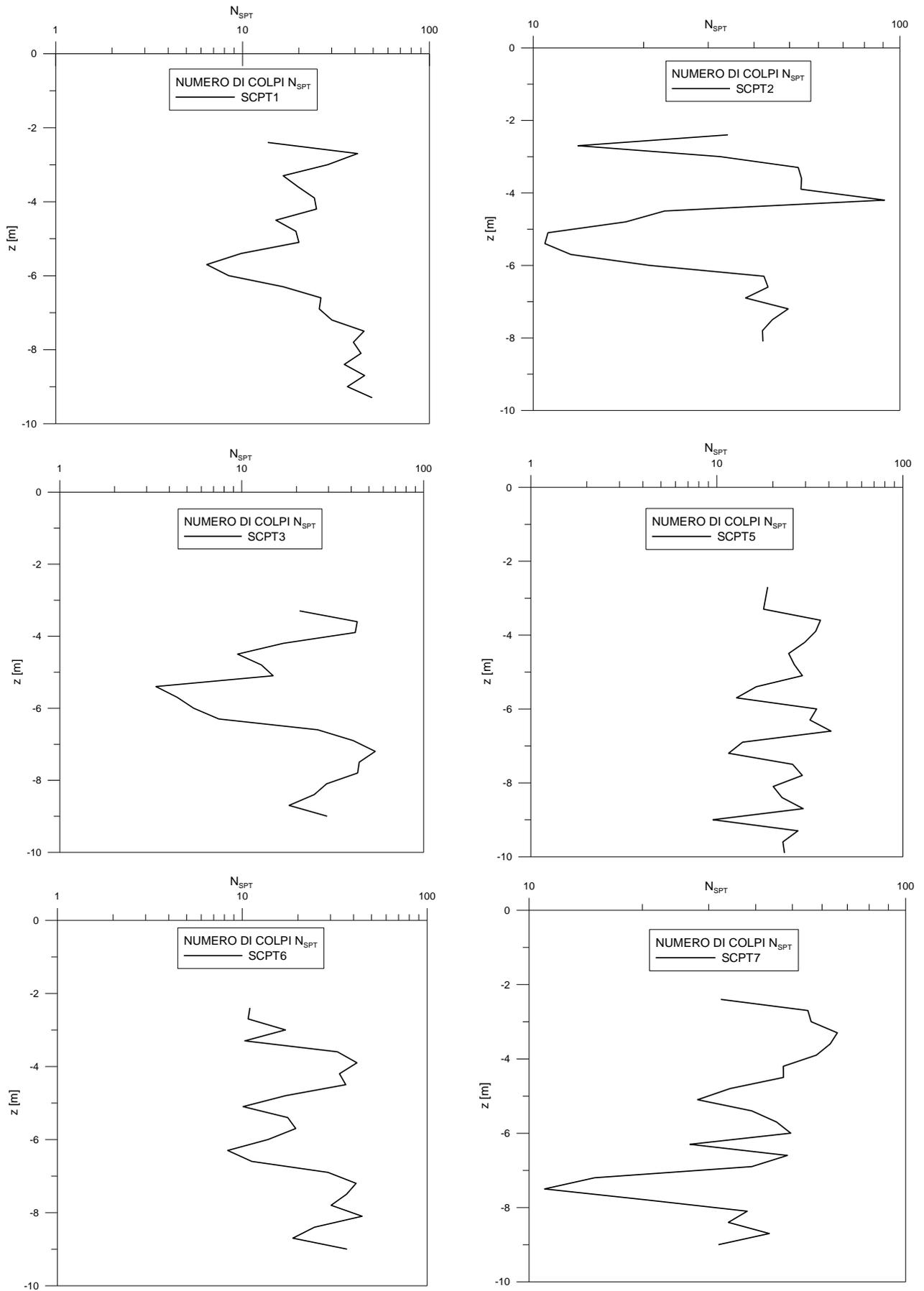


Figura 3.5-Andamento del numero di colpi N_{SPT} (Log) con la profondità

I risultati della prova SCPT sono utilizzati, unitamente alle indicazioni sulla stratigrafia e alle prove Standard Penetration Test (SPT) effettuate durante il sondaggio nella campagna geognostica del Gennaio 2009, per la caratterizzazione meccanica del sottosuolo. A tal fine, è possibile equiparare il numero di colpi N_p ottenuto con una punta conica a quello di una prova penetrometrica dinamica con campionatore standard N_{SPT} , più diffusa e per la quale sono disponibili in letteratura numerose indicazioni sull'interpretazione dei risultati. In particolare, il numero di colpi N_{SPT} è ben correlato allo stato di addensamento del materiale (Tabella 3.5). Si può calcolare la densità relativa del materiale D_R ricorrendo alla relazione proposta da Jamiolkoski e altri (1988):

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{1(60)}}{60}} 100 [\%] \quad (3.1)$$

dove $N_{1(60)}$ è il numero di colpi normalizzato rispetto allo stato tensionale in sito ed all'efficienza del sistema di infissione:

$$N_{1(60)} = c_{EN} c_N N_{SPT} [-] \quad (3.2)$$

c_{EN} è il coefficiente di normalizzazione rispetto al 60% del rendimento del sistema di infissione e vale:

$$c_{ER} = \frac{65}{60} [-] \quad (3.3)$$

mentre c_N è il parametro di normalizzazione rispetto al carico litostatico agente al livello di prova σ'_{v0} :

$$c_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{100}} [-] \quad (3.4)$$

STATO DI ADDENSAMENTO	D_R [%]	$N_{1(60)}$ [-]
Molto sciolto	0-15	0-3
Sciolto	15-35	3-8
Medio	35-65	8-25
Denso	65-85	25-42
Molto denso	85-100	42-58

Tabella 3.5-Correlazione stato di addensamento-numero di colpi normalizzato rispetto all'efficienza del sistema di infissione

Ricavata la densità relativa D_R è possibile utilizzarla, unitamente al valore del numero di colpi normalizzato rispetto all'efficienza del sistema d'infissione $N_{1(60)}$, per valutare l'angolo di resistenza

a taglio del terreno ϕ ricorrendo all'abaco proposto da Skempton (1986) in Figura 3.6.

Per i terreni ghiaiosi è inoltre possibile ricavare la velocità di propagazione delle onde di taglio V_s nel terreno dal numero di colpi N_{SPT} mediante la relazione proposta da Ohta e Goto (1978):

$$V_s = 68,8 N_{SPT}^{0,171} z^{0,199} f_A f_G \quad (3.5)$$

dove:

- z è la profondità dal piano campagna espressa in m;
- f_A è un coefficiente funzione della composizione granulometrica che per depositi sabbiosi-ghiaiosi può essere assunto pari a 1,15;
- f_G è un coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito che per depositi risalenti al Pleistocene, quale è la pianura Padana, vale 1,3.

La velocità delle onde di taglio V_s è poi correlabile al modulo di taglio alle piccole deformazioni G_0 attraverso la seguente formulazione:

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (3.6)$$

dove ρ rappresenta la densità del materiale.

Il profilo G_0 - z così ricostruito verrà impiegato, unitamente ai risultati della campagna di rifrazione, per valutare il modulo di taglio iniziale G_0 . Si riportano di seguito i risultati dell'interpretazione delle prove (Figura 3.6-3.18 e Tabella 3.7-3.11).

SCPT1									
z [m]	N _{SPT} [-]	σ'v0 [kPa]	C _N [-]	N ₁₍₆₀₎ [-]	D _R [%]	V _s [m/s]	G ₀ [MPa]	LITOLOGIA	φ [°]
0,3	3	4,32	-	-	-	-	-	LIMO SABBIOSO	26
0,6	3	8,64	-	-	-	-	-		
0,9	2	12,96	-	-	-	-	-		
1,2	3	17,28	-	-	-	-	-		
1,5	2	21,60	-	-	-	-	-		
1,8	2	25,92	-	-	-	-	-		
2,1	16	31,92	1,29	22	61,13	191,54	73	GHIAIE E SABBIE	32- 33
2,4	10	37,92	1,26	14	47,71	181,51	66		
2,7	31	43,92	1,23	41	82,97	225,47	102		
3	22	49,92	1,20	29	69,05	217,14	94		
3,3	13	55,92	1,17	17	52,45	202,25	82		
3,6	16	61,92	1,15	20	57,52	213,23	91		
3,9	20	67,92	1,12	24	63,59	225,08	101		
4,2	21	73,92	1,10	25	64,44	230,33	106		
4,5	13	79,92	1,07	15	50,16	215,13	93		
4,8	17	85,92	1,05	19	56,75	228,14	104		
5,1	18	91,92	1,03	20	57,79	233,18	109		
5,4	9	97,29	1,01	10	40,49	209,48	79	GHIAIE E SABBIE LIMOSE	31
5,7	6	102,66	0,99	6	32,77	197,57	70		
6	8	108,03	0,97	8	37,51	209,66	79		
6,3	16	114,69	0,95	17	52,48	238,34	126	GHIAIE E SABBIE	33
6,6	26	121,35	0,93	26	66,20	261,38	152		
6,9	26	128,01	0,91	26	65,53	263,71	154		
7,2	31	134,67	0,90	30	70,83	274,07	167		
7,5	47	141,33	0,88	45	86,36	296,68	195		
7,8	42	147,99	0,86	39	80,86	293,31	191		
8,1	47	154,65	0,85	43	84,73	301,26	201		
8,4	39	161,31	0,83	35	76,46	293,92	192		
8,7	51	167,97	0,82	45	86,65	309,88	213		
9	42	174,63	0,80	36	77,93	301,79	202		
9,3	58	181,29	0,79	49	90,77	321,00	229		

Tabella 3.6-Risultati SCPT1

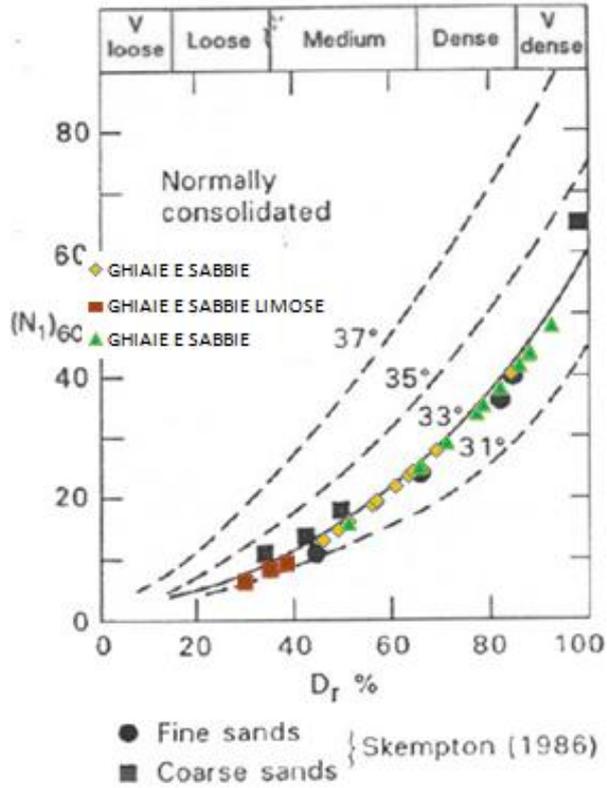


Figura 3.6-Definizione dell'angolo di resistenza a taglio SCPT1

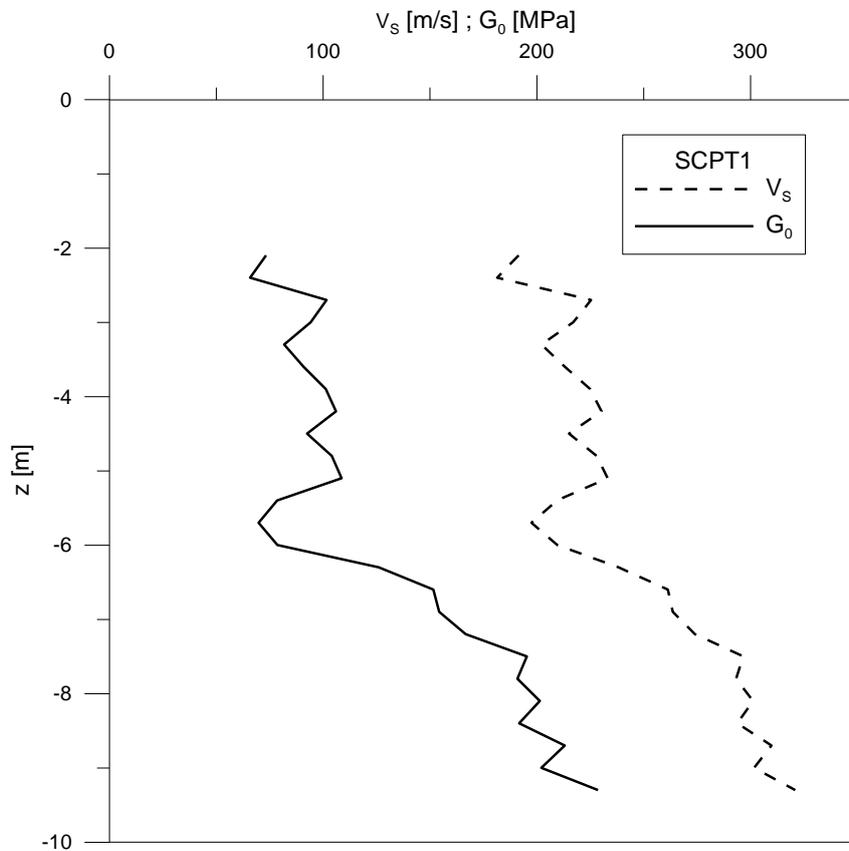


Figura 3.7- Profilo delle onde di taglio V_s e del modulo di taglio alle piccole deformazione G_0 ricavato dalla SCPT1

SCPT2									
z [m]	N _{SPT} [-]	σ'v0 [kPa]	C _N [-]	N ₁₍₆₀₎ [-]	D _R [%]	V _s [m/s]	G ₀ [MPa]	LITOLOGIA	φ [°]
0,3	4	4,47	-	-	-	-	-	LIMO SABBIOSO	26
0,6	3	8,94	-	-	-	-	-		
0,9	2	13,41	-	-	-	-	-		
1,2	3	17,88	-	-	-	-	-		
1,5	3	22,35	-	-	-	-	-		
1,8	5	26,82	-	-	-	-	-		
2,1	21	32,97	1,29	29	69,88	200,66	83	GHIAIE E SABBIE	33
2,4	25	39,12	1,25	34	75,25	212,29	92		
2,7	10	45,27	1,22	13	46,99	185,81	71		
3	25	51,42	1,19	32	73,39	221,93	101		
3,3	42	58,29	1,16	53	93,85	247,17	140		
3,6	44	65,16	1,13	54	94,81	253,49	147		
3,9	45	72,03	1,10	54	94,66	258,55	153		
4,2	78	78,90	1,08	91	123,08	288,27	190		
4,5	20	84,69	1,05	23	61,69	231,58	104		
4,8	16	90,48	1,03	18	54,62	225,79	98		
5,1	10	96,27	1,01	11	42,76	210,88	86	GHIAIE E SABBIE FINI	31
5,4	10	102,06	0,99	11	42,35	213,29	88		
5,7	12	107,85	0,97	13	45,95	222,43	95		
6	20	113,64	0,96	21	58,77	245,22	116	GHIAIE E SABBIE	33
6,3	42	120,39	0,94	43	84,27	281,11	178		
6,6	44	127,14	0,92	44	85,35	285,99	184		
6,9	39	133,89	0,90	38	79,54	282,64	180		
7,2	52	140,64	0,88	50	90,93	299,42	202		
7,5	48	147,39	0,86	45	86,51	297,76	199		
7,8	46	154,14	0,85	42	83,88	297,91	200		
8,1	47	160,89	0,83	42	83,99	301,26	204		

Tabella 3.7-Risultati SCPT2

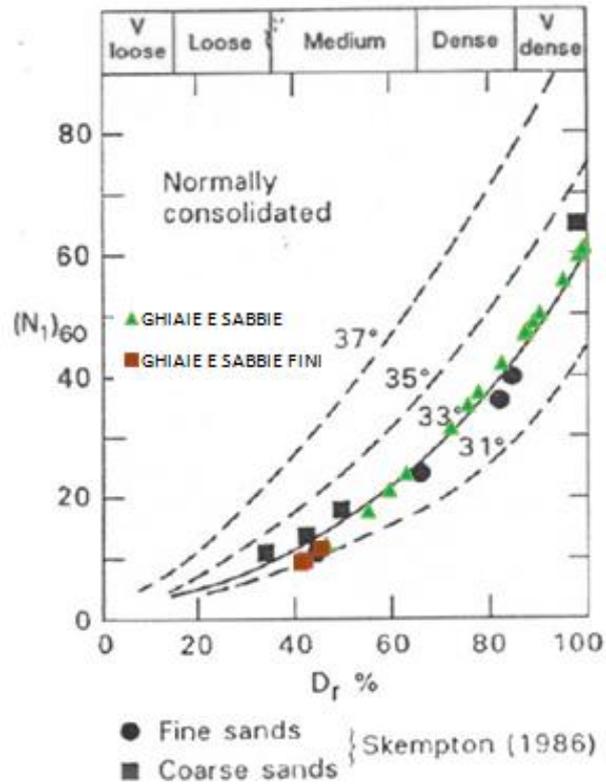


Figura 3.8-Definizione dell'angolo di resistenza a taglio SCPT2

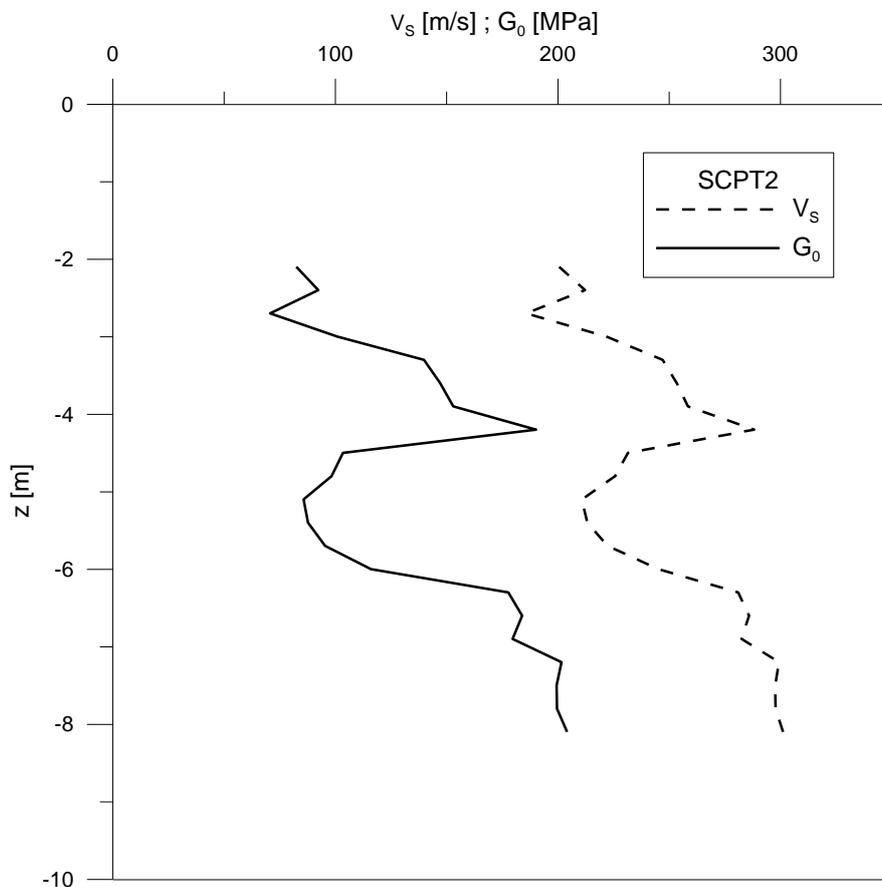


Figura 3.9- Profilo delle onde di taglio V_s e del modulo di taglio alle piccole deformazione G_0 ricavato dalla SCPT2

SCPT3									
z [m]	N _{SPT} [-]	σ'v0 [kPa]	C _N [-]	N ₁₍₆₀₎ [-]	D _R [%]	V _s [m/s]	G ₀ [MPa]	LITOLOGIA	φ [°]
0,3	2	4,32	-	-	-	-	-	LIMO SABBIOSO	26
0,6	1	8,64	-	-	-	-	-		
0,9	1	12,96	-	-	-	-	-		
1,2	1	17,28	-	-	-	-	-		
1,5	2	21,60	-	-	-	-	-		
1,8	2	25,92	-	-	-	-	-		
2,1	2	30,24	-	-	-	-	-		
2,4	2	34,56	-	-	-	-	-		
2,7	4	38,88	-	-	-	-	-		
3	7	43,20	-	-	-	-	-		
3,3	16	49,56	1,20	21	58,93	209,56	93	GHIAIE E SABBIE	32- 33
3,6	34	55,92	1,17	43	84,83	242,56	125		
3,9	34	62,28	1,14	42	83,80	246,45	129		
4,2	14	68,64	1,12	17	53,13	214,90	98		
4,5	8	73,65	1,10	10	39,79	197,99	65		
4,8	11	78,66	1,08	13	46,24	211,78	75		
5,1	13	83,67	1,06	15	49,82	220,56	81	GHIAIE E SABBIE FINI	31
5,4	3	88,68	1,04	3	23,73	173,61	50		
5,7	4	93,69	1,02	4	27,16	184,33	57		
6	5	98,70	1,00	5	30,11	193,47	63		
6,3	7	103,71	0,99	7	35,33	206,92	72	GHIAIE E SABBIE	33
6,6	25	110,34	0,97	26	66,06	259,64	149		
6,9	40	116,97	0,95	41	82,68	283,87	178		
7,2	54	123,60	0,93	54	95,07	301,35	201		
7,5	45	130,23	0,91	44	85,91	294,49	192		
7,8	45	136,86	0,89	43	85,06	296,79	195		
8,1	31	143,49	0,87	29	69,92	280,57	174		
8,4	27	150,12	0,86	25	64,63	276,01	168		
8,7	20	156,75	0,84	18	55,11	264,04	154		
9	33	163,38	0,83	30	70,14	289,59	185		

Tabella 3.8-Risultati SCPT3

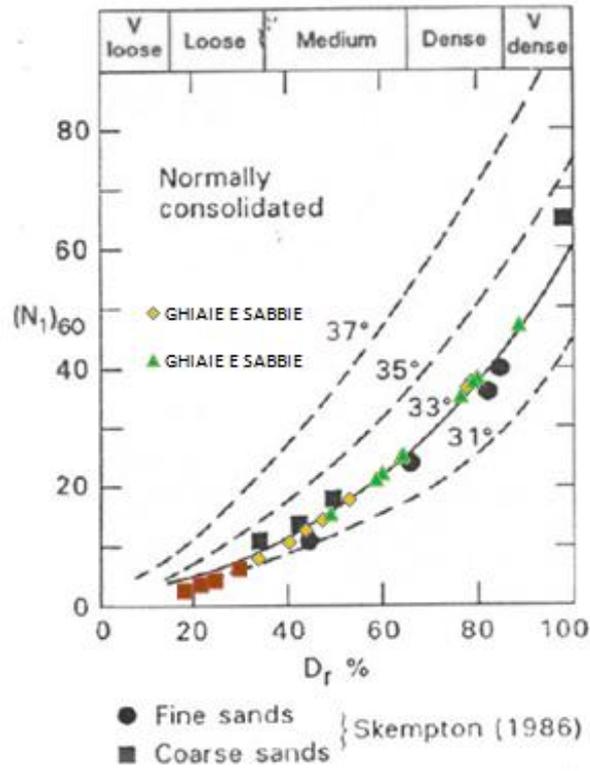


Figura 3.10-Definizione dell'angolo di resistenza a taglio SCPT3

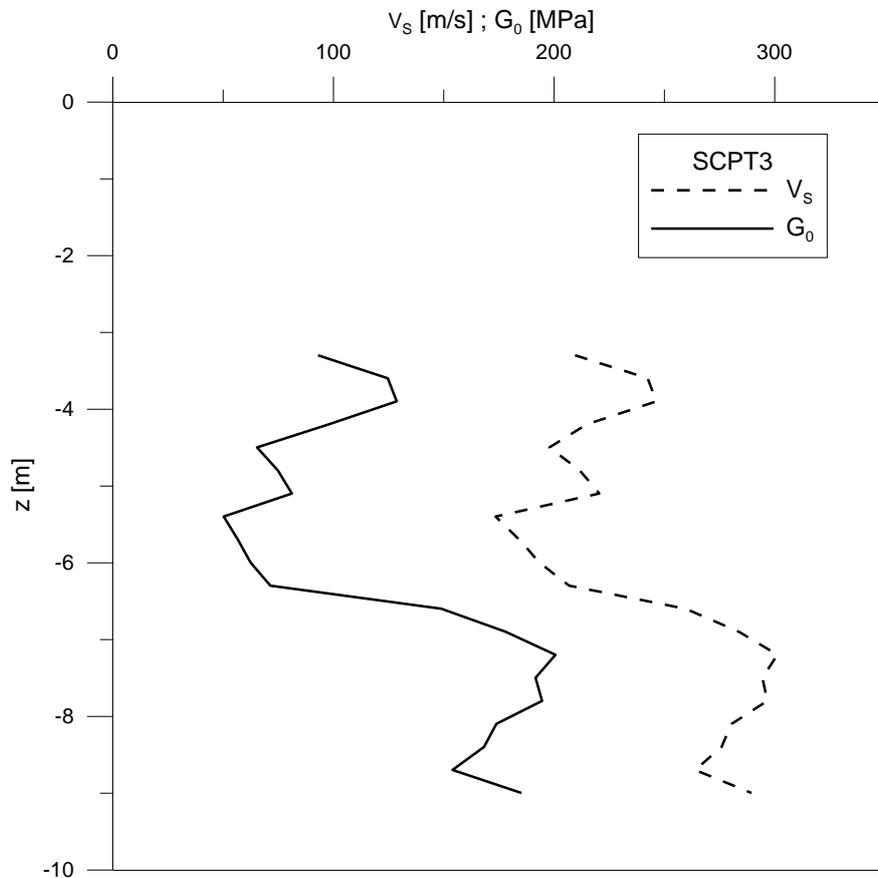


Figura 3.11- Profilo delle onde di taglio V_s e del modulo di taglio alle piccole deformazione G_0 ricavato dalla SCPT3

SCPT5									
z [m]	N _{SPT} [-]	σ'v0 [kPa]	c _N [-]	N ₁₍₆₀₎ [-]	D _R [%]	V _s [m/s]	G ₀ [MPa]	LITOLOGIA	φ [°]
0,3	3	4,50	-	-	-	-	-	LIMO SABBIOSO	26
0,6	6	9,00	-	-	-	-	-		
0,9	2	13,50	-	-	-	-	-		
1,2	3	18,00	-	-	-	-	-		
1,5	2	22,50	-	-	-	-	-		
1,8	3	27,00	-	-	-	-	-		
2,1	3	31,50	-	-	-	-	-		
2,4	7	36,00	-	-	-	-	-		
2,7	14	42,30	1,24	19	55,94	196,82	81	GHIAIE E SABBIE	32-33
3	14	48,60	1,21	18	55,23	200,99	85		
3,3	14	54,90	1,18	18	54,54	204,83	88		
3,6	29	61,20	1,15	36	77,55	236,05	117	GHIAIE E SABBIE	33
3,9	28	67,50	1,12	34	75,30	238,41	119		
4,2	25	73,80	1,10	30	70,33	237,30	118		
4,5	21	80,10	1,07	24	63,73	233,52	115		
4,8	23	86,40	1,05	26	65,95	240,24	121		
5,1	26	92,70	1,02	29	69,37	248,31	129		
5,4	15	99,00	1,00	16	52,13	228,61	110	GHIAIE E SABBIE	32-33
5,7	12	105,30	0,98	13	46,14	222,43	104		
6	33	111,60	0,96	34	75,74	267,15	150	GHIAIE E SABBIE	33
6,3	31	117,90	0,94	32	72,68	266,88	150		
6,6	41	124,20	0,93	41	82,77	282,56	168		
6,9	14	130,50	0,91	14	47,90	237,22	118	GHIAIE E SABBIE	32-33
7,2	12	136,80	0,89	12	43,93	233,01	114		
7,5	27	143,10	0,87	26	65,29	269,85	153	GHIAIE E SABBIE	33
7,8	31	149,40	0,86	29	69,32	278,47	163		
8,1	22	155,70	0,84	20	57,88	264,59	147		
8,4	25	162,00	0,83	22	61,16	272,40	156		
8,7	33	168,30	0,81	29	69,67	287,65	174		
9	11	174,60	0,80	10	39,88	239,99	121		
9,3	32	180,90	0,79	27	67,46	289,96	177		
9,6	27	187,20	0,77	23	61,46	283,44	169		
9,9	28	193,50	0,76	23	62,08	286,96	173		

Tabella 3.9-Risultati SCPT5

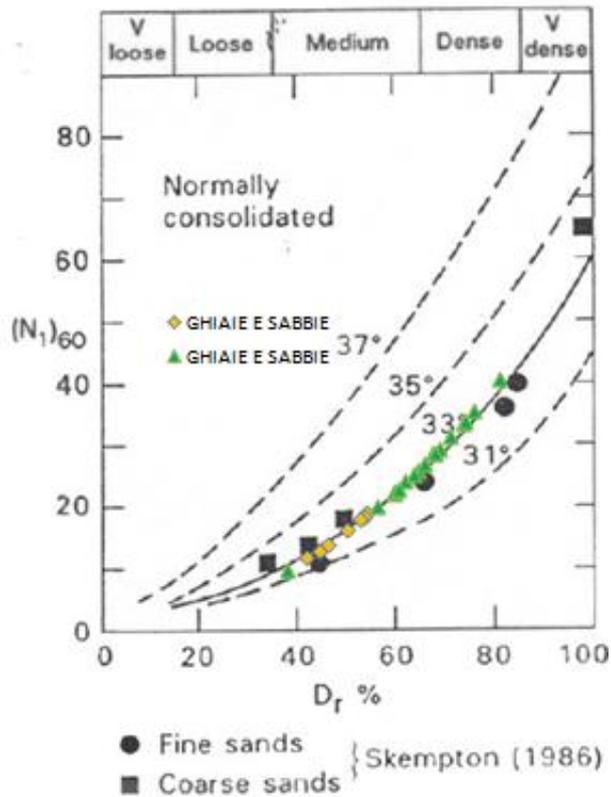


Figura 3.12-Definizione dell'angolo di resistenza a taglio SCPT5

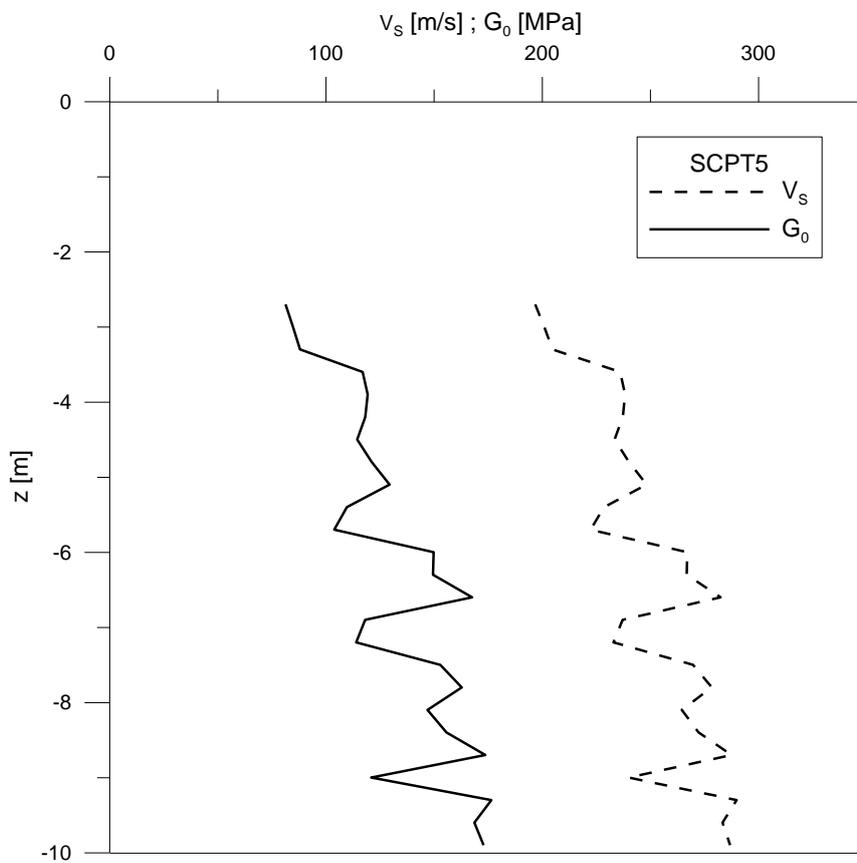


Figura 3.13- Profilo delle onde di taglio V_s e del modulo di taglio alle piccole deformazione G₀ ricavato dalla SCPT5

SCPT6									
z [m]	N _{SPT} [-]	σ'v0 [kPa]	C _N [-]	N ₁₍₆₀₎ [-]	D _R [%]	V _s [m/s]	G ₀ [MPa]	LITOLOGIA	φ [°]
0,3	4	4,35	-	-	-	-	-	LIMO SABBIOSO	26
0,6	4	8,70	-	-	-	-	-		
0,9	2	13,05	-	-	-	-	-		
1,2	2	17,40	-	-	-	-	-		
1,5	2	21,75	-	-	-	-	-		
1,8	2	26,10	-	-	-	-	-		
2,1	4	31,23	1,30	6	30,61	151,11	39	GHIAIE E SABBIE	31
2,4	8	36,36	1,27	11	42,82	174,71	52		
2,7	8	41,49	1,24	11	42,36	178,85	55		
3	13	46,62	1,22	17	53,43	198,45	67		
3,3	8	51,75	1,19	10	41,49	186,14	59		
3,6	26	58,17	1,16	33	73,86	231,68	115	GHIAIE E SABBIE	33
3,9	34	64,59	1,13	42	83,43	246,45	130		
4,2	28	71,01	1,11	34	74,81	241,95	125		
4,5	31	77,43	1,08	36	77,80	249,60	133		
4,8	15	83,85	1,06	17	53,50	223,31	107	GHIAIE E SABBIE	32- 33
5,1	9	89,43	1,04	10	41,04	207,12	80		
5,4	16	95,01	1,02	18	54,20	231,14	99		
5,7	18	100,59	1,00	19	56,95	238,40	106		
6	13	106,17	0,98	14	47,96	227,81	97		
6,3	8	111,75	0,96	8	37,28	211,70	83	GHIAIE E SABBIE FINI	31
6,6	11	117,33	0,95	11	43,33	225,63	95		
6,9	29	123,93	0,93	29	69,64	268,68	159	GHIAIE E SABBIE	33
7,2	42	130,53	0,91	41	82,96	288,68	183		
7,5	38	137,13	0,89	37	78,14	286,09	180		
7,8	32	143,73	0,87	30	71,01	279,99	172		
8,1	48	150,33	0,86	45	86,15	302,35	201		
8,4	27	156,93	0,84	25	64,01	276,01	168		
8,7	21	163,53	0,83	19	55,94	266,25	156		
9	42	170,13	0,81	37	78,40	301,79	200		

Tabella 3.10-Risultati SCPT6

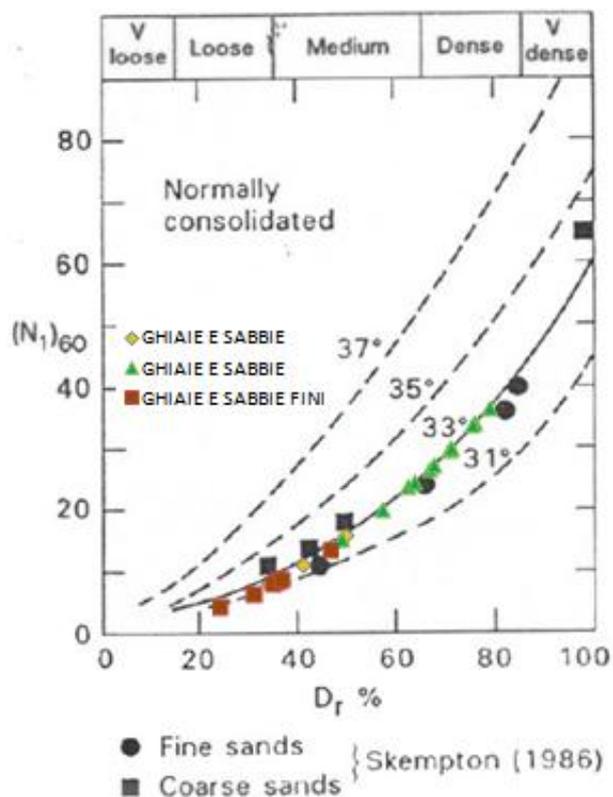


Figura 3.14-Definizione dell'angolo di resistenza a taglio SCPT6

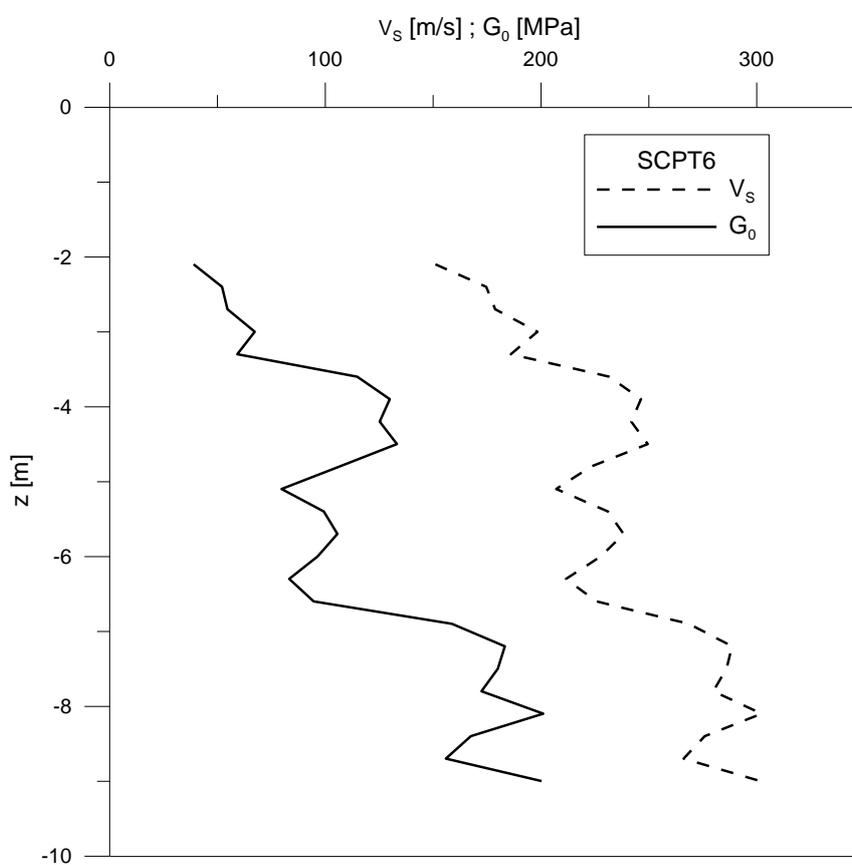


Figura 3.15- Profilo delle onde di taglio V_s e del modulo di taglio alle piccole deformazione G_0 ricavato dalla SCPT6

SCPT7											
z [m]	N _{SPT} [-]	σ'_{v0} [kPa]	C _N [-]	N ₁₍₆₀₎ [-]	D _R [%]	V _s [m/s]	G ₀ [MPa]	LITOLOGIA	ϕ [°]		
0,3	34	6,39	-	-	-	-	-	RIPORTO	26		
0,6	18	12,78	-	-	-	-	-				
0,9	3	17,16	-	-	-	-	-				
1,2	2	21,54	-	-	-	-	-	LIMO SABBIOSO	26		
1,5	3	25,92	-	-	-	-	-				
1,8	2	30,30	-	-	-	-	-				
2,1	4	34,68	-	-	-	-	-				
2,4	24	41,34	1,24	32	73,39	210,82	65				
2,7	42	48,00	1,21	55	95,78	237,49	82				
3	44	54,66	1,18	56	96,74	244,46	87	GHIAIE E SABBIE	33		
3,3	53	61,32	1,15	66	104,81	257,20	97				
3,6	52	67,98	1,12	63	102,52	260,84	99				
3,9	49	74,64	1,09	58	98,31	262,35	100				
4,2	41	81,30	1,07	47	88,85	258,25	97				
4,5	42	87,96	1,04	47	88,88	262,90	101				
4,8	31	94,62	1,02	34	75,49	252,82	93				
5,1	26	101,28	1,00	28	68,37	248,31	90				
5,4	37	107,94	0,97	39	80,67	266,77	104				
5,7	44	114,60	0,95	45	87,04	277,77	113				
6	49	121,26	0,93	50	90,89	285,83	119				
6,3	27	127,92	0,91	27	66,78	260,65	99				
6,6	50	134,58	0,90	49	89,97	292,31	125				
6,9	41	141,24	0,88	39	80,67	285,07	119				
7,2	16	147,90	0,86	15	49,91	244,76	87			GHIAIE E SABBIE	32- 33
7,5	12	154,56	0,85	11	42,82	234,91	81				
7,8	23	161,22	0,83	21	58,73	264,61	102				
8,1	43	167,88	0,82	38	79,57	296,72	129	GHIAIE E SABBIE	33		
8,4	39	174,54	0,80	34	75,10	293,92	126				
8,7	51	181,20	0,79	43	85,13	309,88	140				
9	38	187,86	0,77	32	72,85	296,67	128				

Tabella 3.11-Risultati SCPT7

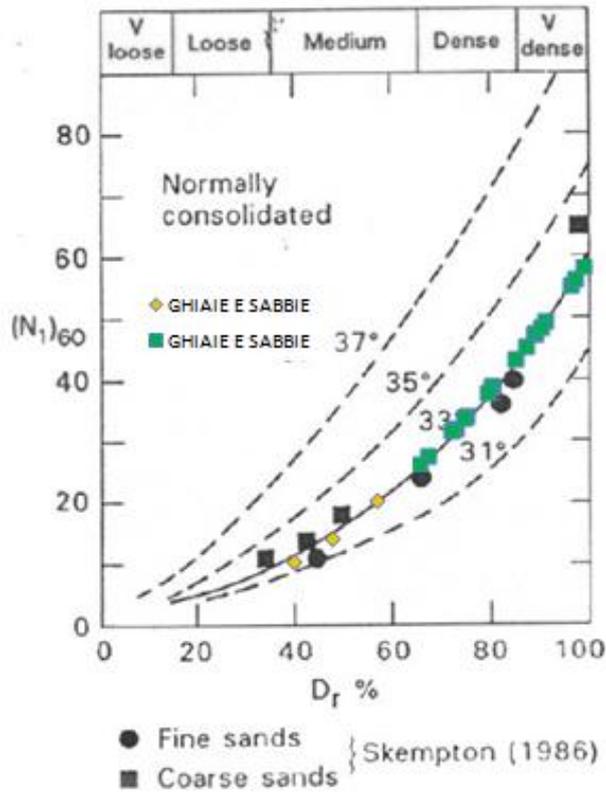


Figura 3.16-Definizione dell'angolo di resistenza a taglio SCPT7

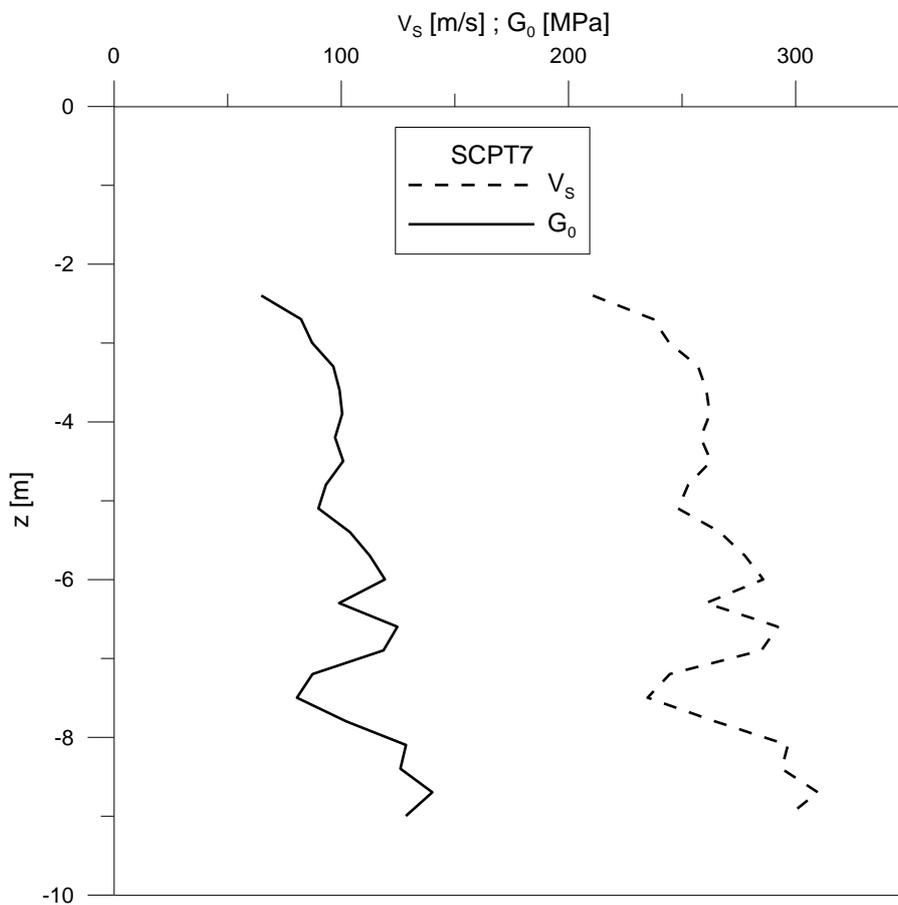


Figura 3.17- Profilo delle onde di taglio V_s e del modulo di taglio alle piccole deformazione G_0 ricavato dalla SCPT7

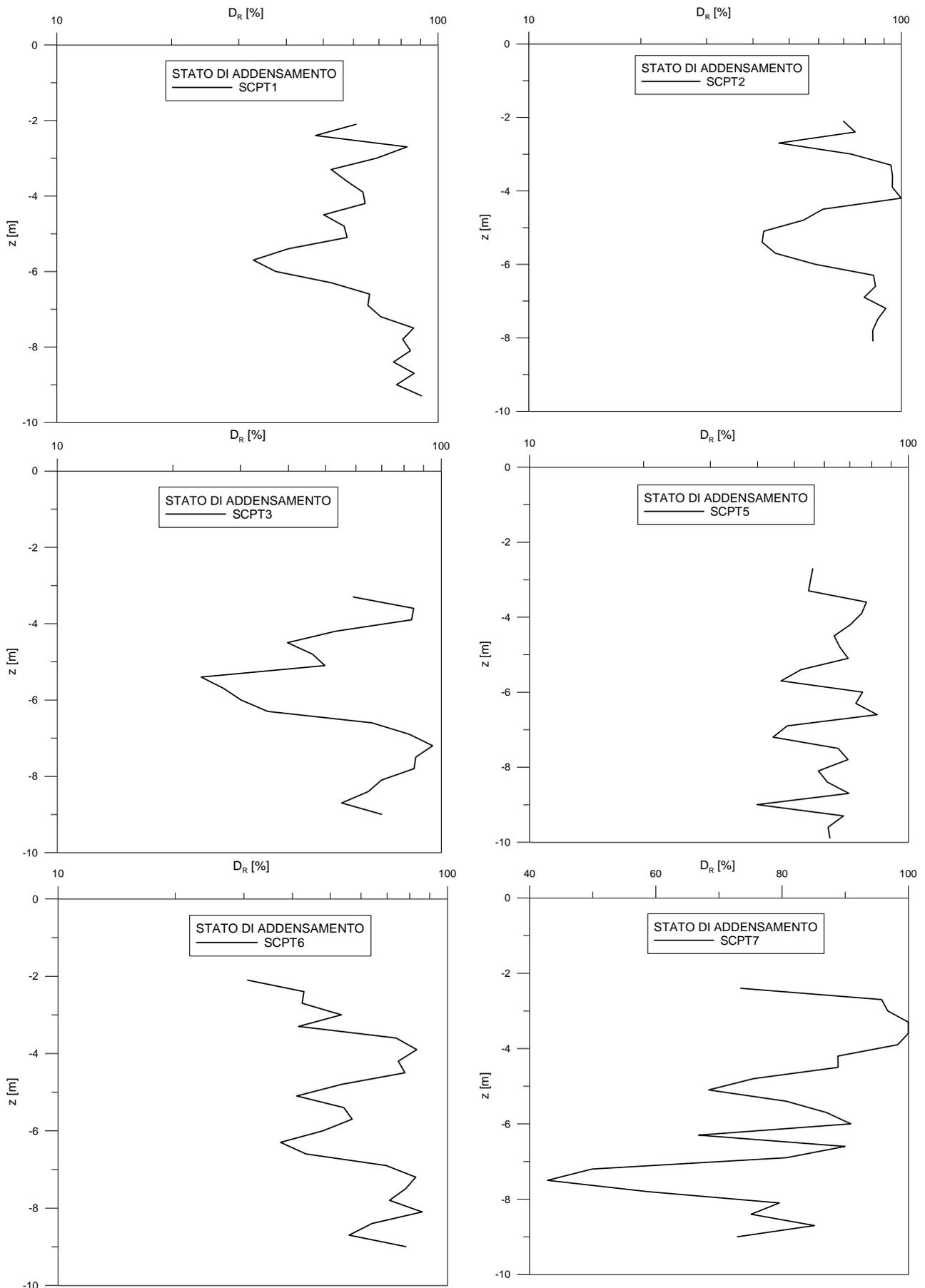


Figura 3.18- Andamento della densità relativa (Log) con la profondità nelle varie prove

I grafici relativi alla velocità di propagazione delle onde di taglio V_s , del modulo di taglio alle piccole deformazioni valutato con la (3.5) proposta da Otha e Goto (1978) e la densità relativa D_R non partono dal piano campagna ma si riferiscono ai soli strati granulari.

z [m]	D_R MEDIA [%]	STATO DI ADDENSAMENTO
0-2,1	-	-
2,1-5,1	71	ADDENSATO
5,1-6	57	MEDIO
6-9,9	70	ADDENSATO

Tabella 3.12-Stato di addensamento del terreno in sito

I pesi di volume sono assunti come da Tabella 3.4 per l'intera profondità d'indagine. In tutte le verticali di prova è stata riscontrata la presenza di uno strato di limo sabbioso con profondità dal piano campagna variabile fino a 1,8-3 m per il quale la SCPT non è interpretabile, data l'attendibilità della prova per i soli terreni incoerenti. Per questo strato si assumono le seguenti caratteristiche meccaniche da letteratura: coesione efficace $c'=5$ kPa, angolo di resistenza a taglio efficace $\phi'=26^\circ$. Si assume inoltre un coefficiente di Poisson $\nu=0,25$. Si riconosce che il terreno del sito, per profondità al di sotto del piano campagna variabili tra 1,8-3 m fino a 5,1 m, e da 6 m fino a 8,1-9,9 m, è costituito da depositi ghiaiosi-sabbiosi con angolo di resistenza a taglio efficace ϕ' compreso tra 32° e 33° . Il materiale è addensato per lo strato compreso tra 1,8-3 fino a 5,1 m al di sotto del piano campagna, e al di sotto di 6 m di profondità. Si evidenzia chiaramente, inoltre, la presenza di un substrato ghiaioso-sabbioso fine, mediamente addensato, con caratteristiche meccaniche più scadenti rispetto allo strato soprastante e sottostante, compreso tra 5,1 e 6 m di profondità dal piano campagna, per cui si assume, invece, un angolo di resistenza a taglio efficace ϕ' di 31° . Trattandosi in entrambi i casi di terreni granulari la coesione è assunta pari a zero.

3.1.2 CAMPAGNA D'INDAGINE GEOGNOSTICA DEL GENNAIO 2009

La campagna d'indagine eseguita nel mese di Gennaio 2009 ha visto l'esecuzione di un sondaggio a carotaggio e di una prospezione sismica a rifrazione. La tecnica di rifrazione sismica è un metodo di indagine non invasivo del sottosuolo basato sulla bi-rifrazione delle onde elastiche al passaggio tra due strati di terreno di caratteristiche disomogenee. Il metodo si basa sul fatto che strati diversi, hanno velocità di propagazione delle onde longitudinali V_p e di taglio V_s diverse. Misurando tali velocità è quindi possibile correlarle alle caratteristiche meccaniche del terreno ricorrendo alla (3.6) oltre che impiegarle per individuare la geometria degli strati. Data la piccola intensità dello sforzo applicato al materiale e la breve durata della sollecitazione, le indagini geofisiche sono particolarmente indicate per la determinazione del modulo di taglio alle piccole deformazioni G_0 . La tecnica a rifrazione consiste nel posizionare sulla superficie una serie di geofoni collegati ad un sismografo, a varia distanza dai punti di scoppio. Per generare l'onda sismica si possono impiegare, al variare della distanza dal ricevitore, trasduttori (fino a pochi metri), urti (fino a qualche decina di metri) o esplosioni. Nei geofoni più vicini, il primo impulso rilevato corrisponde all'onda che si propaga entro lo strato più superficiale, in quelli più lontani esso corrisponde all'onda bi-rifratta nello strato più profondo, per il quale il tempo di percorrenza è minore nonostante la distanza sia maggiore, per la più elevata velocità di propagazione dell'onda nello strato più profondo. Affinché uno strato sia visibile attraverso questa tecnica è necessario che in esso vengano disposti almeno due geofoni, poiché, se uno strato è molto sottile, può accadere che l'onda bi-rifratta non arrivi in alcun geofono per prima, dato che il tratto di superficie dove arriva prima è molto limitato e potrebbe non contenere alcun geofono. Il diagramma del tempo di arrivo del primo impulso in funzione della distanza dal punto di scoppio (dromocroma), consente di determinare sia le velocità nei

due mezzi (al momento del passaggio dell'onda da uno strato all'altro il diagramma evidenzia un brusco cambio di pendenza detto punto ginocchio), come inverso della pendenza della dromocroma, sia lo spessore dello strato a velocità minore.

In questa indagine le basi sismiche sono state realizzate con il sistema delle dromocrome reciproche in modo da ottenere un controllo sui risultati. Lo stendimento è stato eseguito con lunghezza di 110 m con schema di 12 geofoni ad interdistanza di 10 m. Sono stati effettuati cinque punti doppi di energizzazione (scoppi e registrazioni per le onde sia di compressione V_p che di taglio V_s) ubicati secondo uno schema che ne prevede due alle estremità in corrispondenza dei geofoni 1 e 12, uno tra i geofoni 3e 4 e tra i geofoni 9 e 10, uno al centro tra i geofoni 6 e 7. I risultati della prospezione sismica sono riportati di seguito in Figura 3.19-3.22.

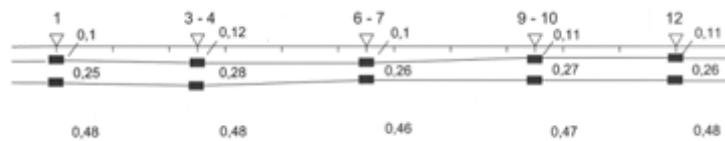


Figura 3.19-Sezione sismica, $[V_s]=[km/s]$

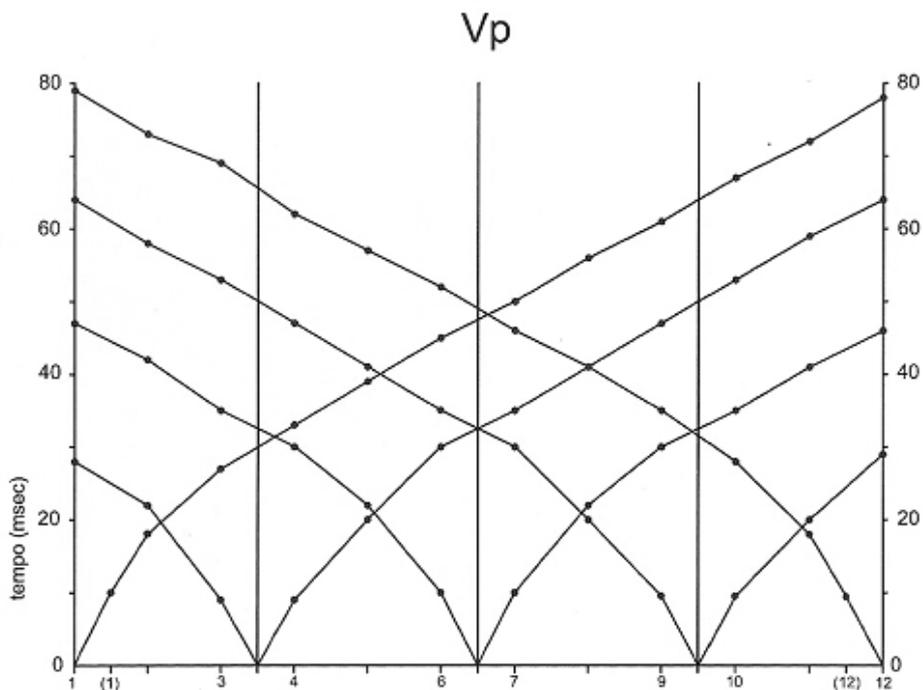


Figura 3.21-Dromocrome onde di compressione V_p

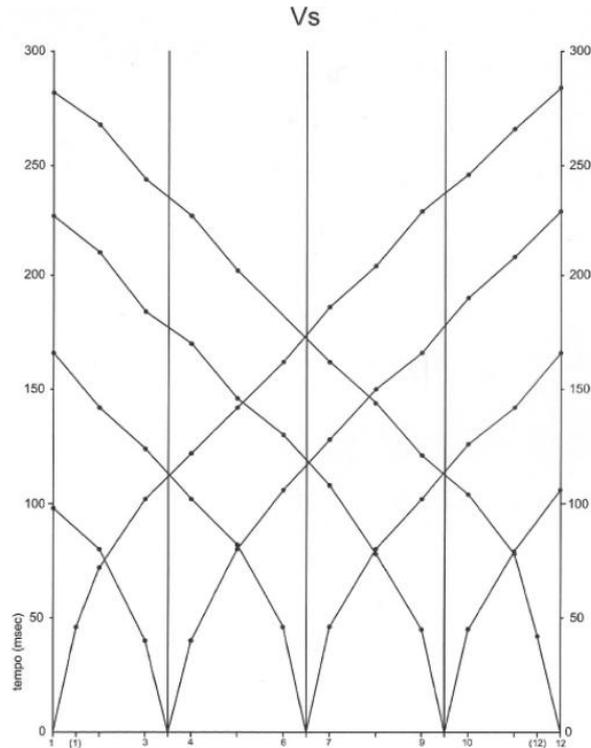


Figura 3.20-Dromocrome onde di taglio V_s

L'analisi delle velocità di propagazione delle onde permette di distinguere:

- una copertura di riporto limoso-sabbioso dal piano campagna fino ad una profondità di 2-3 m caratterizzata da $V_s=100-120$ m/s;
- uno strato intermedio di sabbie fini e ghiaie poco addensate per profondità comprese tra 2-3 m e 6-7 m dal piano campagna con $V_s=250-280$ m/s;
- uno strato profondo fino a circa 30 m dal piano campagna di sabbie e ghiaie con addensamento variabile e $V_s= 460-480$ m/s.

La campagna di prospezione sismica a rifrazione non ha messo in luce la presenza da 5 a 6 m di profondità dello strato con caratteristiche meccaniche peggiori di quello soprastante in quanto la tecnica della rifrazione non è in grado di rilevare un'inversione dell'andamento delle velocità, in tal caso infatti l'onda bi-rifratta non si crea. Inoltre, lo strato più scadente ha spessore limitato e potrebbe non essere "visibile" utilizzando questa tecnica. La misura della velocità di propagazione delle

onde di taglio V_s ha permesso di ricostruire il profilo del modulo di taglio alle piccole deformazioni G_0 in Figura 3.22.

PROSPEZIONE SISMICA		
z [m]	V_s [m/s]	G_0 [MPa]
0-2/3	100-120	15-21
2/3-5	250-280	130-163
6-30	460-480	473-515

Tabella 3.13-Risultati campagna sismica a rifrazione

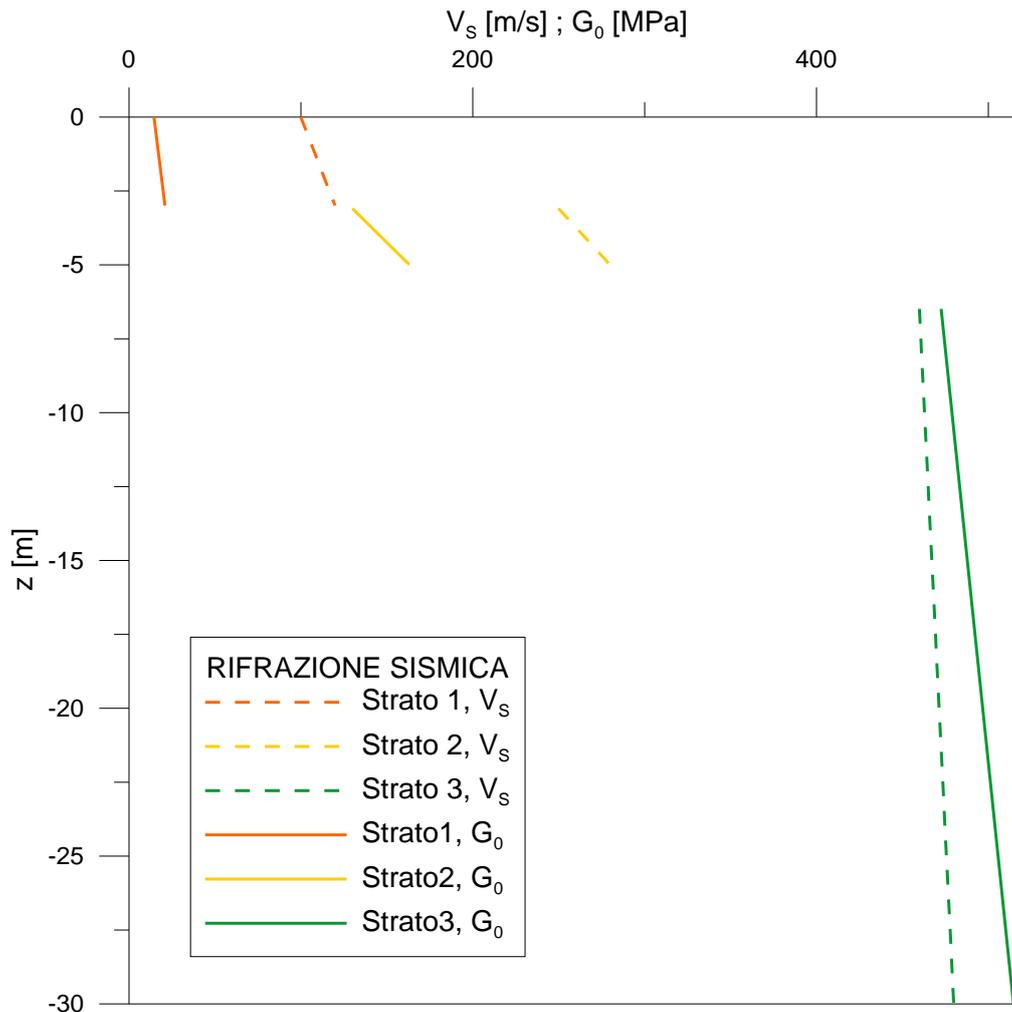


Figura 3.22-Profilo delle onde di taglio V_s e del modulo di taglio alle piccole deformazione G_0 ricavato dalla prospezione sismica a rifrazione

A completamento delle indagini è stato svolto un sondaggio a carotaggio continuo fino alla profondità di 22 m, strumentato con piezometro, con prelievo di quattro campioni a diverse profondità. E' stata prevista anche l'esecuzione di tre prove di penetrazione dinamica Standard Penetration Test (SPT) a fondo foro. Il sondaggio ha permesso di riconoscere la seguente stratigrafia:

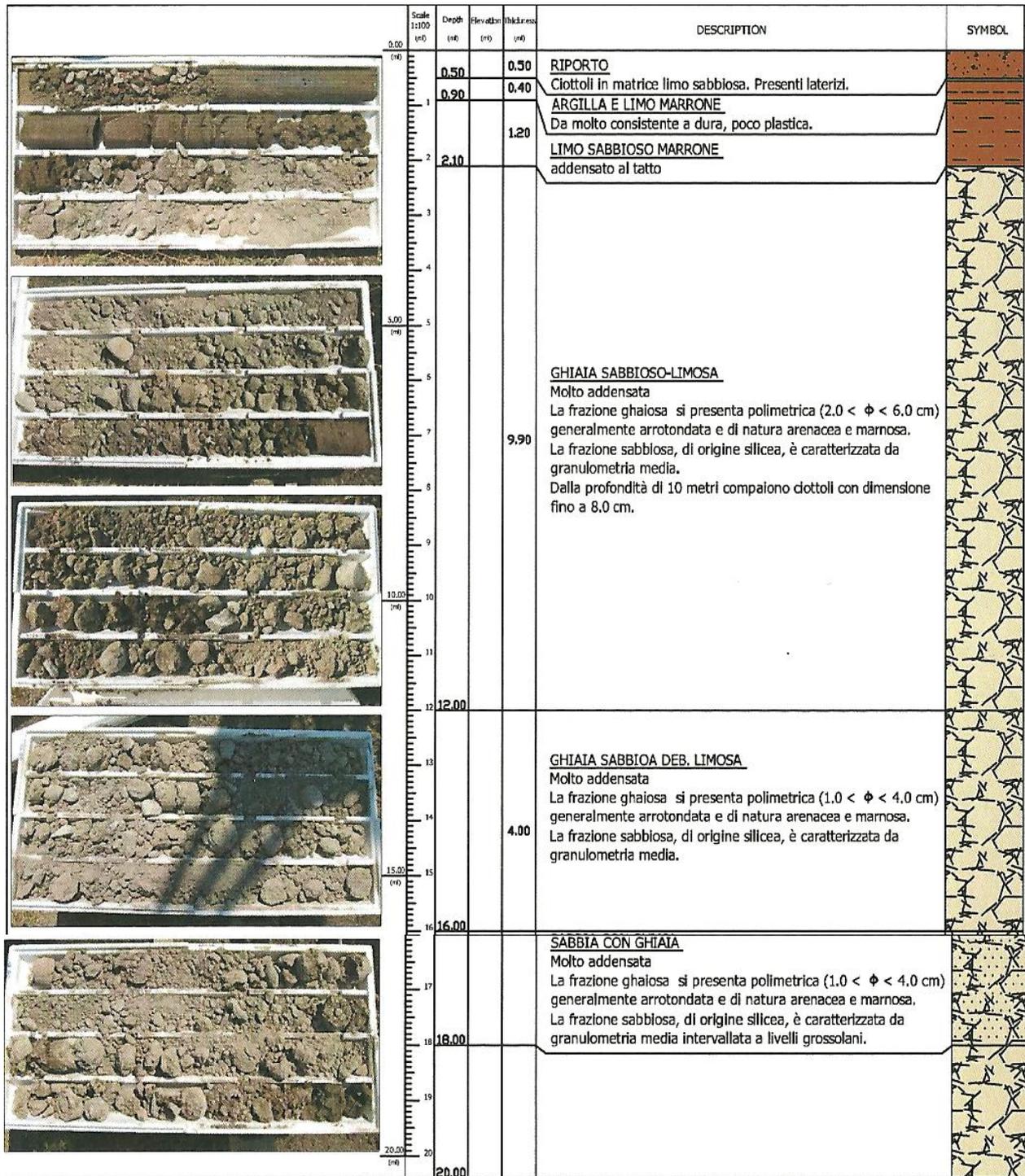


Figura 3.23-Risultati sondaggio

CAMPIONI		
ID	PROFONDITA' [m]	TIPOLOGIA
S1CR1	4,50-5,20	Rimaneggiato
S1CR2	7,70-8,60	Rimaneggiato
S1CR3	13,60-14,30	Rimaneggiato
S1CR4	19,50-20,80	Rimaneggiato

Tabella 3.14-Riepilogo campioni

PROVE SPT		
ID	Inizio/fine prova	N _{SPT}
SPT 1	3,50-3,64	Rifiuto
SPT 2	7,80-7,94	Rifiuto
SPT 3	13,60-13,70	Rifiuto

Tabella 3.15-Riepilogo prove SPT

Durante l'indagine geognostica non è stata rilevata la presenza della falda.

Sui campioni prelevati, in laboratorio, è stata determinata la granulometria ed il contenuto d'acqua w. La granulometria del terreno viene determinata attraverso l'uso di setacci o crivelli a maglie standard; alle dimensioni delle maglie è associato un diametro equivalente del grano di terreno. La prova viene svolta filtrando il terreno attraverso una serie di setacci o crivelli con maglie di apertura man mano decrescente e misurando la percentuale in peso di materiale passante e trattenuto in corrispondenza di ciascun setaccio. In questo modo, rappresentando la percentuale di passante in peso in funzione del diametro equivalente del setaccio, si ottiene la curva granulometrica del terreno, dalla quale è possibile riconoscere oltre che l'omogeneità o eterogeneità del terreno, la frequenza del diametro dei grani nel materiale.

Il contenuto d'acqua, invece, viene valutato eseguendo una doppia misurazione del peso del provino: una prima misura viene effettuata sul terreno così come prelevato dal sito; la pesatura viene ripetuta sul provino secco essiccato a 105°, temperatura a cui, l'acqua contenuta nel campione evapora completamente. La differenza tra le due masse, espressa in percentuale rispetto alla massa iniziale del campione, rappresenta il contenuto d'acqua.

CAMPIONE	PROFONDITA' [m]	GHIAIA [%]	SABBIA [%]	LIMO+ARGILLA [%]
S1CR1	4,50-5,20	49,95	22,72	27,33
S1CR2	7,70-8,60	56,78	24,78	18,44
S1CR3	13,60-14,30	67,10	31,97	0,93
S1CR4	19,50-20,80	44,49	29,75	25,76

Tabella 3.16-Risultati analisi granulometrica

CAMPIONE	PROFONDITA' [m]	CONTENUTO D'ACQUA w [%]
S1CR1	4,50-5,20	2,4
S1CR2	7,70-8,60	6,0
S1CR3	13,60-14,30	4,8
S1CR4	19,50-20,80	6,8

Tabella 3.17-Risultati contenuto d'acqua

La prova SPT consiste nell'infissione a percussione di un campionatore standardizzato tramite un maglio di 63,5 kg lasciato libero di cadere da un'altezza di 76 cm. Si registrano il numero di colpi N_1 , N_2 , N_3 necessari per l'infissione del campionatore per tre avanzamenti di 15 cm dei quali il primo, N_1 , è necessario per la verifica delle condizioni del foro e gli ultimi due, sommati, forniscono in numero di colpi $N_1+N_2=N_{SPT}$. La prova SPT è particolarmente indicata per la valutazione del grado di addensamento dei terreni incoerenti, tenuto conto anche del carico litostatico agente alla profondità di prova. La SPT è di difficile interpretazione nelle ghiaie dove lo strumento va a rifiuto e si assumono numero di colpi N_{SPT} e densità relativa D_R pari al 100%. La densità relativa del materiale D_R è poi ben correlata all'angolo di resistenza a taglio ϕ' . La densità relativa D_R può essere stimata mediante la relazione proposta da Jamiolkoski et al. (1988) come spiegato al paragrafo 3.1.1

Dato il rifiuto strumentale ottenuto in tutte le prove si assume per l'interpretazione il numero di colpi N_{SPT} pari a 100. La densità relativa del materiale D_R è pari al 100%, il massimo valore fisicamente sensato.

PROVE SPT									
z [m]	N_{SPT} [-]	γ_{dry} [kN/m ³]	σ'_{v} [kPa]	c_N [-]	$N_{1(60)}$ [-]	D_R [%]	V_s [m/s]	G_0 [MPa]	ϕ [°]
3,5	100	20,82	59,89	1,16	125,0 6	100	290,07	175	37- 38
7,8	100	22,34	149,25	0,86	93,06	100	340,22	258	36- 37
13,6	100	22,34	278,83	0,63	67,87	100	380,02	322	34

Tabella 3.18-Interpretazione risultati prove SPT

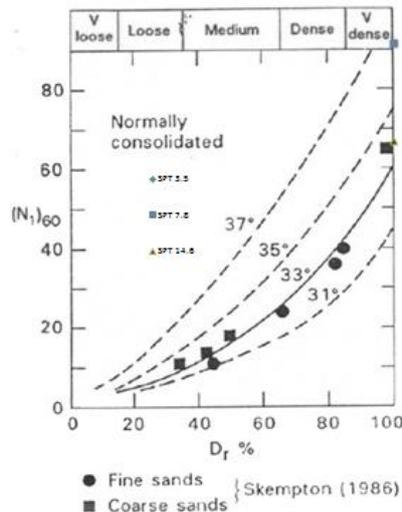


Figura 3.24- Definizione dell'angolo di resistenza a taglio SPT
 Le prove SPT sono eseguite tutte nello strato di migliori caratteristiche meccaniche ed evidenziano angoli di resistenza a taglio maggiori rispetto alla SCPT, dell'ordine di 36-38°. Data la maggior affidabilità dell'interpretazione per la SPT e considerato che il terreno in esame ha una percentuale di ghiaia intorno al 50%, si assume come angolo di resistenza a taglio per gli strati compresi tra le profondità di 2,1-5,1 m e 6-30 m un valore di angolo di resistenza a taglio pari a 37°, più comune per un terreno ghiaioso-sabbioso.

3.1.3 DEFINIZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL TERRENO

Alla luce dei dati sperimentali, ai fini ingegneristici, si riconoscono quattro diverse Unità Geotecniche di caratteristiche omogenee:

- **Unità Geotecnica 1 (U.G.1):** limo-sabbioso che si estende fino a 2,1 m al di sotto del piano campagna di caratteristiche meccaniche coesione $c'=5\text{kPa}$ e angolo di resistenza al taglio $\phi'=26^\circ$ da letteratura;
- **Unità Geotecnica 2 (U.G.2):** ghiaia-sabbiosa da limosa a debolmente limosa da 2,1 m fino a 5,1 m di sotto del piano campagna, addensata ($D_R \cong 70\%$), caratterizzata da coesione c nulla e angolo di resistenza a taglio $\phi'=37^\circ$;

- **Unità Geotecnica 3 (U.G.3):** ghiaia-sabbiosa limosa da 5,1 m a 6 m al di sotto del piano campagna, mediamente addensata ($D_R \cong 60\%$), caratterizzata da coesione c nulla e angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 31^\circ$;
- **Unità Geotecnica 4 (U.G.4):** ghiaia-sabbiosa da limosa a debolmente limosa da 6 m a 30 m al di sotto del piano campagna, densa ($D_R \cong 70\%$), caratterizzata da coesione c nulla e angolo di resistenza a taglio $\varphi' = 37^\circ$.

U.G.	z [m]	γ_{dry} [kN/m ³]	φ [°]	c [kPa]
1	0-2,1	17,5	26	5
2	2,1-5,1	21	37	0
3	5,1-6	18	31	0
4	6-30	22,5	37	0

Tabella 3.19-Caratteristiche meccaniche del terreno

Si riportano in Figura 3.25 i profili del modulo di taglio G_0 alle piccole deformazioni ottenuti dalla campagna geognostica.

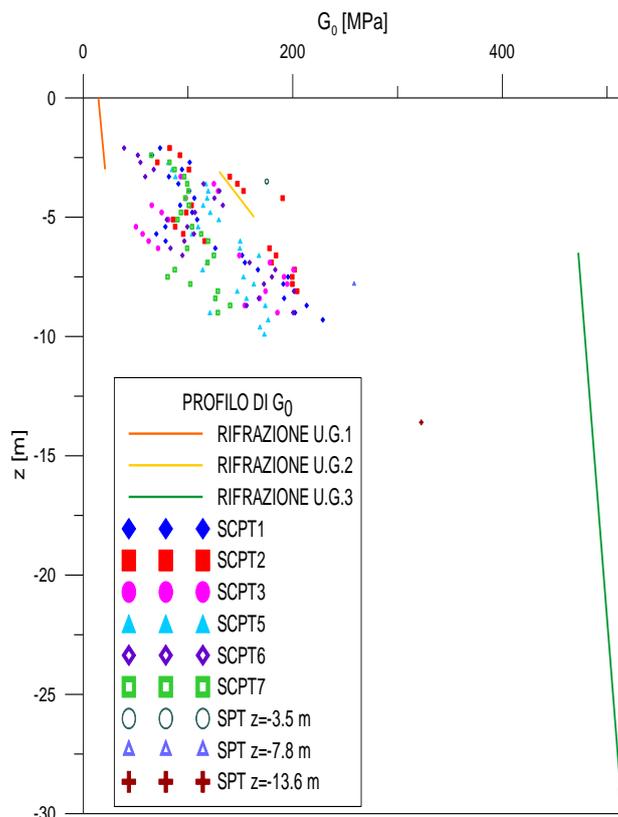


Figura 3.25- Confronto del profilo di G_0 con la profondità ottenuto con le diverse prove

Dalla Figura 3.25 si può osservare come in generale, il modulo di taglio alle piccole deformazioni G_0 ricavato con la relazione proposta da Ohta e Goto (1978) sulla base dei risultati delle prove SCPT e SPT, sottostimi il valore di tale modulo ricavato con la tecnica a rifrazione. Occorre osservare come in generale, dato il livello deformativo di una prova penetrometrica, questa sia meno rappresentativa del comportamento del terreno alle piccole deformazioni rispetto alla prospezione sismica a rifrazione. Pertanto, per la definizione dei parametri di rigidezza delle varie unità geotecniche si farà riferimento ai profili del modulo di taglio alle piccole deformazioni G_0 ottenuti dalla misura delle onde di taglio V_s , i cui livelli deformativi indotti nel terreno sono più consoni alla grandezza che si vuole valutare. Si riporta quindi in Figura 3.26 il profilo del modulo di taglio iniziale G_0 con la profondità. Nel tratto compreso tra 5.1 e 6 m di terreno di U.G.3, nel quale la tecnica di rifrazione sismica non riesce a cogliere il calo di rigidezza, i parametri di deformabilità verranno ricavati per interpolazione a partire dal valore degli strati adiacenti. Il valore del coefficiente di spinta a riposo K_0 si calcola secondo la ben nota formula di Jaki (1936):

$$K_0 = 1 - \text{sen}\varphi' \quad (3.7)$$

mentre il valore del coefficiente di Poisson ν può in seguito essere valutato a partire dal coefficiente di spinta a riposo K_0 seconda l'espressione:

$$\nu = \frac{K_0}{1+K_0} \quad (3.8)$$

Le caratteristiche meccaniche delle U.G. sono riportate in Tabella 3.20.

U.G.	z [m]	γ_{dry} [kN/m ³]	φ [°]	c [kPa]	V_s [m/s]	G_0 [MPa]	K_0 [-]	ν [-]
1	0-2,1	14,5	26	5	100-120	15-21	0,56	0,25
2	2,1-5,1	21	37	0	250-280	130-163	0,40	0,28
3	5,1-6	18	31	0	-	-	0,48	0,33
2	6-30	22,5	37	0	460-480	473-515	0,40	0,28

Tabella 3.20- Riepilogo caratteristiche meccaniche Unità Geotecniche

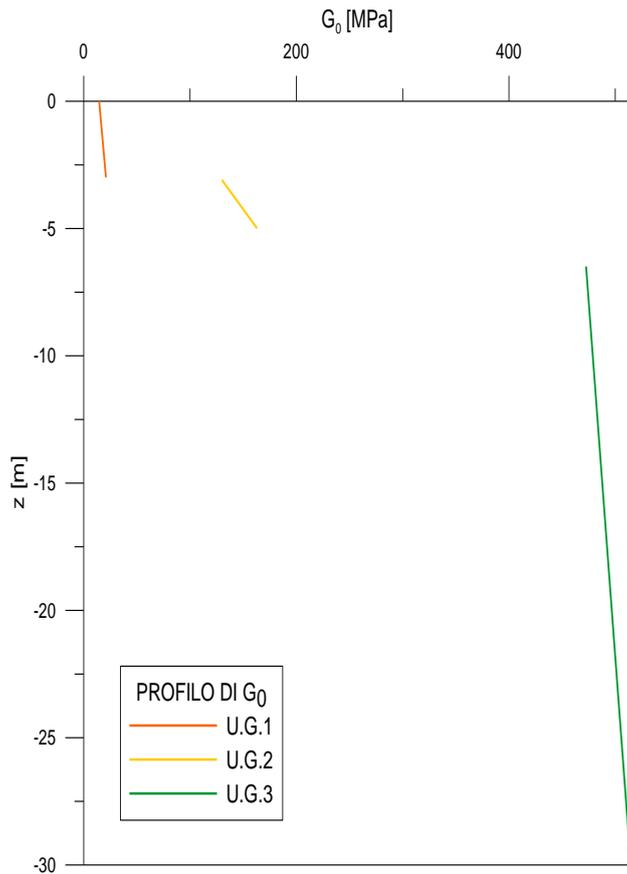


Figura 3.26-Profilo di G_0 con la profondità

3.2 ANALISI DELL'EDIFICIO DENOMINATO "STAZIONE PORTA DI RENO"

Per le costruzioni esistenti la Normativa Tecnica sulle Costruzioni (NTC2008) prevede di valutare le caratteristiche meccaniche dei materiali sulla base di prove sperimentali effettuate sulla struttura, a prescindere dalle classi indicate per le nuove costruzioni. Per conseguire un'adeguata conoscenza dei materiali e del loro degrado ci si basa, oltre che sulle suddette prove, sulla documentazione già disponibile e su verifiche in situ. La valutazione della sicurezza e il progetto degli interventi sono quindi normalmente affetti da un grado di incertezza diverso da quello degli edifici di nuova progettazione. Ciò comporta la definizione di livelli di conoscenza sulla base dei quali vengono scelti adeguati fattori di confidenza da impiegare nei metodi di analisi. Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono l'accuratezza del rilievo di geometria

e dei dettagli strutturali oltre che delle caratteristiche dei materiali. Si definisce:

- LC1, conoscenza limitata: non sono disponibili informazioni sulle caratteristiche dei materiali, nè da disegni costruttivi, nè da certificati di prova. Si adottano i valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca convalidate da limitate prove in situ sugli elementi principali;
- LC2, conoscenza adeguata: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili o in base ai disegni costruttivi accompagnati dall'esecuzione di limitate prove in situ o da estese verifiche in situ;
- LC3, conoscenza accurata: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili o in base ai disegni costruttivi accompagnati dall'esecuzione di limitate prove in situ o da esaustive verifiche in situ.

L'NTC2008 stabilisce cosa si intende per verifiche limitate, estese o esaustive e il fattore di confidenza che deve essere associato a ciascun livello di conoscenza. Per definire le resistenze si utilizzano i valori medi delle caratteristiche dei materiali divisi per il fattore di confidenza, mentre per valutare le sollecitazioni vengono tali valori vengono moltiplicati per il fattore di confidenza. Il fattore di confidenza si associa e non si sostituisce all'impiego degli usuali coefficienti di sicurezza. L'utilizzo di prove distruttive (Destructive Test, DT) risolve il problema della definizione dei parametri meccanici del materiale, ma risulta spesso difficilmente applicabile in quanto comporta un danneggiamento dell'edificio. La soluzione è il ricorso a prove non distruttive (Non Destructive Test, NDT), che per garantire la ridondanza dei risultati devono essere effettuate in grande quantità. Per la determinazione delle proprietà dei materiali sono ammessi metodi d'indagine non distruttiva che non possono sostituire interamente le prove distruttive, ma sono consigliati a loro integrazione, purché tarati sui risultati delle prove distruttive. Le NDT possono dividersi in classi:

- a. prove correlate al lavoro di dissipazione durante la penetrazione, particolarmente adatte alla determinazione delle proprietà meccaniche;
- b. prove correlate alla propagazione di un'onda di pressione o un urto (valide solo per materiali omogenei), utili ad esempio per ricavare le proprietà elastiche del mattone;
- c. prove di vibrazione, impiegabili per valutare le caratteristiche elastiche del materiale, ma solo relativamente alle condizioni dinamiche;
- d. prove per la determinazione delle proprietà non meccaniche, (come quelle termiche o elettriche), particolarmente adatte a riscontrare vuoti e cavità geometriche, umidità, etc.. la cui capacità di indagare le proprietà meccaniche è però discutibile.

Per l'analisi dell'edificio denominato "Stazione Porta Reno" si vuol conseguire un livello di conoscenza accurata LC3. Le fonti considerate, rilevate nell'ambito dell'intervento di adeguamento sismico dell'edificio dallo studio Benedetti and Partners, sono:

- documenti di progetto quali elaborati strutturali e architettonici;
- documentazione storica degli interventi sull'edificio;
- rilievo strutturale geometrico, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura (spessore e profilo), incluse eventuali aperture e dei carichi gravanti. Rilievo dei solai e della copertura (tipologia e orditura), delle fondazioni e della scale, con particolare attenzione ai dettagli esecutivi: collegamento tra solai e pareti (presenza di cordoli), tra pareti ortogonali, presenza di architravi ed elementi atti ad eliminare eventuali spinte a vuoto, esistenza di elementi di vulnerabilità, tipologia di muratura e sue caratteristiche costruttive (materiali, tessitura...);
- prove, in situ e in laboratorio, quest'ultime secondo lo schema riportato in Tabella 3.21.

ID CAMPIONE	PIANO	INDAGINE IN CANTIERE	PROVA IN LABORATORIO
1	Terra	Prelievo di una coppia di carote di muratura del diametro di 100 mm.	<ul style="list-style-type: none"> - compressione diagonale su carota; - compressione su prismi di laterizio.
2	Primo	Prelievo di una coppia di carote di muratura del diametro di 100 mm.	<ul style="list-style-type: none"> - compressione diagonale su carota; - compressione su prismi di laterizio.
3	Secondo	Prelievo di una coppia di carote di muratura del diametro di 100 mm	<ul style="list-style-type: none"> - compressione diagonale su carota; - compressione su prismi di laterizio; - punzonamento su corso di malta.
4	Terra	Prelievo di una coppia di carote di muratura del diametro di 100 mm.	<ul style="list-style-type: none"> - compressione diagonale su carota; - compressione su prismi di laterizio; - punzonamento su corso di malta.
5	Primo	Prelievo di una coppia di carote di muratura del diametro di 100 mm.	<ul style="list-style-type: none"> - compressione diagonale su carota; - compressione su prismi di laterizio; - punzonamento su corso di malta.
6	Secondo	Prelievo di una coppia di carote di muratura del diametro di 100 mm.	<ul style="list-style-type: none"> - compressione diagonale su carota; - compressione su prismi di laterizio.

Tabella 3.21-Indagini in cantiere e prove in laboratorio

Sono state eseguite inoltre, in situ, prove penetrometriche PNT-G per la valutazione sistematica della proprietà di malta e mattone nei punti di estrazione delle carote e prove ad ultrasuoni su provini di mattone. A completamento dell'indagine, è stata svolta una prova distruttiva di compressione su una porzione di muratura prelevata in situ. In Figura 3.27-3.30 sono riportati i punti di prelievo dei campioni per le prove in laboratorio.

CRTG	→	Prelievo carota (mattone+giunto di malta) e prelievo mattone
PNT-G	→	Prova penetrometrica su malta
U.S.	→	Prova di ultrasuoni su mattone prelevato
SG	→	□ Saggio di ispezione su travi o solai
MRT	→	Prelievo muretto
ARM	→	Prelievo armatura

Figura 3.27-Legenda delle prove

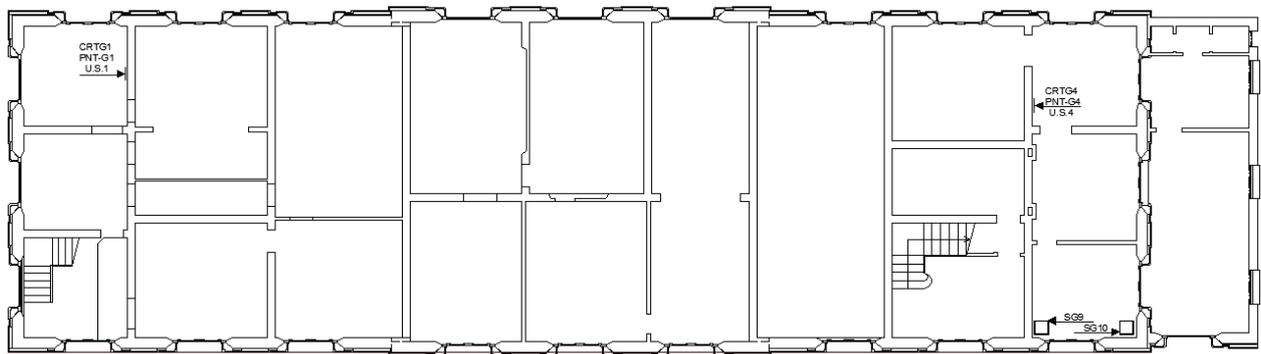


Figura 3.28- Pianta solaio piano terra, murature prima elevazione: ubicazione dei punti di prova

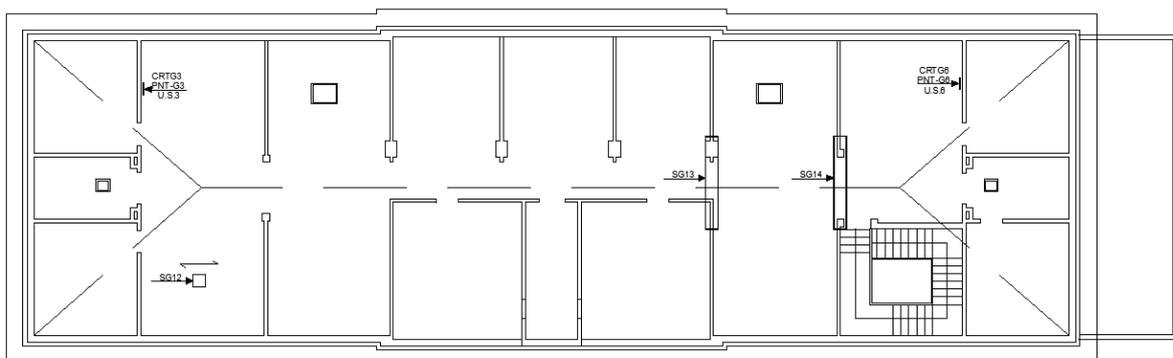


Figura 3.29- Pianta solaio piano primo, murature seconda elevazione: ubicazione dei punti di prova

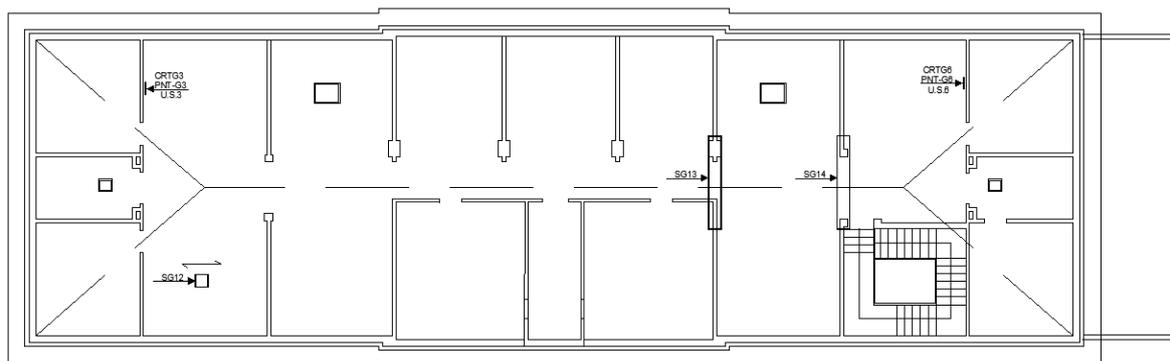


Figura 3.30- Pianta solaio piano secondo, murature terza elevazione: ubicazione dei punti di prova

Le proprietà meccaniche sono valutate correlando la campagna d'indagine in situ con le prove distruttive svolte in laboratorio. La caratterizzazione della malta, del mattone e della muratura viene eseguita sulla base dei risultati di:

- prova penetrometrica PNT-G;
- prova di punzonamento sui corsi di malta;
- prova di taglio diagonale o brasiliana su provino centrato sul letto di malta;
- prova di compressione sul mattone;
- prova di compressione su muretto prelevato in cantiere.

Per i parametri meccanici ricavati si utilizza la seguente simbologia:

- f_{Mc} resistenza a compressione della muratura;
- f_{Mt} resistenza a trazione della muratura;
- f_{mc} resistenza a compressione della malta;
- f_{mt} resistenza a trazione della malta;
- f_{bc} resistenza a compressione del mattone;
- f_{bt} resistenza a trazione del mattone;
- ν_M coefficiente di Poisson della muratura;
- ν_m coefficiente di Poisson della malta;
- ν_b coefficiente di Poisson del mattone;
- E_M modulo elastico della muratura;
- E_m modulo elastico della malta;
- E_b modulo elastico del mattone;

t_m spessore del corso di malta;

t_b spessore del mattone.

3.2.1 PROVE DI CARATTERIZZAZIONE DELLA RESISTENZA DELLA MALTA

La misura della resistenza alla punta tramite penetrometro PNT-G rientra nella classe dei metodi indiretti di misura attraverso la micro-distruzione del materiale e consiste nella misura dell'energia spesa per praticare, con un trapano, in un giunto di malta, un piccolo foro. Il lavoro di perforazione può essere correlato alla resistenza a compressione della malta f_{mc} e tale relazione è fornita con lo strumento. La strumentazione è composta da un trapano portatile a batteria con punta perforante con tagliente in carburo di tungsteno che misura il lavoro di perforazione al netto del rendimento del trapano. Il diametro della punta deve essere piccolo rispetto alla dimensione dei letti di malta in modo da non risentire del legame debole malta-mattone, ma sufficientemente grande da non interagire con la dimensione dei grani; la lesione deve infatti verificarsi nel legante. Quando la resistenza della malta è scarsa non si risente dell'influenza della granulometria della sabbia perché la lesione avviene sicuramente nel legante. Il foro deve poi essere sufficientemente lungo da minimizzare errori dovuti a variazioni di proprietà e all'attrito della superficie laterale del tagliente sulla malta (Gucci e Barsotti, 1997). La regressione utilizzata in questo studio per stimare la resistenza a compressione della malta f_{mc} a partire da quella a penetrazione è:

$$f_{mc} = \frac{R_{pnt}}{13} p_a \quad (3.9)$$

dove R_{pnt} è la resistenza alla punta espressa in mJ e p_a la pressione atmosferica di riferimento che consente il passaggio da un'unità di misura all'altra, volendo esprimere la resistenza a compressione come usuale in MPa. Sono state eseguite valutazioni sistematiche della proprietà della malta nei punti di estrazione delle carote i cui esiti sono riportati in Tabella 3.22 e Figura 3.31.

PROVA PENETROMETRICA SUI LETTI DI MALTA								
Battuta	PNT-G1	PNT-G1	PNT-G2	PNT-G3	PNT-G4	PNT-G5	PNT-G5	PNT-G6
1	0	234	81	228	51	0	181	9
2	0	32	83	226	176	181	3	30
3	234	97	36	189	55	3	61	257
4	32	6	8	71	28	61	15	167
5	97	50	32	378	50	15	93	263
6	6	54	51	921	85	93	3	14
7	50	36	51	180	18	3	38	12
8	54	10	7	183	9	38	30	241
9	36	56	105	93	4	30	278	875
10	10	45	170	110	47	278	82	29
11	56	-	-	-	-	82	-	-
12	45	-	-	-	-	-	-	-
MEDIA	38,60	47,50	55,88	198,38	42,88	56,22	62,88	126,63
f_{mc} [MPa]	0,30	0,37	0,43	1,53	0,33	0,43	0,48	0,97

Tabella 3.22-Risultati prova penetrometrica PNT-G

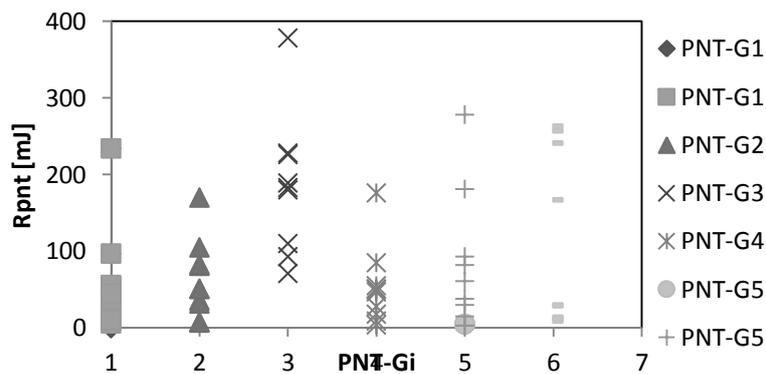


Figura 3.31-Risultati prova penetrometrica PNT-G

Si osserva come la prova penetrometrica sia caratterizzata da una forte dispersione dei risultati. Occorre peraltro sottolineare che la resistenza a compressione dei giunti di malta è fortemente influenzata dallo spessore del giunto (lo spessore dei corsi di malta è di 15mm) aspetto invece non considerato dalla prova penetrometrica PNT-G. In generale la resistenza a compressione della malta disposta in sottili spessori può essere ottenuta assumendo proporzionalità inversa della resistenza con lo spessore.

Alla prova penetrometrica PNT-G è stata affiancata la prova di punzonamento (Henzel e Karl, 1987). La prova di punzonamento sulle malte o punching-test è una prova distruttiva che consiste nell'eseguire una prova di compressione su di una lama di malta

(diametro 10-20 mm), estratta integra tra due corsi di mattoni, per mezzo di un cilindro di diametro all'incirca pari a due volte lo spessore della lama: 20 mm (Chen, 1988). Le dimensioni relative di campione e punzone sono definite dalle NTC2008 secondo lo schema in Figura 3.32:

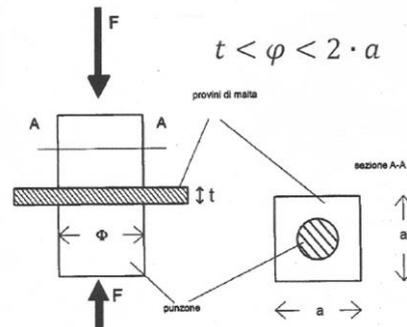


Figura 3.32-Limitazioni sul diametro del puntone nella prova di punzonamento (NTC2008)

Dalla prova si ricava il carico di rottura P_f dal quale si ottiene la resistenza a compressione della malta f_{mc} per punzonamento dividendolo per l'area A del cilindro di carico:

$$f_{mc} = \frac{P_f}{A} \quad (3.10)$$

I risultati della prova possono essere rappresentati nel piano di Mohr dal circolo in Figura 3.33.

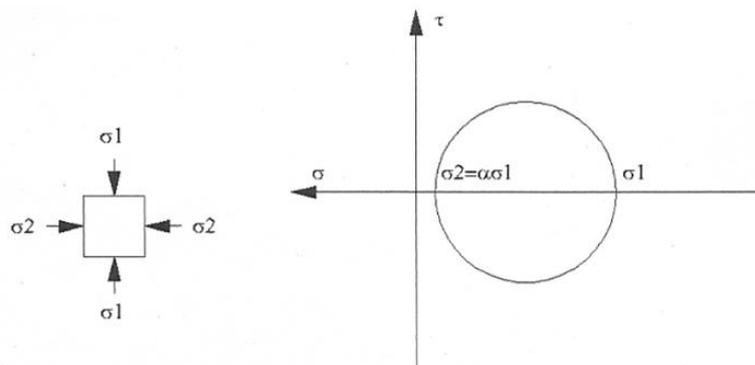


Figura 3.33-Rappresentazione nel piano di Mohr dello stato tensionale indotto nella malta dalla prova di punzonamento

I valori di resistenza a compressione della malta f_{mc} ricavati in laboratorio dalla prova di punzonamento sono riportati in Tabella 3.23 e Figura 3.34.

PROVA DI PUNZONAMENTO SUI CORSI DI MALTA						
Progressivo prova	ID	Spessore	Diametro punzone	Carico di rottura	Resistenza	Resistenza media f_{cm}
		[mm]	[mm]	[N]	[MPa]	[MPa]
1	3	11	20	567	1,81	<u>1,87</u>
2	3	12	20	602	1,92	
3	3	11	20	623	1,98	
4	3	12	20	450	1,43	
5	3	10	20	410	1,31	
6	3	10	20	649	2,07	
7	3	10	20	703	2,24	
8	3	12	20	593	1,89	
9	3	11	20	626	1,99	
10	3	11	20	639	2,04	
11	4	11	20	276	0,88	<u>1,25</u>
12	4	11	20	456	1,45	
13	4	11	20	421	1,34	
14	4	10	20	306	0,97	
15	4	9	20	333	1,06	
16	4	10	20	501	1,6	
17	4	11	20	363	1,16	
18	4	10	20	417	1,33	
19	4	10	20	396	1,26	
20	4	10	20	449	1,43	
21	5	12	20	356	1,13	<u>1,27</u>
22	5	12	20	449	1,43	
23	5	11	20	516	1,64	
24	5	12	20	532	1,69	
25	5	12	20	401	1,28	
26	5	13	20	333	1,06	
27	5	11	20	299	0,95	
28	5	10	20	414	1,32	
29	5	10	20	374	1,19	
30	5	10	20	308	0,98	

Tabella 3.23-Risultati prova di punzonamento sui letti di malta

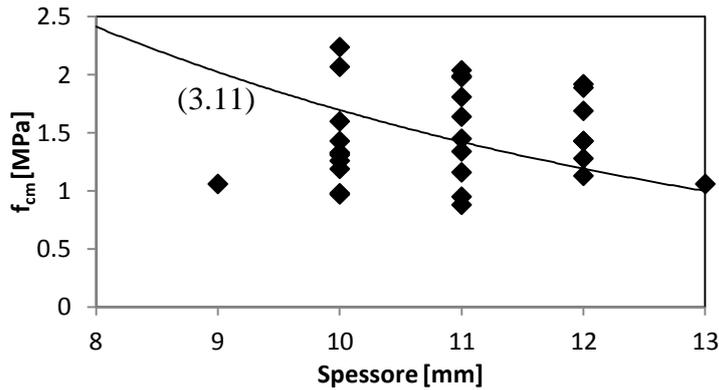


Figura 3.34-Risultati prova di punzonamento sui letti di malta

La resistenza a compressione della malta f_{mc} è inversamente proporzionale allo spessore del corso di malta (effetto scala) (Figura 3.35-b). In particolare, Benedetti e Mangoni, propongono una formula sperimentale che lega resistenza a compressione della malta f_{mc} e spessore dello strato:

$$f_{mc}(t_m) = f_{mc}(5) \frac{5}{t_m} \quad (3.11)$$

dove $f_{mc}(5)$ è la resistenza a compressione di un corso di malta dello spessore di 5 mm che può essere assunta in prima approssimazione pari a 10 MPa. Questo fatto è dovuto all'effetto di confinamento: a causa della ridotta dimensione del provino, lo stato tensionale indotto non può essere considerato uniassiale poiché, sia il punzone sia il materiale esterno al diametro ricoperto dal punzone, esercitano una componente di compressione orizzontale. In Figura 3.35 sono riportati i risultati di un'analisi parametrica su numerosi provini di diverso spessore (Pelà, Benedetti e Marastoni, 2012) che mostra l'influenza del rapporto R_2/R_1 tra raggio del provino di malta e del punzone (Figura 3.35-(a) e dello spessore del corso di malta t_m (Figura 3.35-(b) sul rapporto di confinamento α , definito come il rapporto tra la componente orizzontale σ_{hm} e verticale σ_{vm} dello sforzo nella lama di malta:

$$\alpha = \frac{\sigma_{hm}}{\sigma_{vm}} \quad (3.12)$$

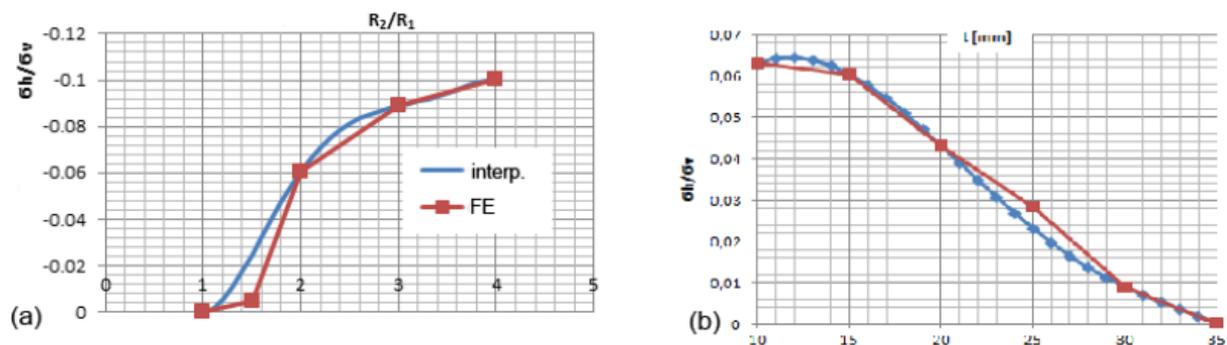


Figura 3.35-Influenza di (a) R_2/R_1 e (b) t_m sul rapporto di confinamento α (Pelà, Benedetti e Marastoni, 2012)

Per la condizione tipica di prova in cui si ha $R_2/R_1=2$ il rapporto di confinamento α raggiunge il 6%, un tale valore di confinamento aumenta la resistenza a compressione f_{mc} rispetto alle condizioni uniassiali in modo non trascurabile. Per tipici valori di spessore dei letti di malta di 10-20 mm, il confinamento è compreso tra 4,3% e 6,3% e pertanto la prova di punzonamento tende in genere a sovrastimare la resistenza a compressione f_{mc} della malta per effetto del confinamento. I risultati appena ottenuti dalla prova di punzonamento verranno utilizzati per la calibrazione dei dati ottenuti dalla prova brasiliana come discusso in seguito.

La prova di rottura per taglio diagonale o brasiliana è una prova distruttiva che viene eseguita su carote di diametro 10 cm centrate su di un letto di malta. Nella prova brasiliana un carico uniforme di compressione viene applicato lungo due generatrici del provino diametralmente opposte: si ottengono così nel provino tensioni di trazione in direzione normale a quella di applicazione del carico. La tensione di trazione di rottura vale:

$$p = \frac{2P_f}{\pi BD} \quad (3.13)$$

dove P_f è il carico di rottura, D il diametro della carota e B la lunghezza del provino. Il provino viene disposto con la malta a 45° (è possibile eseguire la prova anche per diverse inclinazioni del letto di malta, per inclinazioni di 45° si ottiene la stessa componente di sollecitazione tagliante e normale sul generico concio di malta) in modo da indurre nel giunto uno stato tensionale utile: ciascun elementino di malta avrà direzioni

principali inclinate di 45° sull'orizzontale. In questo modo sul concio si sviluppa uno stato tensionale dove le uniche componenti di sforzo sono la tensione tangenziale $\tau = p\sqrt{2}/2$, agente su tutte le facce dell'elementino, e la componente normale $\sigma = p\sqrt{2}/2$ perpendicolare ai letti di malta. Rappresentando nel piano di Mohr i punti (σ, τ) , $(0, -\tau)$, rappresentativi dello stato tensionale sulle due facce dell'elementino di legante, è possibile tracciare il diametro per i due punti e quindi la circonferenza che rappresenta tutti gli stati tensionali possibili per l'elementino (Figura 3.36).

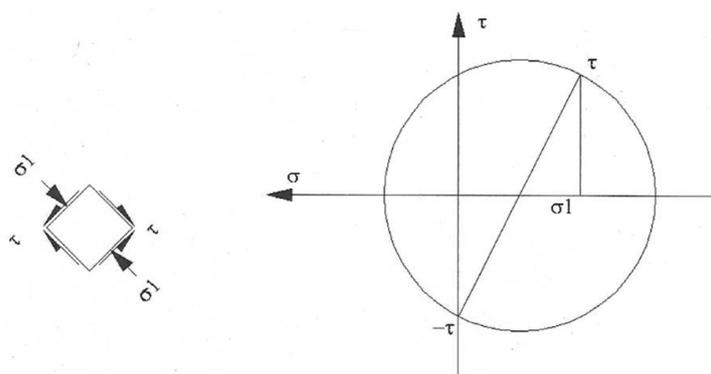


Figura 3.36-Interpretazione della prova di taglio diagonale sulla malta attraverso la rappresentazione nel piano do Mohr

Anche nella prova brasiliana la resistenza valutata risente dell'effetto di confinamento. E' noto che, per i geo-materiali, il coefficiente di Poisson ν_m cresce all'aumentare della compressione per la chiusura dei vuoti e delle microfessure (dilatanza, Figura 3.37). Il massimo valore di coefficiente di Poisson ν_m è $0,5$, corrispondente ad un materiale perfettamente incomprimibile che si deforma cioè a volume costante.

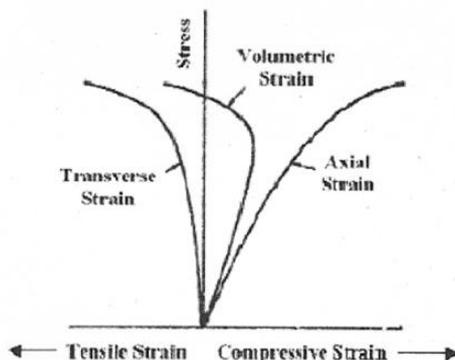


Figura 3.37-Percorso tensionale di una malta (dilatanza)

Pelà, Benedetti e Marastoni (2012) confermano l'aumento dell'effetto di confinamento al crescere del coefficiente di Poisson ν_m , (già predetto analiticamente da Hildorf, 1969), sulla base di analisi agli elementi finiti in condizioni tensionali piane di simulazione di prove di compressione brasiliana (sebbene l'effetto del confinamento si risente in generale anche lungo la lunghezza del provino). Le stesse analisi svolte in condizioni sia di tensione piana che di deformazione piana (più accurata, in quanto tiene conto dello stato tridimensionale di confinamento del giunto) sia per diversi valori di inclinazione del giunto di malta all'interno del provino (30° , 45° e 60°) mostrano come il confinamento produca una riduzione del diametro del circolo di Mohr associato allo stato tensionale. Tale circolo subisce anche una traslazione nella direzione del massimo sforzo di compressione (Pelà, Benedetti e Marastoni, 2012) (Figura 3.38). Il carico di rottura risulta maggiore in condizioni di deformazione piana che tiene conto dello stato tridimensionale di confinamento del corso di malta. Tale differenza è più marcata per un'inclinazione del giunto di 30° a cui è associato il maggior livello di compressione.

Stato tensionale piano		Stato di deformazione piana		
Inclinazione	α_x	Inclinazione	α_x	α_y
30°	22,8 %	30°	39,1 %	48,7 %
45°	20,7 %	45°	27,4 %	31,9 %
60°	33,4 %	60°	35,1 %	20,3 %

Tabella 3.24-Rapporto di confinamento del corso di malta (Pelà, Benedetti e Marastoni, 2012)

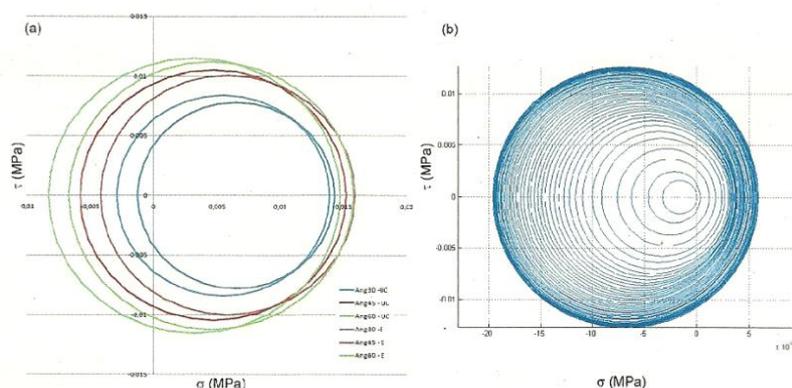


Figura 3.38-Influenza del confinamento sullo stato tensionale nel corso di malta (Pelà, Benedetti e Marastoni, 2012)

Nell'interpretazione della prova occorre tener conto del confinamento modificando opportunamente i cerchi di Mohr relativi a ciascuna prova prima di tracciare l'inviluppo di rottura (Pelà, Benedetti e Marastoni, 2012). A questo punto, adottando come criterio di rottura Mohr-Coulomb, la retta di inviluppo di tutti i cerchi di Mohr ottenuti fornisce l'angolo di resistenza a taglio, avendo inclinazione proprio pari a φ_m nel piano di Mohr. Per il caso in esame si ottiene $\varphi_m=40^\circ$. In alternativa tale angolo di resistenza può essere assunto da letteratura nell'intervallo $[25^\circ, 35^\circ]$, in ogni caso l'angolo di resistenza a taglio adottato non influenza significativamente il risultato. Il raggio del circolo di Mohr può facilmente essere calcolato come:

$$R = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} = \sqrt{\frac{5}{8}} \tau = \sqrt{\frac{5}{8}} p \quad (3.14)$$

Per valutare le proprietà della malta e a catena quelle della muratura, occorre ipotizzare quindi un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb. Con considerazioni geometriche poi si ottiene:

$$\left(c_m \cot \varphi_m + \frac{\sigma}{2}\right) \sin \varphi_m = \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2} = R \quad (3.15)$$

da cui si ricava, noto φ_m , la coesione della malta:

$$c_m = \frac{R}{\cos \varphi_m} - \frac{\sigma}{2} \operatorname{tg} \varphi_m = \left[\frac{\sqrt{5} - \sin \varphi}{2 \cos \varphi} \tau \right] \quad (3.16)$$

E' possibile ricavare per via analitica anche la resistenza a compressione f_{mc} e trazione f_{mt} della malta dalle ben note relazioni:

$$f_{mc} = \frac{2c_m \cos \varphi_m}{1 - \sin \varphi_m} \quad (3.17)$$

$$f_{mt} = \frac{2c_m \cos \varphi_m}{1 + \sin \varphi_m} \quad (3.18)$$

Viceversa, manipolando la (3.17)-(3.18) è possibile, note la resistenza a compressione f_{mc} e a trazione f_{mt} della malta, ottenere l'angolo di resistenza a taglio φ_m con la relazione:

$$\varphi_m = \arcsin \left(\frac{f_{mc} - f_{mt}}{f_{mc} + f_{mt}} \right) = \arcsin \left(\frac{1 - \nu_m}{1 + \nu_m} \right) \quad (3.19)$$

Dalla (3.19) si osserva come l'angolo di resistenza a taglio interno φ_m dipenda dalla resistenza a trazione f_{mt} e a compressione f_{mc} della malta. Per un geo-materiale è comune assumere che il rapporto tra le due resistenze sia pari al coefficiente di Poisson ν_m . Per un materiale che si comporta secondo il criterio di Tresca questa assunzione è esatta. Se invece il materiale segue un criterio alla Mohr-Coulomb, la posizione fatta è un'approssimazione in quanto, come già detto, al termine della prova la malta si comporta come un materiale incomprimibile per cui il coefficiente di Poisson ν_m cresce fino anche a valori superiori del 50% rispetto a quello iniziale raggiungendo circa il valore di 0,35. Infine, assumendo che il comportamento a taglio puro del materiale sia rappresentato dal circolo di Mohr centrato nell'origine, si determina la tensione tangenziale presente nel piano critico:

$$\tau_{max} = c \cos \varphi_m = R - \frac{\sigma}{2} \sin \varphi_m \quad (3.20)$$

Tipicamente il taglio determinato con prove di compressione diagonale su cilindri di mattone con letto di malta inclinato a 45° risulta essere pari a circa il doppio del valore che si ottiene con prova di compressione diagonale sul muro. Allora la resistenza caratteristica a taglio in assenza di azione assiale f_{vk0} può essere ricavata dalla (3.20) dividendo il risultato per due. I risultati ottenuti dalla prova brasiliana sono riportati in Tabella 3.25 e Figura 3.39.

PROVA DI COMPRESSIONE DIAGONALE SUI PROVINI DI MATTONE CON INCLUSO LO STRATO DI MALTA INCLINATO A 45°									
Prog. prova	ID	D	H	Carico di rottura	Resistenza	c_m	f_{mc}	f_{mt}	f_{vk0}
		[mm]	[mm]	[N]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	1	104	138	22405	1,1	0,73	4.52	1.13	0.90
2	2	104	134	18186	0,92	0,62	3.77	0.94	0.75
3	3	104	137	20405	1,01	0,67	4.14	1.04	0.83
4	4	104	126	10759	0,58	0,43	2.37	0.59	0.47
5	5	104	137	18210	0,9	0,59	3.70	0.92	0.74
6	6	104	133	24604	1,26	0,81	5.14	1.29	1.03
VALOR MEDIO						0.64	3.94	0.99	0.79

Tabella 3.25-Risultati prova di compressione diagonale sui giunti di malta

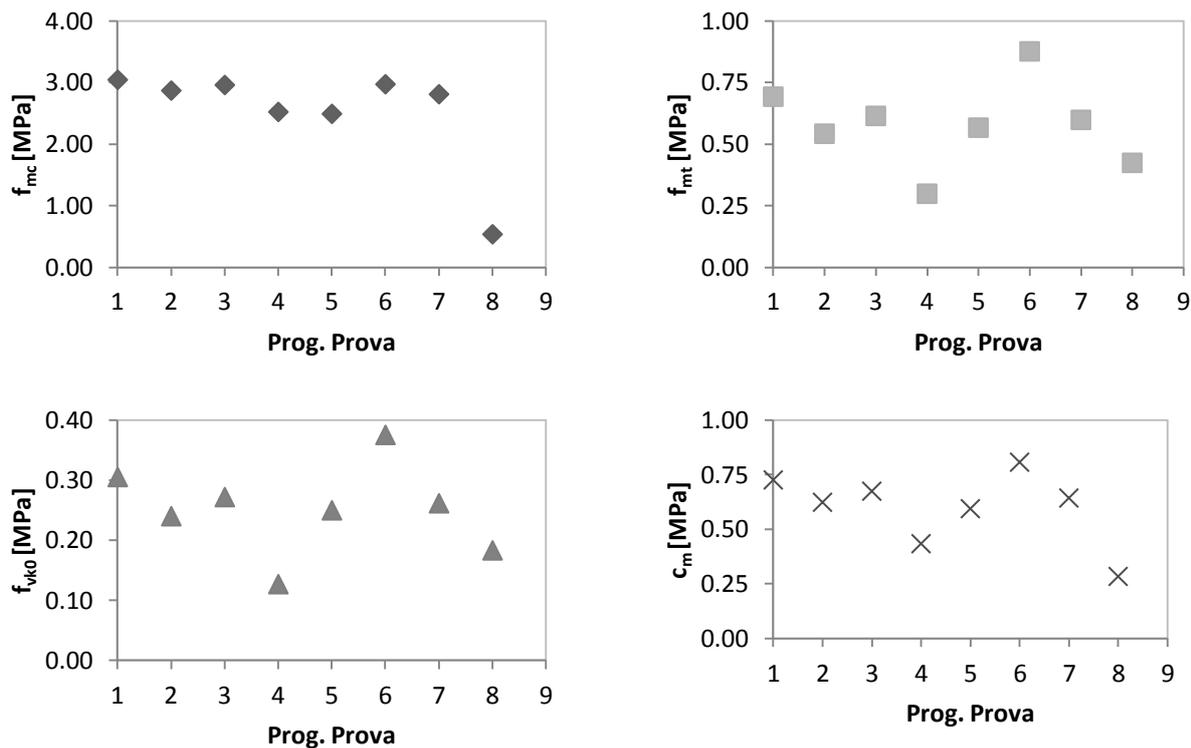


Figura 3.39-Risultati prova di compressione diagonale sui giunti di malta

Il modulo elastico della malta si può valutare come:

$$E_m = c f_{mc} \quad (3.21)$$

dove c può essere assunto circa pari a 1000.

3.2.2 PROVE DI CARATTERIZZAZIONE DEL MATTONE

La prova di compressione è la più comunemente utilizzata delle prove distruttive e consiste nel portare a rottura per schiacciamento, tra i piatti di una pressa rigida, campioni di mattone. In accordo con la procedura definita dalla commissione tecnica del Ministero dei Beni Culturali (Benedetti e Ceccoli, 1998), le prove sono condotte in una cella di carico a controllo di spostamento in modo da cogliere anche il ramo di softening della curva sforzi-deformazioni ottenuta durante tale prova. Le carote di mattone hanno diametro compreso tra i 3-15 cm e devono avere lunghezza almeno doppia del diametro in modo da evitare effetti di confinamento della piastra (Binda et al., 1998). Per evitare tale effetto le estremità dei campioni sono sporcate con polvere di gesso. Si estraggono provini, piuttosto che eseguire prove direttamente sul mattone, proprio perché le dimensioni di

quest'ultimo sono favorevoli al confinamento. In alternativa al carotaggio è possibile tagliare un prisma di mattone con i corretti rapporti dimensionali oppure eseguire la prova su di un mattone centrale, impilato tra altri due. In questo modo i mattoni sotto e sopra risentono del confinamento mentre la misura effettuata su quello centrale non ne risente. Dalla prova di compressione è possibile ricavare l'intero percorso tenso-deformativo (Figura 3.40-(a) cioè il legame costitutivo del materiale in stato monoassiale e di conseguenza, in maniera convenzionale, il modulo elastico E_b (rigidezza secante al 40% del carico di rottura per compressione) oltre che la resistenza a compressione f_{bc} come rapporto tra il carico di rottura e l'area caricata (analogamente alla (3.10)). Se il rapporto dimensionale è proprio 2:1 si può assumere $f_{bc}=f_{ck}$ (f_{ck} è il valore caratteristico di resistenza a compressione su provino cilindrico), se invece il rapporto dimensionale tende a 1:1 (cubo) si può assumere $f_{cb}=R_{ck}$ (resistenza caratteristica a compressione valutata su provino cubico, $f_{ck}=0,83R_{ck}$).



Figura 3.40-(a) Percorso tenso-deformativo σ - ϵ del mattone; (b) percorso σ_v - ϵ_h in prova di compressione (Aprile, Benedetti, Grassucci, 2001)

Lo stato tensionale nel piano di Mohr indotto nel provino da una prova di compressione è riportato in Figura 3.41.

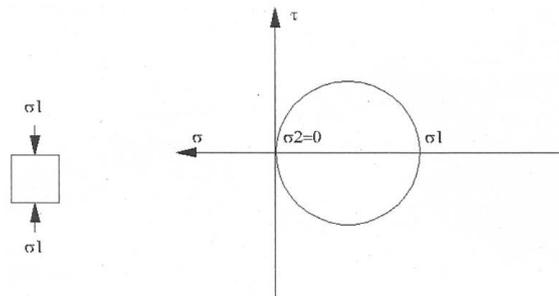


Figura 3.41-Rappresentazione nel piano di Mohr dello stato tensionale indotto nei mattoni durante la prova di compressione

I risultati ottenuti dalla prova di compressione sui mattoni sono riportati in Tabella 3.26 e Figura 3.42.

Prog. prova	ID	Dimensioni provino			Carico di rottura [N]	Resistenza [MPa]	Resistenza media [MPa]	Deviazione standard
		a [mm]	b [mm]	t [mm]				
1	1	50	60	110	69,7	23,23	<u>25,05</u>	4,26
2	1	50	60	110	83,8	27,94		
3	1	50	60	110	78,7	26,24		
4	1	50	60	110	68,4	22,79		
5	2	50	50	110	47,5	19,01	<u>25,1</u>	8,56
6	2	50	50	110	70	28		
7	2	50	50	110	58,3	23,33		
8	2	50	50	110	75,2	30,06		
9	3	55	55	110	92,7	30,65	<u>26,96</u>	5,85
10	3	55	55	110	68,3	22,59		
11	3	55	55	110	85	28,11		
12	3	55	55	110	80,1	26,47		
13	4	55	55	55	90,6	29,94	<u>23,45</u>	7,30
14	4	55	55	55	67,4	22,27		
15	4	55	55	55	64,4	21,28		
16	4	55	55	55	65,2	21,57		
17	4	55	55	55	67,2	22,2		
18	5	55	55	55	58,8	19,44	<u>17,31</u>	2,51
19	5	55	55	55	50,6	16,73		
20	5	55	55	55	51,1	16,88		
21	5	55	55	55	49	16,2		
22	6	55	55	110	25,55	25,55	<u>20,92</u>	6,78
23	6	55	55	110	16,75	16,75		
24	6	55	55	110	22,56	22,56		
25	6	55	55	110	18,8	18,8		

Tabella 3.26-Risultati della prova di compressione su provini di mattone

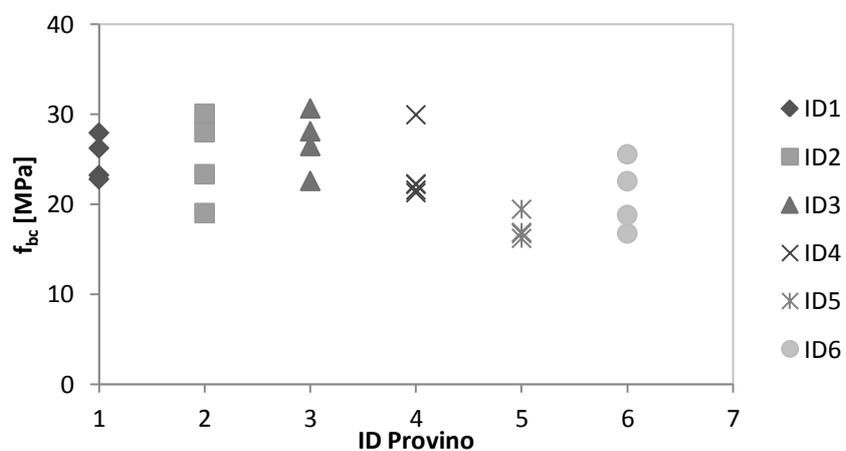


Figura 3.42-Risultati della prova di compressione su provini di mattone

Per investigarne la deformabilità, sul mattone è stata svolta anche una prova con ultrasuoni. La prova ultrasonica è una prova non distruttiva; la strumentazione di prova consiste sempre in un emettitore di ultrasuoni (trasduttore, urto, esplosione... al crescere della distanza a cui si vuole fare la misura) e in un ricevitore (cristallo piezoelettrico, geofono...). Nota la distanza tra emettitore e ricevitore, si misura il tempo di volo che intercorre prima che il segnale emesso arrivi a destinazione. La velocità con cui gli impulsi si propagano è proporzionale alle caratteristiche elastiche e alla densità del mezzo:

$$v_{p,b} = \sqrt{\frac{E_b}{\rho_{mb}}} \quad (3.22)$$

dove:

- $v_{p,b}$ è la velocità di propagazione delle onde soniche nel mezzo, $v_{p,b}=d/t$;
- d è la distanza emettitore-ricevitore;
- t il tempo di volo misurato;
- E_b è il modulo di Young del mattone per l'effettivo stato tensionale (che tiene già conto della non linearità del materiale);
- ρ_{mb} la densità del materiale.

I risultati della prova ad ultrasuoni sono riportati di seguito in Tabella 3.27 e Figura 3.43.

I D	Tempo di volo	Distanz a	Velocità delle onde soniche	Modulo elastico
	[μ s]	[cm]	$v_{up,b}$ [m/s]	E_b [MPa]
1	58,3	13,5	2315,6089	<u>9384</u>
	116,3	28	2407,5666	<u>10144</u>
2	52,8	13	2462,1212	<u>10609</u>
	106,1	28	2639,0198	<u>12188</u>
3	59,3	13	2192,2428	<u>8410</u>
4	69,6	13	1867,8161	<u>6105</u>
5	66,8	13,5	2020,9581	<u>7147</u>
	129,4	28	2163,8331	<u>8194</u>
6	60,5	13,5	2231,4050	<u>8714</u>

Tabella 3.27-Risultati della prova con ultrasuoni

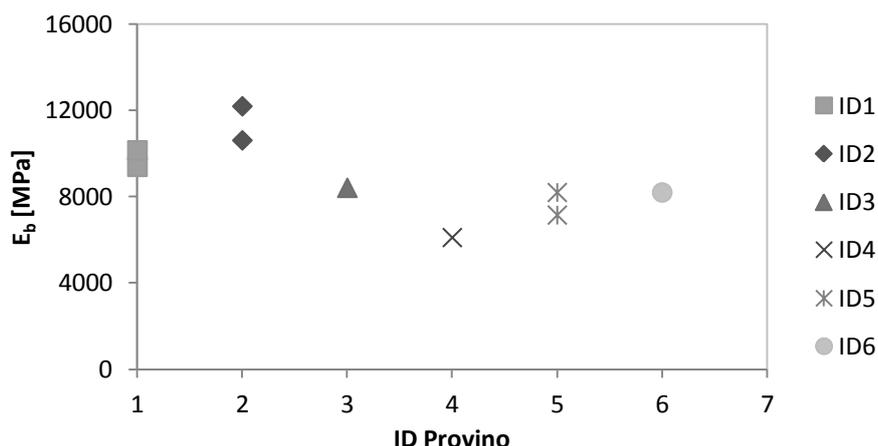


Figura 3.43-Risultati della prova con ultrasuoni

Il modulo elastico del mattone può essere valutato anche sulla base della resistenza a compressione dalla correlazione empirica:

$$E_b = cf_{bc} \quad (3.23)$$

dove c vale 500-800 con i valori di c più piccoli da assumere per murature antiche.

3.2.3 PROVA DI COMPRESSIONE SU MURETTO

Questa prova è di tipo distruttivo e consiste nel portare a rottura il pannello murario compresso tra una coppia di piastre di acciaio sottile. La modalità di svolgimento è a controllo di carico. Il muretto è equipaggiato con trasduttori che misurano le deformazioni sia verticali che orizzontali durante il test. Il risultato è quindi continuo e fornisce la curva sforzi deformazione del materiale (Figura 3.44-a). Sebbene le modalità di prova siano molto semplici, l'esecuzione presenta diversi problemi legati alle imperfezioni ed eterogeneità del provino. Molto spesso infatti sono presenti errori di verticalità e, a causa della ruvidità del mattone, la superficie di carico è lievemente ondulata. Ciò comporta l'azione durante la prova di un momento sconosciuto, variabile lungo l'asse del muretto, e non tutti i rilevatori colgono l'evoluzione delle deformazioni correttamente. Per analizzare i risultati di prova occorre correlare tensione e deformazione locale con il carico medio applicato, tenuto conto della flessione scomponendo lo spostamento ai quattro angoli del

muretto e usandolo per valutare l'eccentricità del carico. In prove di carico a controllo di carico, colonne di muratura ricostruite con i mattoni della volta di San Luca a Bologna (Aprile, Benedetti e Grassucci, 2001) hanno attraversato le fasi:

- I. fino a che il carico applicato non produce la fessurazione dell'elemento, il comportamento della muratura rimane elastico lineare;
- II. le fessure si propagano velocemente sulla mezzeria di tutte e quattro le facce del pannello murario, le fessure attraversano anche i letti di malta;
- III. la fessurazione si stabilizza, la colonna tozza si comporta come spaccata in quattro aste snelle in parallelo di misura approssimativamente $1/4$ della colonna. Bisogna sottolineare che il carico che separa la colonna in 4 aste non è il carico di rottura, infatti la colonna crolla per un carico che è al minimo il 50% in più di quello di fessurazione. Se non avvenisse una redistribuzione degli sforzi, essendo il mattone un materiale fragile, crollerebbe al raggiungimento della prima fessurazione;
- IV. nella parte finale, a causa della distribuzione irregolare del carico causata dalle imperfezioni, lo stato tensionale medio aumenta rapidamente in una delle quattro aste, producendo la fessurazione diffusa di tale asta, il distacco di pezzi di mattone, l'instabilità dell'asta e infine la perdita di equilibrio dell'intera colonna.

Indipendentemente dal fatto che la muratura sia costituita da elementi di dimensioni e tessitura diverse, non considerando gli effetti irreversibili dovuti alla compattazione della malta, il percorso di carico investigato porta il provino a giungere a collasso attraversando le fasi appena esposte (Naraine e Sinha, 1989; Middleton e Prande, 1991). Questo è una sorta di proprietà intrinseca della tecnologia costruttiva della muratura, legata a susseguirsi di fasi di equilibrio tra mattoni e malta adiacenti.

L'interpretazione del comportamento manifestato in prova può essere approssimativamente spiegato considerando il legante tra i vari corsi di mattoni come uno strato elastico delimitato da piatti rigidi. Detto ciò, la riduzione di rigidità all'atto della fessurazione (Figura 3.44-(b), può essere spiegata con la perdita dell'azione della malta verticale passando dalla colonna alle quattro aste ovvero dalla differenza tra la presenza o l'assenza della malta orizzontale nell'equilibrio orizzontale tra malta e mattoni (Pietruszczak e Niu, 1992). Si può osservare come, passando dalla colonna alle quattro aste, il numero di mattoni presente su ogni faccia della colonna o dell'asta è molto diverso. Si può riconoscere quindi come l'aumento di carico seguente alla fessurazione stabilizzata dipende dallo spessore reciproco di malta e mattoni. In seguito sono riportati i risultati del test di compressione su pannello murario (Figura 3.45-3.46; Tabella 3.28-3.29).

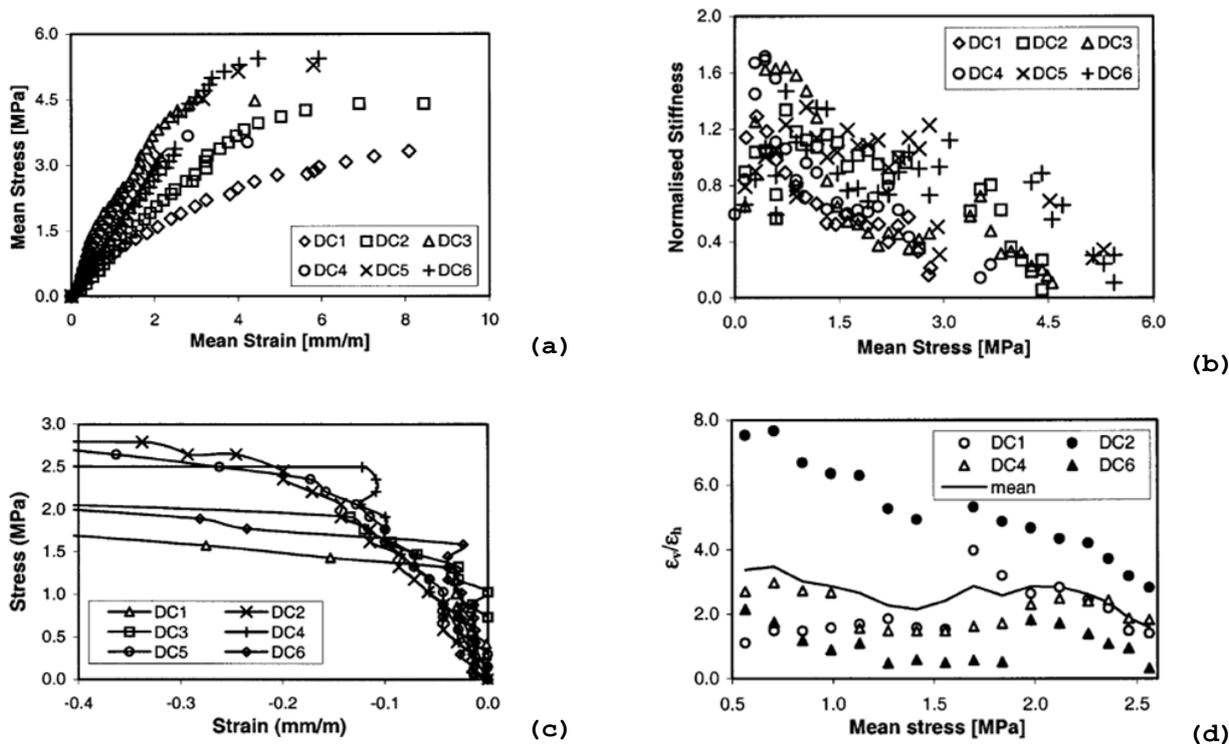


Figura 3.44-(a) Curva sforzi deformazioni (b) rigidezza (c) andamento dello sforzo con la deformazione (d) rapporto tra deformazione verticale e orizzontale durante le prove sulle colonne ricostruite coi mattoni di San Luca, Bologna (Aprile, Benedetti e Grassucci, 2001)

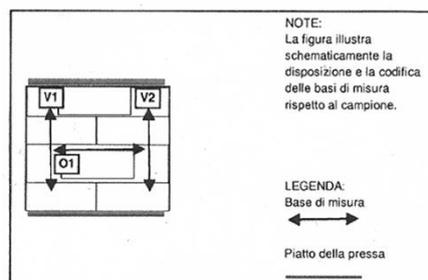


Figura 3.45-Legenda posizionamento delle basi di misura

PROVA DI COMPRESSIONE SUL MURETTO PRELEVATO IN CANTIERE						
Tensione di compressione	V1	V2	O1	O1	media V1-V2	v
[MPa]	[micron/m]	[micron/m]	[micron/m]	[micron/m]	[micron/m]	[-]
0	0	0	0	0	0	0,00
0,27	136	192	-196	196	164	1,20
0,54	216	240	-160	160	228	0,70
0,81	220	312	-288	288	266	1,08
1,08	252	304	-328	328	278	1,18
1,35	308	372	-352	352	340	1,04
0	-12	40	-288	288	14	20,6
0,27	148	212	-216	216	180	1,20
0,54	204	228	-320	320	216	1,48
0,81	224	288	-192	192	256	0,75
1,08	264	312	-104	104	288	0,36
1,35	336	360	-220	220	348	0,63
1,62	384	380	-160	160	382	0,42
1,89	496	380	-168	168	438	0,38
0	36	104	-88	88	70	1,26
1,35	456	404	-160	160	430	0,37
1,89	536	424	-176	176	480	0,37
2,16	632	452	-204	204	542	0,38
2,43	856	424	-108	108	640	0,17
2,7	1104	336	-416	416	720	0,58
2,97	1348	368	-268	268	858	0,31
3,24	1332	324	-664	664	828	0,80

Tabella 3.28-Risultati della prova di compressione sul muretto

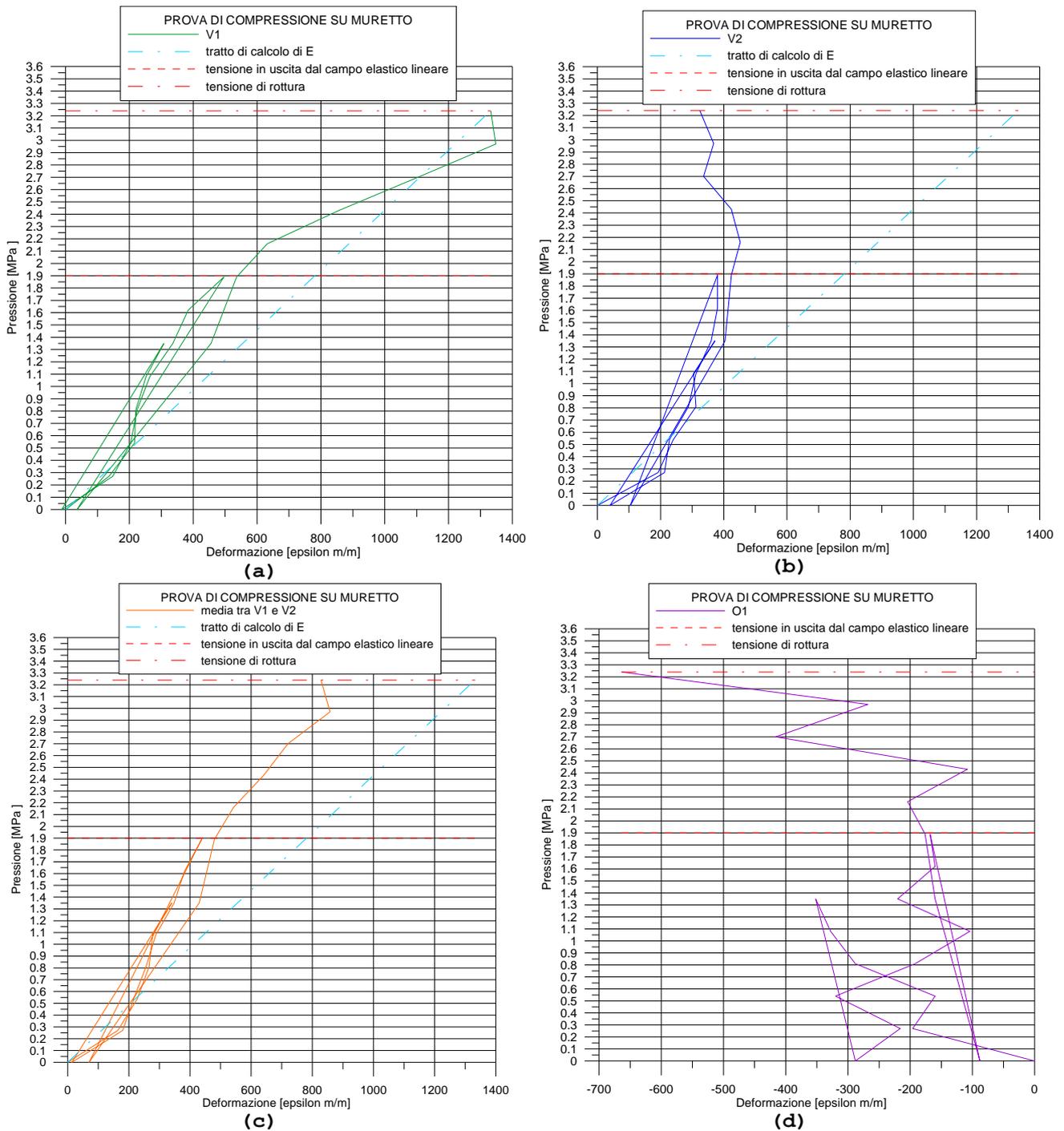


Figura 3.46-Andamento della deformazione (a) verticale V1; (b) verticale V2; (c) verticale media $(V1+V2)/2$; (d) orizzontale durante la prova

La prova di compressione sul pannello murario è stata eseguita al fine di indagare la reale interazione tra malta e muratura; in sintesi le proprietà meccaniche della muratura alla luce della prova risultano:

Dimensioni del provini:	275x330x365 (h)	mm
Tipologia di muratura:	mattoni pieni e malta cementizia	MPa
Tensione di uscita dal campo elastico lineare:	1,89	MPa
Tensione di rottura:	3,24	MPa
Modulo di Young verticale:	3938	MPa
Modulo di Poisson:	0,38	-
Modulo di elasticità tangenziale:	1427	MPa

Tabella 3.29-Caratteristiche meccaniche della muratura

3.2.4 DESCRIZIONE DELLA STAZIONE PORTA DI RENO (FERRARA)

L'edificio originario è stato costruito nel corso degli anni '20, in realtà l'inaugurazione della ferrovia Ferrara-Codigoro avvenne il 28 ottobre 1931, anche se l'esercizio iniziò solo a partire dal 10 gennaio 1932. Durante il secondo conflitto mondiale il fabbricato subì notevoli danni e venne presumibilmente ricostruito tra la fine degli anni '40 e i primi anni '50. L'attuale stazione Porta di Reno (Figura 3.47) è in muratura a pianta rettangolare con partizioni interne abbastanza regolari e corridoio centrale di ripartizione dei servizi, sebbene i locali interni siano stati soggetti a modifiche nel tempo dovute alle mutevoli esigenze dei servizi ferroviari. Attorno agli anni '60 è stato aggiunto al corpo di fabbrica un annesso con servizi di autorimessa sul fronte N-O. Nell'1984 è stato messo in opera il rifacimento del tetto: la struttura lignea è stata sostituita da travetti in calcestruzzo prefabbricati.



Figura 3.47-Prospetto stazione Ferrara Porta Reno

Le dimensioni in pianta sono 43.93 m x 11.66 m (le misure sono da intendersi da interasse a interasse dei muri portanti), dal secondo piano a salire le dimensioni in pianta sono 40.04 x 11.66 m per la mancanza dell'annesso. Nel corso del rilievo della struttura è stata messa in evidenza la presenza di architravi in

c.a. o metallici al di sopra delle aperture e di cordoli di collegamento nei solai (Figura 3.48). Il solaio del secondo piano, così come quello del tetto, sono in latero-cemento, mentre il solaio del sottotetto è in laterizio e profilati metallici (Figura 3.49). Le fondazioni sono costituite da travi rovesce in c.a. al di sotto dei muri perimetrali esterni più lunghi e dei maschi murari dei vani scala (per la scala ricostruita nel 2011 in c.a. è stata aggiunta la rispettiva fondazione sotto la muratura del vano scala). La distribuzione degli elementi resistenti in muratura è regolare e quasi simmetrica, almeno per i muri principali; si riconoscono 11 allineamenti (indicati con i numeri 1-11 in Figura 3.50-3.51) nella direzione del lato corto e 6 (indicati con le lettere A-G in Figura 3.50-3.51) sul lato lungo. In Figura 3.50-3.51 sono riportate le piante in cui sono indicate anche le modifiche rispetto all'assetto originale messe in opera dallo studio associato Benedetti and Partners durante l'adeguamento sismico del 2011. La stazione è dotata di due vani scala: il primo ospita una scala esistente. La seconda scala è stata ricostruita nel 2011 in c.a in sostituzione ad una vecchia scala metallica aggiunta nel corso degli anni al fabbricato originale.



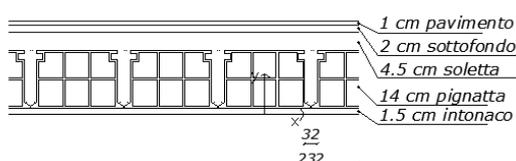
(a)



(b)

Figura 3.48- (a) presenza di architravi sopra le aperture e (b) cordoli nei solai

SOLAIO primo piano e tetto



SOLAIO sottotetto

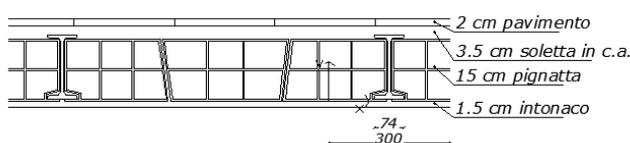


Figura 3.49-Sezioni solai

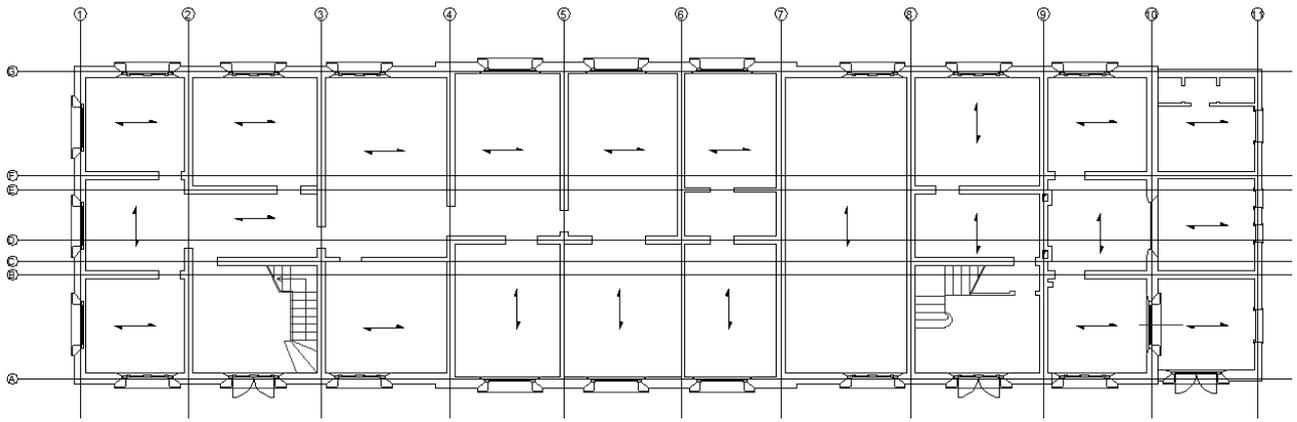


Figura 3.50-Pianta piano terra-solaio piano primo

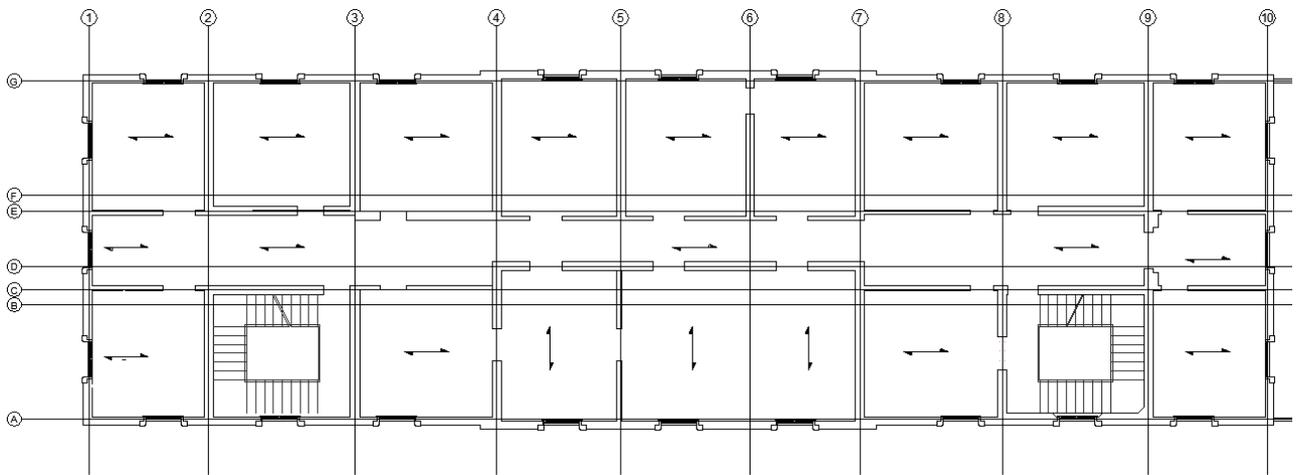


Figura 3.51-Pianta piano primo-solaio piano secondo

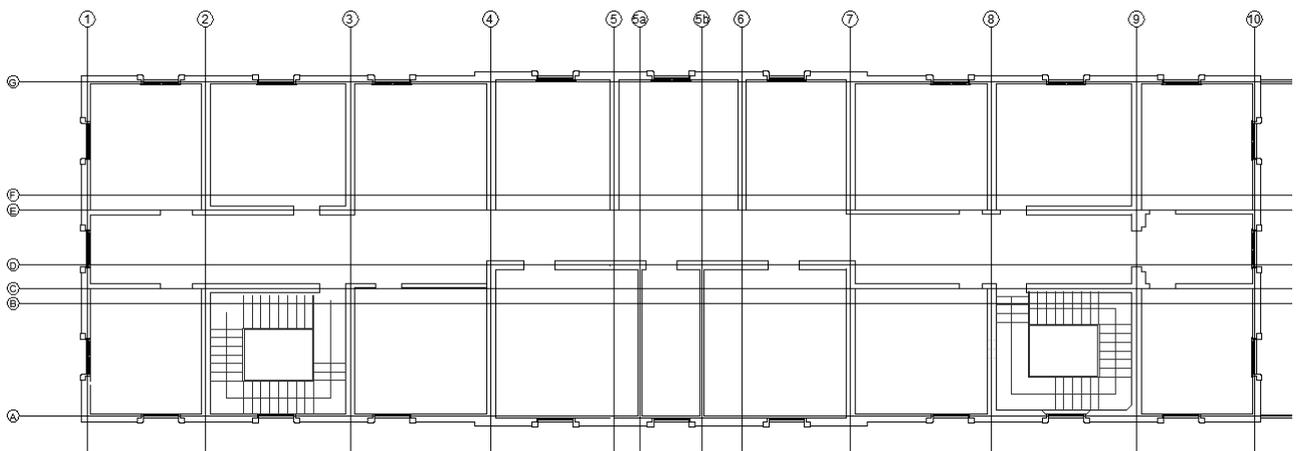


Figura 3.52-Pianta piano secondo-solaio sottotetto

4. IL CODICE DI CALCOLO PLAXIS 3D

Plaxis 3D è un codice di calcolo agli elementi finiti principalmente geotecnico, ma che offre anche la possibilità nella modalità *Structures* di modellare un'ampia varietà di elementi strutturali: *Node-to-node anchor, Beam, Plate, Pile*... Si presta quindi anche a svolgere analisi di tipo accoppiato di interazione terreno-struttura.

4.1 IL METODO AGLI ELEMENTI FINITI (FEM)

Il metodo agli elementi finiti (FEM) è un metodo numerico per risolvere equazioni differenziali. Il FEM può essere sintetizzato nei seguenti passi:

1. Formulazione (forte) del problema;
2. Passaggio alla formulazione debole;
3. Discretizzazione del continuo (con elementi lineari, di superficie o di volume) e approssimazione su di esso della funzione incognita;
4. Scelta di una funzione peso (i vari metodi di soluzione si distinguono per la scelta della funzione peso) impiegata per il passaggio alla formulazione debole;
5. Definizione della rigidità di ciascun elemento: in questa fase per ogni elemento viene scritta la condizione di equilibrio e vengono utilizzate le proprietà del materiale (legame costitutivo);
6. Imposizione della compatibilità poiché gli elementi sono tra loro connessi;
7. Imposizione dell'equilibrio all'intero sistema (equilibrio nodale);
8. Utilizzando i punti 6. e 7. si assembla la matrice di rigidità dell'intero sistema;
9. Per poter risolvere il problema si applicano le condizioni al contorno;
10. Risoluzione del sistema.

Nel più semplice caso monodimensionale un'equazione differenziale si può scrivere in forma generale come:

$$\underline{L}u + \underline{g} = \underline{0} \quad a \leq x \leq b \quad (4.1)$$

Dove \underline{L} (vettore) è un operatore differenziale, $\underline{u}(x)$ (vettore) la funzione incognita e $\underline{g}(x)$ (vettore) una funzione nota sul campo di definizione $a \leq x \leq b$. La (4.1) rappresenta la formulazione forte del problema. Moltiplicando la (4.1) per una generica funzione peso $v(x)$ (scalare) e integrando sulla regione di pertinenza:

$$\int_a^b v(\underline{L}u + \underline{g}) dx = \underline{0} \quad (4.2)$$

La funzione peso $v(x)$ deve essere in generale derivabile quanto serve. Si dimostra facilmente che la (4.1) e (4.2) sono equivalenti: essendo $v(x)$ arbitraria la si può assumere pari a $\underline{L}u + \underline{g}$, allora si avrà un termine quadratico sotto integrale e l'uguaglianza a zero sarà possibile solo se vale la (4.1). Occorre sottolineare che la (4.2) non è ancora una formulazione debole del problema in quanto occorre integrare per parti. La formulazione debole rispetto alla forte permette di abbassare di un grado la derivabilità della funzione incognita introducendo una funzione che deve essere derivata una sola volta; inoltre rimane invariata in presenza di discontinuità mentre la formulazione forte necessita di ulteriori condizioni. Ricercando una soluzione approssimata per l'incognita $\underline{u}(x)$ la si può assumere con la forma seguente, che si assume rispetti le condizioni al contorno (se di II grado) $u(x=a)=u_a$ e $u(x=b)=u_b$:

$$\underline{u}^{app} = \underline{\psi} \underline{a} \quad (4.3)$$

Dove $\underline{a}=[a_1 \ a_2 \dots a_n]$ sono i valori (incogniti) assunti dalla funzione negli n nodi di discretizzazione del dominio e le $\underline{\psi}(x)=[\psi(x)_1 \ \psi(x)_2 \dots \psi(x)_n]$ sono dette funzioni di forma (note). Facendo uso della (4.3) la (4.1) diventa:

$$\underline{L}u^{app} + \underline{g} = \underline{e} \quad (4.4)$$

Dove $\underline{e}(x)$ è la misura dell'errore che si commette approssimando la soluzione. La (4.2) può essere riscritta come:

$$\int_a^b v(\underline{Lu}^{app} + \underline{g}) dx = \underline{0} \rightarrow \int_a^b v \underline{e} dx = \underline{0} \quad (4.5)$$

La (4.5) esprime l'ortogonalità tra le funzioni $v(x)$ ed $\underline{e}(x)$. La funzione peso è arbitraria pertanto può essere rappresentata come prodotto di un vettore $\underline{V}=[V_1 V_2 \dots V_n]$ di funzioni di x note e un vettore $\underline{c}=[c_1 c_2 \dots c_n]$ di parametri arbitrari incogniti non dipendenti da x :

$$v = \underline{V} \cdot \underline{c} \quad (4.6)$$

$v(x)$ è un numero e pertanto $v(x) = v^T(x)$; allora la (4.5) diventa:

$$\underline{c}^T \int_a^b \underline{V}^T \underline{e} dx = \underline{0} \quad (4.7)$$

Ed essendo \underline{c} arbitrario si semplifica:

$$\int_a^b \underline{V}^T \underline{e} dx = \underline{0} \quad (4.8)$$

\underline{V}^T ha dimensioni $n \times 1$; il sistema ha quindi n equazioni. Ricordando dalla (4.3) e (4.4) si ha:

$$\underline{e} = \underline{L}(\underline{\psi} \underline{a}) + \underline{g} \quad (4.9)$$

ed essendo \underline{a} indipendente dalla regione di integrazione:

$$\underline{e} = \underline{L}(\underline{\psi}) \underline{a} + \underline{g} \quad (4.10)$$

dove $\underline{L}(\underline{\psi})$ è il vettore $1 \times n$ $\underline{L}(\underline{\psi}) = [L(\underline{\psi})_1 L(\underline{\psi})_2 \dots L(\underline{\psi})_n]$ che sostituito nella (4.8) fornisce:

$$\left(\int_a^b \underline{V}^T \underline{L}(\underline{\psi}) dx \right) \underline{a} = \int_a^b \underline{V}^T \underline{g} dx \quad (4.11)$$

Posti:

$$\mathbf{K} = \left(\int_a^b \underline{V}^T \underline{L}(\underline{\psi}) dx \right) \quad (4.12)$$

$$\underline{f} = \int_a^b \underline{V}^T \underline{g} dx \quad (4.13)$$

\mathbf{K} è la matrice $n \times n$ delle rigidezze e \underline{f} il vettore dei termini noti. In definitiva si ottiene:

$$\underbrace{\begin{vmatrix} \int_a^b V_1 L(\psi_1) dx & \dots & \int_a^b V_1 L(\psi_n) dx \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \int_a^b V_n L(\psi_1) dx & \dots & \int_a^b V_n L(\psi_n) dx \end{vmatrix}}_K \underbrace{\begin{matrix} a_1 \\ \vdots \\ a_n \\ \underline{a} \end{matrix}} = \underbrace{\begin{vmatrix} \int_a^b V_1 g dx \\ \vdots \\ \int_a^b V_n g dx \end{vmatrix}}_f \quad (4.14)$$

che rappresenta un sistema lineare facilmente risolvibile da cui si ricavano i valori nei nodi \underline{a} e la soluzione approssimata $\underline{u}(x)$. Con il metodo di Galerkin si pone:

$$v_i = \psi_i \quad (4.15)$$

si assume cioè come funzione peso $v(x)$ la stessa impiegata per approssimare la soluzione $u(x)$ sul continuo; ciò comporta che il vettore delle funzioni di forma $\underline{\psi}(x)$ sia ortogonale a quello dei residui $\underline{e}(x)$. Quanto detto vale nello specifico nel caso di problema monodimensionale ma rimane concettualmente identico anche per problemi bidimensionali e tridimensionali.

4.1.2 EQUAZIONI CHE GOVERNANO IL PROBLEMA

La teoria della deformazione di un corpo rigido è comunemente studiata nell'ambito della meccanica del continuo con l'ipotesi che la deformazione sia piccola in modo tale da poter scrivere l'equilibrio nella configurazione indeformata; il metodo utilizzato è il metodo degli spostamenti (poiché le incognite sono gli spostamenti). In forma matriciale l'equilibrio di un generico volume di terreno assume la forma:

$$L^T \underline{\sigma} + \underline{b} = \underline{0} \quad (4.16)$$

In forma estesa:

$$\underbrace{\begin{vmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{vmatrix}}_{L^T} \underbrace{\begin{matrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{yz} \end{matrix}}_{\underline{\sigma}} + \underbrace{\begin{matrix} F_x \\ F_y \\ F_z \end{matrix}}_{\underline{b}} = \underline{0} \quad (4.17)$$

La (4.16) mette in relazione le derivate spaziali delle sei componenti di sforzo contenute nel vettore $\underline{\sigma}$ con le tre componenti del vettore delle forze esterne rappresentate nel vettore \underline{b} . \mathbf{L}^T è l'operatore differenziale. Oltre all'equilibrio, la deformazione del corpo deve rispettare la congruenza, il che significa che non ci devono essere lacerazioni e/o compenetrazioni; la relazione cinematica che esprime le sei componenti di deformazione del vettore $\underline{\varepsilon}$ in termini di derivate del vettore spostamento \underline{u} utilizzando l'operatore differenziale \mathbf{L} è:

$$\underline{\varepsilon} = \mathbf{L}\underline{u} \quad (4.18)$$

$$\underbrace{\begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yz} \end{pmatrix}}_{\underline{\varepsilon}} = \underbrace{\begin{pmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \end{pmatrix}}_{\mathbf{L}} \underbrace{\begin{pmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \end{pmatrix}}_{\underline{u}} \quad (4.19)$$

All'equilibrio e alla congruenza deve essere aggiunto il legame costitutivo del materiale che esprime la relazione tra sforzi e deformazioni. La relazione generale può essere scritta:

$$\underline{\dot{\sigma}} = \mathbf{M}\underline{\dot{\varepsilon}} \quad (4.20)$$

Dove $\underline{\dot{\sigma}}$ e $\underline{\dot{\varepsilon}}$ sono rispettivamente i vettori incremento di sforzo e deformazione e \mathbf{M} la matrice costitutiva, nel caso di legame elastico-lineare $\mathbf{M}=\mathbf{c}^e$ è esplicitata dalla (5.19) (in questo studio si utilizza sempre una legge costitutiva di tipo lineare-elastico). La combinazione della (4.16), (4.18) e (4.20) conduce ad un sistema del secondo ordine alle derivate parziali nelle incognite di spostamento \underline{u} che descrive il problema della statica di un corpo rigido nell'ipotesi di piccoli spostamenti. Tale sistema è implementato nel codice di calcolo Plaxis 3D e risolto con il FEM. Come già detto una caratteristica di tale metodo è che le equazioni differenziali sono preliminarmente riscritte in una

forma equivalente detta formulazione debole: la formulazione debole si ottiene a partire dalla formulazione forte del problema moltiplicata per una funzione arbitraria chiamata funzione peso e integrata nella regione di pertinenza; per il caso in esame in accordo con il principio di Galerkin:

$$\int_V \delta \underline{u}^T (\underline{L}^T \underline{\sigma} + \underline{b}) dV = 0 \quad (4.21)$$

dove $\delta \underline{u}$ rappresenta una variazione di spostamento ammissibile, $\delta \underline{u}$ è la funzione peso arbitraria che deve essere derivabile quanto serve. Il volume di integrazione è quello del continuo V . La (4.21) non è ancora una formulazione debole del problema in quanto deve essere introdotta una integrazione per parti, allora integrando per parti e applicando il teorema di Green si ottiene:

$$\int_V \delta \underline{\varepsilon}^T \underline{\sigma} dV = \int_V \delta \underline{u}^T \underline{b} dV + \int_S \delta \underline{u}^T \underline{t} dS \quad (4.22)$$

Dove \underline{t} è il vettore che contiene i tre coseni direttori della normale alla superficie che racchiude il volume di integrazione S . La (4.22) rappresenta la formulazione debole del problema. Nel codice di calcolo Plaxis 3D, in accordo con il FEM, il continuo viene diviso in elementi (di volume, superficie o lineari) definiti dai nodi, ciascun nodo ha tanti gradi di libertà quante sono le incognite del problema, in questo caso le tre componenti di spostamento u_x, u_y, u_z . La soluzione del problema è poi ottenuta in tutti i punti del continuo come approssimazione a partire dai valori esatti della soluzione calcolati nei nodi \underline{v} utilizzando le funzioni di forma contenute nella matrice \mathbf{N} :

$$\underline{u} = \mathbf{N} \underline{v} \quad (4.23)$$

La funzione di forma N_i ha la proprietà di assumere valore unitario nel nodo i e 0 in tutti gli altri nodi. Sostituendo la (4.23) nella (4.18) si ottiene:

$$\underline{\varepsilon} = \mathbf{L} \mathbf{N} \underline{v} = \mathbf{B} \underline{v} \quad (4.24)$$

Dove \mathbf{B} è la matrice di interpolazione della deformazione, che contiene le derivate delle funzioni di forma.

4.1.3 FUNZIONI DI FORMA

Per la discretizzazione nel codice di calcolo Plaxis 3D del caso di studio si è fatto uso di elementi finiti di volume tetraedrici a 10 nodi per il terreno e per la struttura nella modellazione "alla Mohr-Coulomb", e di elementi strutturali bidimensionali triangolari a 6 nodi per discretizzare la struttura nel caso di schematizzazione come "piastra elastica".

Il programma Plaxis 3D utilizza come elementi bidimensionali solo quelli triangolari. L'elemento triangolare a 6 nodi fornisce una interpolazione degli spostamenti del secondo ordine; per un elemento triangolare ci sono due coordinate locali ξ, η e in aggiunta per scrivere le funzioni di forma (Figura 4.1) ricorriamo alla coordinata ausiliaria ζ :

$$\begin{aligned}
 N_1 &= \zeta(2\zeta - 1) \\
 N_2 &= \xi(2\xi - 1) \\
 N_3 &= \eta(2\eta - 1) \\
 N_4 &= 4\zeta\xi \\
 N_5 &= 4\xi\eta \\
 N_6 &= 4\eta\zeta
 \end{aligned}
 \tag{4.25}$$

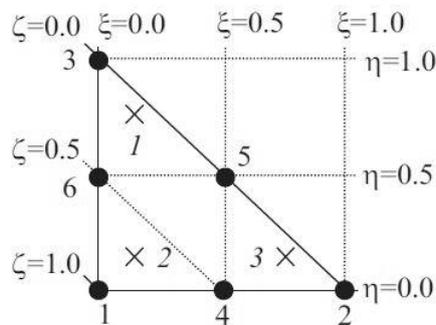


Figura 4.1-Numerazione locale e posizionamento dei nodi (·) e punti di integrazione (x) per l'elemento triangolare a 6 nodi (Plaxis Scientific Manual)

Gli elementi strutturali *Plate* implementati in Plaxis 3D sono basati sull'elemento triangolare a 6 nodi appena descritto ma con alcune differenze: invece dei soli tre gradi di libertà traslazionali per ogni nodo (u_x, u_y, u_z) ne hanno sei, si aggiungono cioè i tre gradi di libertà rotazionali ($\varphi_x, \varphi_y, \varphi_z$). Tali elementi sono direttamente integrati sulla propria area con integrazione numerica utilizzando tre punti di Gauss (Figura 4.2).

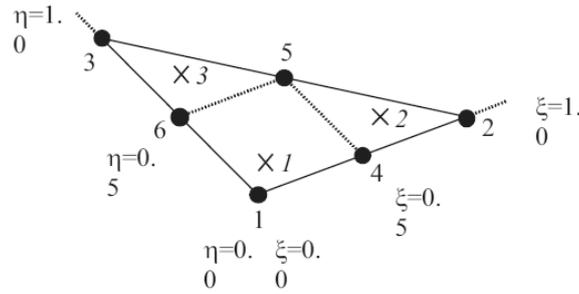


Figura 4.2-Numerazione locale e posizionamento dei nodi (·) e punti di integrazione (x) per l'elemento Plate triangolare a 6 nodi (Plaxis Scientific Manual)

L'integrazione numerica di Gauss per un'area può essere formulata come:

$$\iint F(\xi, \eta) d\xi d\eta \approx \sum_{i=1}^k F(\xi_i, \eta_i) w_i \quad (4.26)$$

La posizione e il peso dei tre punti di integrazione dell'elemento strutturale Plate triangolare a 6 nodi sono riportati in Tabella 4.1.

Punto	ξ_i	η_i	w_i
1	1/6	2/3	1/3
2	1/6	1/6	1/3
3	2/3	1/6	1/3

Tabella 4.1-Posizionamento dei nodi e peso dei punti di integrazione per l'elemento Plate triangolare a 6 nodi (Plaxis Scientific Manual)

Il terreno è discretizzato invece mediante elementi di volume tetraedrici a 10 nodi per i quali si assume un sistema di tre coordinate locali $\xi, \eta, \text{ e } \zeta$ e le funzioni di forma diventano (Figura 4.3):

$$\begin{aligned}
 N_1 &= (1 - \xi - \eta - \zeta)(1 - 2\xi - 2\eta - 2\zeta) \\
 N_2 &= \zeta(2\zeta - 1) \\
 N_3 &= \xi(2\xi - 1) \\
 N_4 &= \eta(2\eta - 1) \\
 N_5 &= 4\zeta(1 - \xi - \eta - \zeta) \\
 N_6 &= 4\xi\zeta \\
 N_7 &= 4\xi(1 - \xi - \eta - \zeta) \\
 N_8 &= 4\eta(1 - \xi - \eta - \zeta) \\
 N_9 &= 4\eta\zeta \\
 N_{10} &= 4\xi\eta
 \end{aligned} \quad (4.27)$$

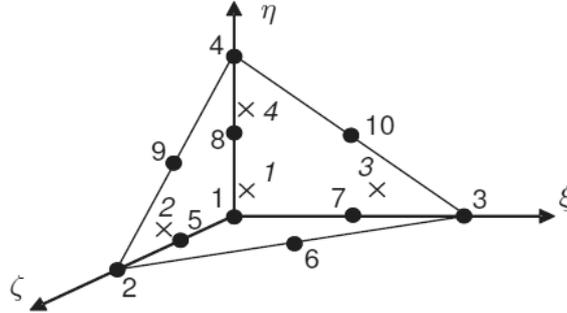


Figura 4.3-Numerazione locale e posizionamento dei nodi (·) e punti di integrazione (x) per l'elemento tetraedrico a 10 nodi (Plaxis Scientific Manual)
 L'integrazione numerica di Gauss per un volume può essere formulata come:

$$\iiint F(\xi, \eta, \zeta) d\xi d\eta d\zeta \approx \sum_{i=1}^k F(\xi_i, \eta_i, \zeta_i) w_i \quad (4.28)$$

La posizione e il peso dei punti di integrazione dell'elemento tetraedrico a 10 nodi sono riportati in Tabella 4.2.

Punto	ξ_i	η_i	ζ_i	w_i
1	$1/4 - 1/20\sqrt{5}$	$1/4 - 1/20\sqrt{5}$	$1/4 - 1/20\sqrt{5}$	1/24
2	$1/4 - 1/20\sqrt{5}$	$1/4 - 1/20\sqrt{5}$	$1/4 + 3/20\sqrt{5}$	1/24
3	$1/4 + 3/20\sqrt{5}$	$1/4 - 1/20\sqrt{5}$	$1/4 - 1/20\sqrt{5}$	1/24
4	$1/4 - 1/20\sqrt{5}$	$1/4 + 3/20\sqrt{5}$	$1/4 - 1/20\sqrt{5}$	1/24

Tabella 4.2-Posizionamento dei nodi e peso dei punti di integrazione per l'elemento tetraedrico a 10 nodi (Plaxis Scientific Manual)

L'elemento tetraedrico a 10 nodi ha tre gradi di libertà per ogni nodo: gli spostamenti u_x , u_y , u_z . La matrice delle funzioni di forma nella (4.23) assume quindi la forma:

$$\mathbf{N}_i = \begin{bmatrix} N_i & 0 & 0 \\ 0 & N_i & 0 \\ 0 & 0 & N_i \end{bmatrix} \quad (4.29)$$

E il vettore degli spostamenti nodali nel nodo i invece risulta:

$$\underline{v}_i = [v_{ix} \quad v_{iy} \quad v_{iz}]^T \quad (4.30)$$

Per calcolare, a partire dagli spostamenti \underline{u} , le deformazioni $\underline{\epsilon}$ secondo la (4.24) è necessario valutare le derivate delle funzioni di forma nel sistema globale x, y, z ; sempre per l' i -esimo nodo:

$$\mathbf{B}_i = \begin{vmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} & \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial x} \end{vmatrix} \quad (4.31)$$

Ma le funzioni di forma sono calcolate nel sistema locale all'elemento ξ, η, ζ . La relazione tra le derivate nel sistema locale e globale coinvolge lo Jacobiano:

$$\begin{vmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial z}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} & \frac{\partial z}{\partial \eta} \\ \frac{\partial x}{\partial \zeta} & \frac{\partial y}{\partial \zeta} & \frac{\partial z}{\partial \zeta} \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{vmatrix} = \mathbf{J} \begin{vmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{vmatrix} \rightarrow \begin{vmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{vmatrix} = \mathbf{J}^{-1} \begin{vmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \end{vmatrix} \quad (4.32)$$

Le derivate nel sistema locale si calcolano facilmente dalle (4.27) dal momento che le funzioni di forma sono espresse nel sistema di riferimento locale. Le componenti dello Jacobiano invece si ottengono dalla differenza delle coordinate nodali. Le componenti di deformazione cartesiane si possono scrivere sommando il contributo di tutti i nodi:

$$\begin{vmatrix} \epsilon_{xx} \\ \epsilon_{yy} \\ \epsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{vmatrix} = \sum_i \mathbf{B}_i \begin{vmatrix} v_{ix} \\ v_{iy} \\ v_{iz} \end{vmatrix} \quad (4.33)$$

4.2 GENERALITA' SUL PROGRAMMA

Il programma Plaxis 3D si compone di due sotto-programmi:

- Plaxis 3D Input che consente di definire il modello dal punto di vista geometrico e di assegnare i materiali (*Soil* e *Structures Mode*), di creare la mesh (*Mesh*) e definire le fasi di calcolo (*Staged Construction*);

- Plaxis 3D Output che permette di visualizzare i risultati.

Il programma utilizza un sistema di coordinate cartesiane mostrato in Figura 4.4. In tutti i risultati le forze e gli stati di compressione sono di segno negativo mentre le forze e gli stati di trazione hanno segno positivo.

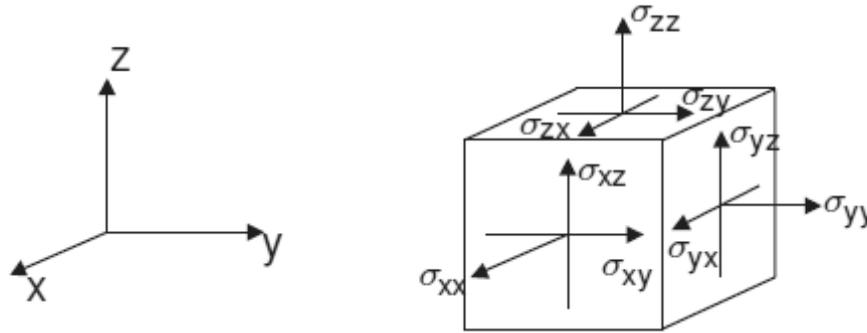


Figura 4.4-Sistema di coordinate e convenzioni sui segni delle componenti di tensione (Plaxis Reference Manual)

Preliminarmente il codice di calcolo richiede di definire le dimensioni del problema introducendo i valori x_{min} , x_{max} , y_{min} , y_{max} . A partire dalle dimensioni del modello e in funzione del grado di rifinitura della mesh scelto dall'utente il codice di calcolo Plaxis 3D genera la mesh discretizzando il modello sulla base del parametro l_e che rappresenta la dimensione media degli elementi:

$$l_e = \frac{r_e}{20} \sqrt{(x_{max} - x_{min})^2 + (y_{max} - y_{min})^2 + (z_{max} - z_{min})^2} \quad (4.34)$$

Il parametro r_e dipende dal tipo di mesh e assume valore pari a 2, 1.5, 1, 0.7 e 0.5 rispettivamente per mesh *Very coarse*, *Coarse*, *Large*, *Medium*, *Fine* o *Very fine*. Laddove sia richiesta una maggior accuratezza della mesh è possibile infittirla localmente modificando il *Fineness Factor* che di default vale 1 per gli elementi di terreno e 0.5 per quelli strutturali ma può assumere valori compresi tra 0.0625 e 8 (si precisa che un *Fineness Factor* maggiore dell'unità peggiora la discretizzazione).

La stratigrafia del terreno viene definita nella modalità *Soil* attraverso la definizione di uno o più strati (*Boreholes*) (Figura 4.5-(a) a cui si attribuiscono una quota iniziale e una finale, le caratteristiche del materiale di e le condizioni idrauliche (*Water Conditions*)).

Nella modalità *Initial Conditions* lo stato tensionale litostatico viene automaticamente inizializzato a partire dal valore del coefficiente di spinta a riposo K_0 assegnato nella *Material Sets*. Se la modalità è lasciata del tipo *Automatic* il coefficiente di spinta a riposo K_0 è ricavato dalla ben nota formula di Jaki a partire dall'angolo di resistenza a taglio efficace del materiale, ma è possibile definire anche manualmente un valore diverso di tale coefficiente.

La libreria Plaxis contiene numerosi modelli di calcolo da poter impiegare per il terreno: dal più semplice Mohr-Coulomb fino a modelli evoluti come appunto l'HSsmall impiegato in questo studio (Figura 4.5-(b)). Per gli elementi strutturali, invece, è ammesso solo il comportamento elastico-lineare, isotropo o al più anisotropo e inoltre il programma non fornisce le deformazioni ma solo gli spostamenti (traslazioni e rotazioni). Per tale motivo si è scelto in un secondo momento di modellare anche la struttura con elementi di volume in modo da poterle attribuire un comportamento alla Mohr-Coulomb, con opportuni valori dei parametri del modello e valutare le deformazioni.

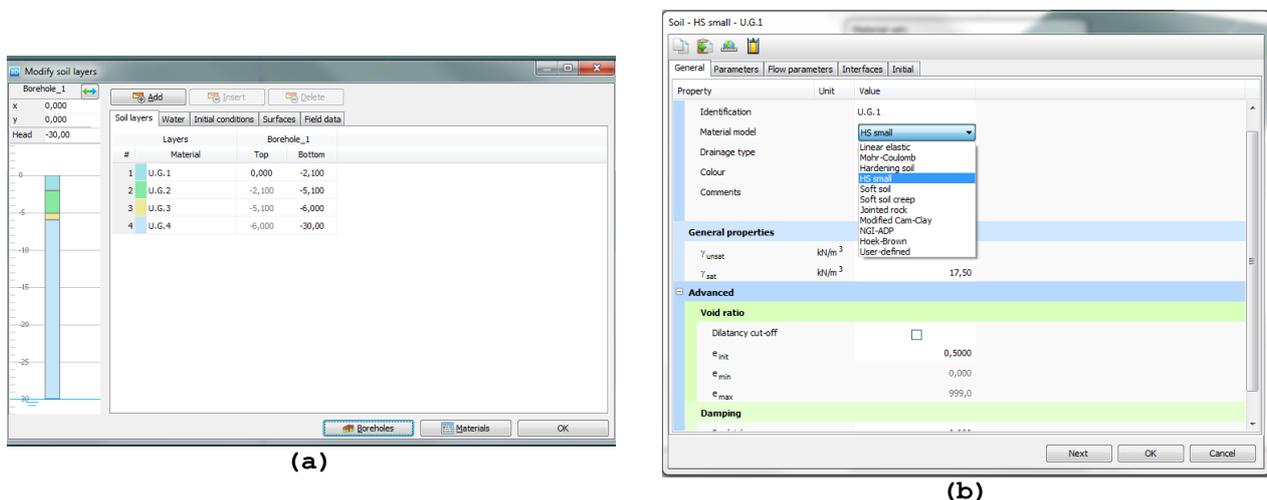


Figura 4.5-(a) Strumento Boreholes; (b) Strumento Material Sets

Le condizioni idrauliche possono essere definite nella modalità *Water Conditions* del programma: è possibile generare la pressione dell'acqua assegnando il livello di falda oppure interpolando a partire dalla pressione degli strati adiacenti, se il *Global Water*

Level viene selezionato come *Dry* la pressione dell'acqua viene rimossa.

L'elemento tridimensionale presente nel programma è il *Volumes*, il terreno è automaticamente discretizzato in elementi di questo tipo per cui il sistema di riferimento è quello in Figura 4.4. Al *Volumes* possono essere attribuiti tutti i modelli costitutivi disponibili per i terreni. L'elemento bidimensionale implementato in Plaxis è la *Surfaces*, definito mediante l'inserimento di almeno tre punti di bordo. Per questi elementi è immediatamente definito un sistema di riferimento locale 0123 con primo e secondo asse nel (12) piano dell'elemento e terzo (3) asse ortogonale. All'elemento *Surfaces* possono essere attribuiti carichi, contrazioni e superfici drenanti... Dalla *Surfaces* può essere generato l'elemento strutturale bidimensionale *Plate*, utilizzato per modellare muratura, scale, fondazioni... a cui è possibile assegnare un comportamento elastico-lineare. I *Plates* sono discretizzati con elementi triangolari a 6 nodi con sei gradi di libertà in ogni nodo (tre alla traslazione e tre alla rotazione). Nel rispetto della teoria di Mindlin tali elementi sono deformabili a flessione e taglio, in aggiunta l'elemento può subire variazioni di lunghezza se soggetto a forze assiali (comportamento membranale). Nel complesso, dunque, il *Plate* ha comportamento a piastra elastico-lineare, isotropo o anisotropo, a cui si possono assegnare le seguenti caratteristiche (Figura 4.6):

- d : spessore equivalente della sezione trasversale;
- γ : peso dell'unità di volume;
- E_1 è il modulo di Young nella direzione dell'asse locale 1;
- E_2 è il modulo di Young nella direzione dell'asse locale 2;
- G_{12} è il modulo di elasticità tangenziale nel piano dell'elemento;
- G_{13} è il modulo di elasticità tangenziale fuori dal piano dell'elemento, correlato alle deformazioni di taglio lungo la direzione locale 1;

- G_{23} è il modulo di elasticità tangenziale fuori dal piano dell'elemento, correlato alle deformazioni di taglio lungo la direzione locale 3;
- ν_{12} è il coefficiente di Poisson.

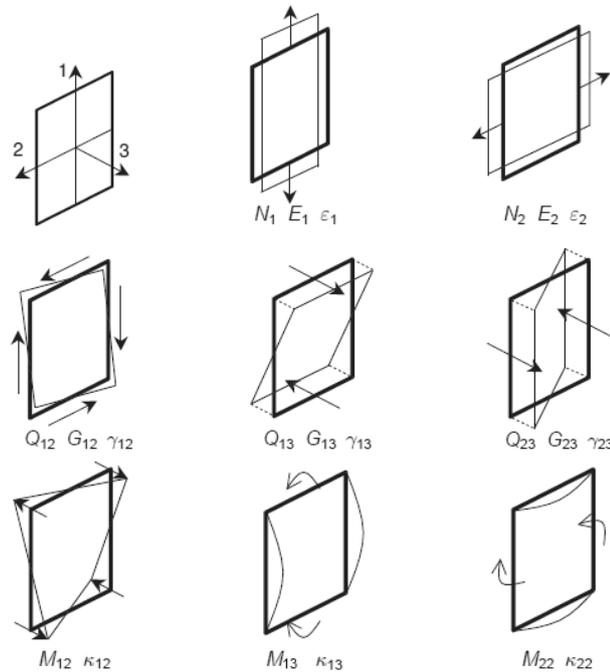


Figura 4.6-Definizione delle rigidità normali, flessionali e a taglio dell'elemento Plate (Plaxis Reference Manual)

Definita la geometria, assegnati i materiali e generata la mesh si passa alla definizione delle fasi di calcolo nella *Staged Construction* che ha carattere specifico in relazione al problema studiato; in generale è possibile attivare o disattivare elementi, carichi, e condizioni (contrazioni, condizioni idrauliche, materiali...) precedentemente definite nella *Soils* e *Structures Mode*.

5. IL MODELLO NUMERICO

La modellazione del caso di studio è stata eseguita in Plaxis 3D, in cui si dispone di numerosi modelli costitutivi per i terreni; ciò rende il programma particolarmente appropriato a studi geotecnici. Il programma possiede, inoltre, una modalità *Structures* in cui è possibile definire elementi strutturali e si presta, pertanto, ad analisi di interazione terreno-struttura.

5.1 IL MODELLO COSTITUTIVO PER IL TERRENO: HARDENING SOIL MODEL WITH SMALL STRAIN STIFFNESS

L'Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness (HSsmall), rappresenta l'evoluzione dell'Hardening Soil Model (HS) proposto da Schanz et al. (1999) e consente di descrivere il comportamento paraelastico ed isteretico del terreno che è non lineare già per bassi livelli deformativi. Tale modello tiene conto della grande rigidezza dei terreni alle piccole deformazioni dipendente dallo stato tensionale, della variazione di rigidezza con il livello deformativo e dell'accumulo di deformazioni plastiche già alle prime fasi di carico. L'HSsmall è un modello elasto-plastico con incrudimento isotropo: prevede cioè una superficie di snervamento nello spazio delle tensioni principali che si espande con lo sviluppo delle deformazioni plastiche. L'idea alla base dell'HSsmall è la relazione iperbolica tra la deformazione ϵ e il carico deviatorico q in una prova triassiale consolidata drenata TXCD rappresentata in Figura 5.1:

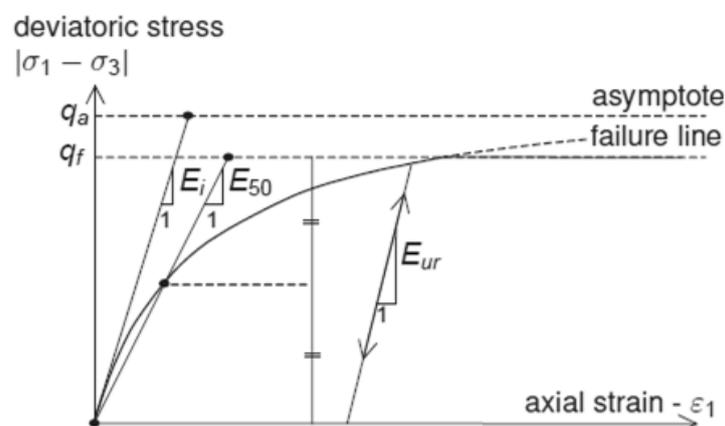


Figura 5.1-Relazione iperbolica tra sforzo deviatorico e deformazione per una prova TXCD (Plaxis Material Models Manual)

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad q < q_a \quad (5.1)$$

dove:

- q_f è il carico di rottura basato su un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb:

$$q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} [FL^{-2}] \quad (5.2)$$

σ'_3 è la tensione efficace orizzontale agente mentre c , φ e ψ sono i parametri di rottura in accordo col criterio di Mohr-Coulomb:

c' è la coesione (efficace);

φ' l'angolo di resistenza a taglio (efficace);

ψ l'angolo di dilatanza;

- q_a è il valore asintotico della resistenza a taglio:

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} [FL^{-2}] \quad (5.3)$$

dove il rapporto di rottura $R_f = q_f / q_a$ deve essere minore di 1, (di default Plaxis assume $R_f = 0.9$);

- E_i rappresenta la rigidezza iniziale:

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} [FL^{-2}] \quad (5.4)$$

dove E_{50} è il modulo di rigidezza secante.

Come nell'HS, anche nell'HSsmall il comportamento elastico lineare e isotropo del terreno è implementato attraverso tre moduli: E_{50} , E_{ur} e E_{oed} che rappresentano il comportamento del terreno per diversi percorsi di carico, rispettivamente primo carico, scarico-ricarico e compressione isotropa. Tali moduli dipendono tutti dai parametri di resistenza alla Mohr-Coulomb e dal livello tensionale (efficace), secondo l'esponente m che governa l'andamento lineare o non lineare della rigidezza del terreno con la profondità. Nel dettaglio:

- E_{50} è la rigidezza secante non elastica in fase di primo carico, dipendente dalla pressione di confinamento σ'_3 e per un carico pari al 50% di quello di rottura:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m [FL^{-2}] \quad (5.5)$$

dove E_{50}^{ref} è la rigidezza secante alla pressione di riferimento $p^{ref}=100$ kPa (di default per Plaxis $p^{ref}=100$ kPa);

- E_{ur} è la rigidezza elastica in fase di scarico-ricarico per un carico superiore al 50% di quello di rottura e dipendente dalla pressione di confinamento σ'_3 :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m [FL^{-2}] \quad (5.6)$$

dove E_{ur}^{ref} è il modulo elastico in fase di scarico-ricarico alla pressione di riferimento $p^{ref}=100$ kPa; di default Plaxis assume $E_{ur}^{ref}=3 E_{50}^{ref}$

- E_{oed} è la rigidezza tangente per percorsi di carico isotropi:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{-\sigma'_1}{p^{ref}} \right)^m [FL^{-2}] \quad (5.7)$$

dove E_{oed}^{ref} è la rigidezza edometrica alla pressione di riferimento $p^{ref}=100$ kPa e σ'_1 la tensione efficace verticale; si può assumere $E_{oed}^{ref}=E_{50}^{ref}$.

Nel modello il dominio elastico è delimitato da due superfici di snervamento (Figura 5.2): la superficie deviatorica (f_s), che evolve in funzione della deformazione deviatorica plastica fino al criterio di rottura di Mohr-Coulomb e la superficie volumetrica (f_v), la cui dimensione è funzione della deformazione volumetrica plastica.

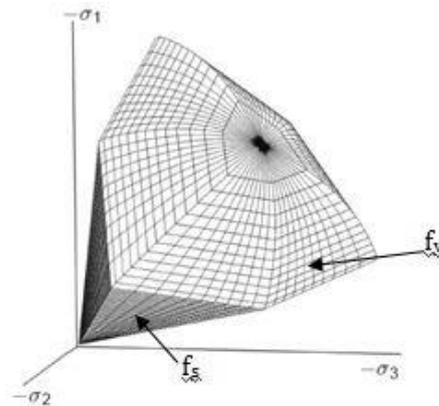


Figura 5.2-Superfici di snervamento per l'HS nel piano degli sforzi principale

La f_s si modifica in funzione della deformazione plastica deviatorica:

$$\gamma^p = - (2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \cong - 2\varepsilon_1^p \quad [-] \quad (5.8)$$

dove ε_1 è la deformazione assiale mentre ε_v è la deformazione volumetrica. La f_v (cap) è funzione della deformazione volumetrica secondo la legge lineare:

$$\varepsilon_v^p = \sin \psi_m \gamma^p \quad [-] \quad (5.9)$$

dove ψ_m è la dilatanza mobilitata.

I parametri finora descritti sono propri dell'HS a cui l'HSsmall aggiunge i parametri G_0 e $\gamma_{0.7}$, che sono rispettivamente il modulo di taglio alle piccole deformazioni e il livello di deformazione a cui il rapporto G/G_0 vale 0.7:

$$\gamma_{0.7} = \frac{1}{9G_0} [2c'(1 + \cos(2\varphi')) - \sigma'_1(1 + k_0)\sin(2\varphi')] \quad [-] \quad (5.10)$$

Il legame tenso-deformativo è descritto dalla legge iperbolica proposta da Hardin e Drnevich:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|} \quad [-] \quad (5.11)$$

dove G è il modulo di taglio, G_0 rappresenta il modulo di taglio alle piccole deformazioni, la deformazione a rottura vale $\gamma_r = \tau_{\max}/G_0$ e τ_{\max} è lo sforzo di taglio a rottura. La (5.11) mette in relazione la grande deformazione a rottura γ_r con le caratteristiche del materiale alle piccole deformazioni G_0 . Nell'HSsmall è utilizzata non la deformazione a rottura ma la deformazione corrispondente ad un decadimento del modulo di taglio alle piccole deformazioni G_0 del 70%. La (5.11) diventa di conseguenza:

$$\frac{G_s}{G_0^{ref}} = \frac{1}{1 + 0.385 \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}} \right|} \quad [-] \quad (5.12)$$

dove G_s è il modulo di taglio secante la curva e G_0 è ancora il modulo di taglio iniziale o alle piccole deformazioni definito come:

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_1 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad [FL^{-2}] \quad (5.13)$$

G_0^{ref} è il modulo di taglio alle piccole deformazioni ($\varepsilon < 10^{-6}$) alla pressione di riferimento di 100 kPa. Il modulo di taglio alle

piccole deformazioni G_0 dipende dallo stato tensionale attraverso l'esponente m , dalla tensione efficace verticale agente σ'_1 e dal modulo di taglio alle piccole deformazioni alla pressione di riferimento di 100 kPa G_0^{ref} .

Si può definire, infine, un valore di modulo a taglio tangente G_t :

$$G_t = \frac{G_0^{ref}}{\left(1 + 0.385 \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}} \right| \right)^2} \geq G_{ur}^{ref} [FL^{-2}] \quad (5.14)$$

dove il modulo di rigidezza a taglio in scarico-ricarico alla pressione di riferimento di 100 kPa, G_{ur}^{ref} , è legato al r modulo di Young E_{ur}^{ref} dalla (2.48) che diventa:

$$G_{ur}^{ref} = \frac{E_{ur}^{ref}}{2(1 + \nu_{ur})} [FL^{-2}] \quad (5.15)$$

La (5.14) significa che il modulo di rigidezza a taglio tangente G_t decresce, all'aumentare della deformazione, fino ad un valore limite di deformazione $\gamma_{cut-off}$:

$$\gamma_{cut-off} = \frac{7}{3} \left(\frac{G_0}{G_{ur}} - 1 \right) \gamma_{0.7} [-] \quad (5.16)$$

raggiunta la quale il modulo di rigidezza a taglio tangente rimane costante e pari a G_{ur} , il che produce un maggior accordo con le osservazioni sperimentali. Questo espediente permette di "scalare" il problema numerico ai livelli deformativi effettivamente in gioco nei problemi ingegneristici. Le curve di decadimento dei moduli di rigidezza a taglio tangente G_t e secante G_s per le varie U.G. sono rappresentate insieme alla curva proposta da Vucetic e Dobry (1991) di seguito in Figura 5.3-5.6.

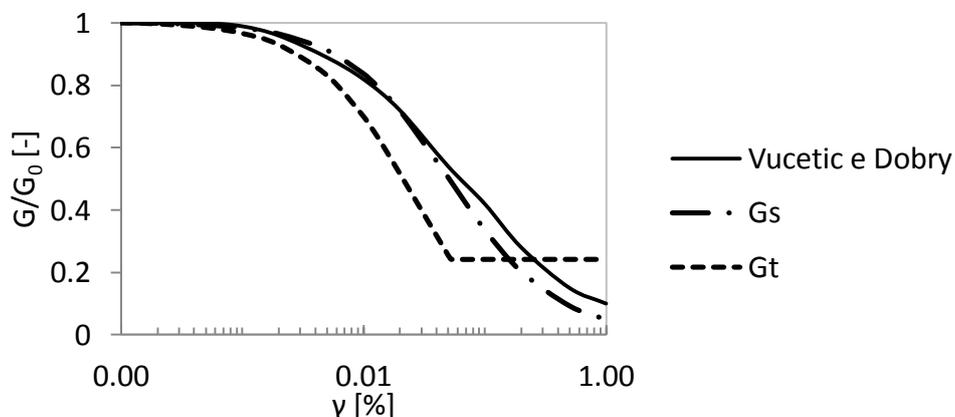


Figura 5.3-Andamento delle curve di decadimento dei moduli tangente e secante a confronto con la curva proposta da Vucetic e Dobry (U.G.1)

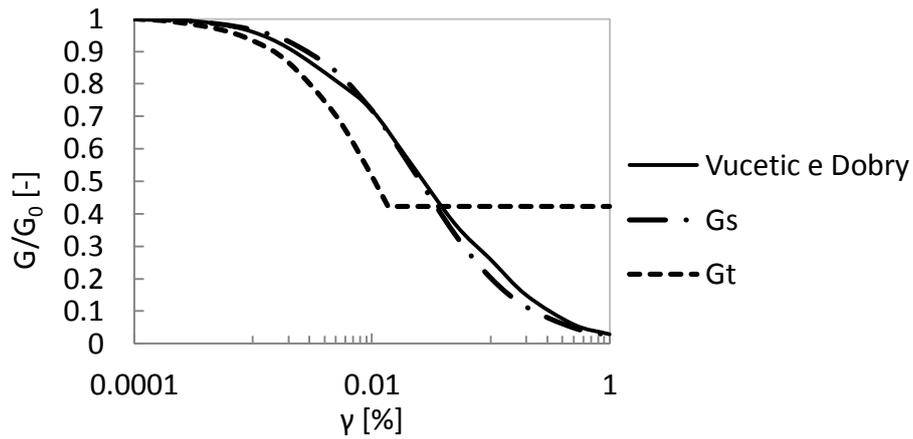


Figura 5.4-Andamento delle curve di decadimento dei moduli tangente e secante a confronto con la curva proposta da Vucetic e Dobry (U.G.2)

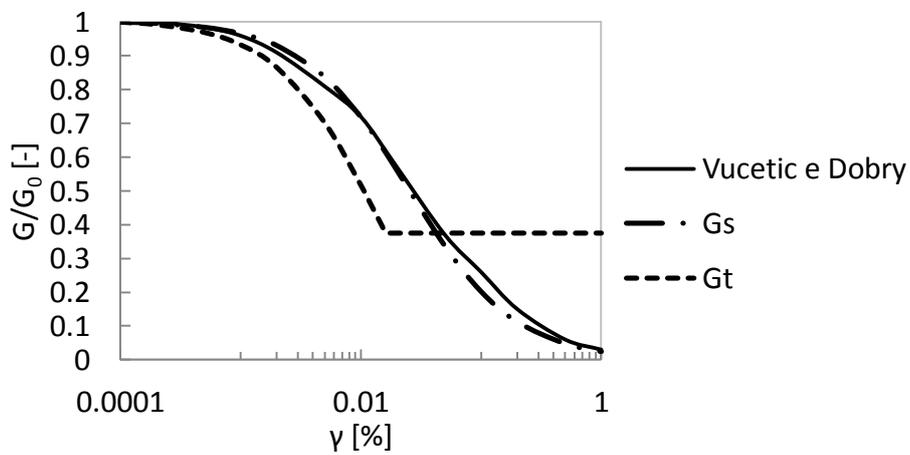


Figura 5.5-Andamento delle curve di decadimento dei moduli tangente e secante a confronto con la curva proposta da Vucetic e Dobry (U.G.3)

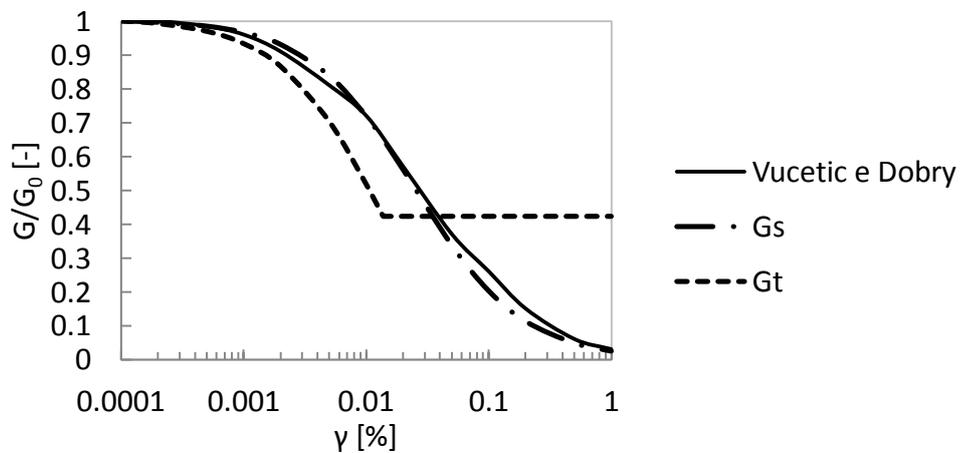


Figura 5.6-Andamento delle curve di decadimento dei moduli tangente e secante a confronto con la curva proposta da Vucetic e Dobry (U.G.4)

PARAMETRO	DESCRIZIONE	UNITA' DI MISURA
c	Coesione efficace	kN/m ²
φ	Angolo di resistenza a taglio efficace	°
ψ	Angolo di dilatanza	°
E ₅₀ ^{ref}	Rigidezza secante in una TXD	kN/m ²
E _{oed} ^{ref}	Rigidezza tangente edometrica	kN/m ²
E _{ur} ^{ref}	Rigidezza in scarico-ricarico (default E _{ur} ^{ref} =3E ₅₀ ^{ref}) (ε≅10 ⁻³ -10 ⁻⁷)	kN/m ²
m	Esponente per la dipendenza dal livello tensionale	-
U _{ur}	Coefficiente di Poisson per scarico-ricarico (default u _{ur} =0,2)	-
p ^{ref}	Pressione di riferimento (default p ^{ref} =100)	kN/m ²
K ₀ ^{NC}	Coefficiente di spinta a riposo in caso di normal-consolidazione (default K ₀ ^{NC} =1-sinφ)	-
G ₀ ^{ref}	Modulo di taglio alle piccole deformazioni (default G ₀ ^{ref} = G _{ur} ^{ref}) (ε<10 ⁻⁷)	kN/m ²
γ _{0.7}	Deformazione di taglio in corrispondenza della quale G _s =0,7G ₀	-

Tabella 5.1-Parametri di input dell'HSsmall

Sforzi e deformazione di compressione sono assunti negativi.

5.2 CALIBRAZIONE DEI PARAMETRI DEL MODELLO SULLA BASE DEI DATI SPERIMENTALI

Ai fini della modellazione del sottosuolo bolognese nel codice di calcolo Plaxis3D, si ricercano i parametri dell'HSsmall che meglio rappresentano i dati sperimentali. La rigidezza a taglio del terreno alle piccole deformazioni viene definita ricercando quei valori di G₀^{ref} e dell'esponente m, definiti in precedenza, tali per cui il profilo di del modulo di taglio iniziale G₀ calcolato secondo la (5.12) meglio approssimi i dati sperimentali (Fagnoli et al., 2013). I risultati del "best-fitting" sono riportati in Figura 5.7.

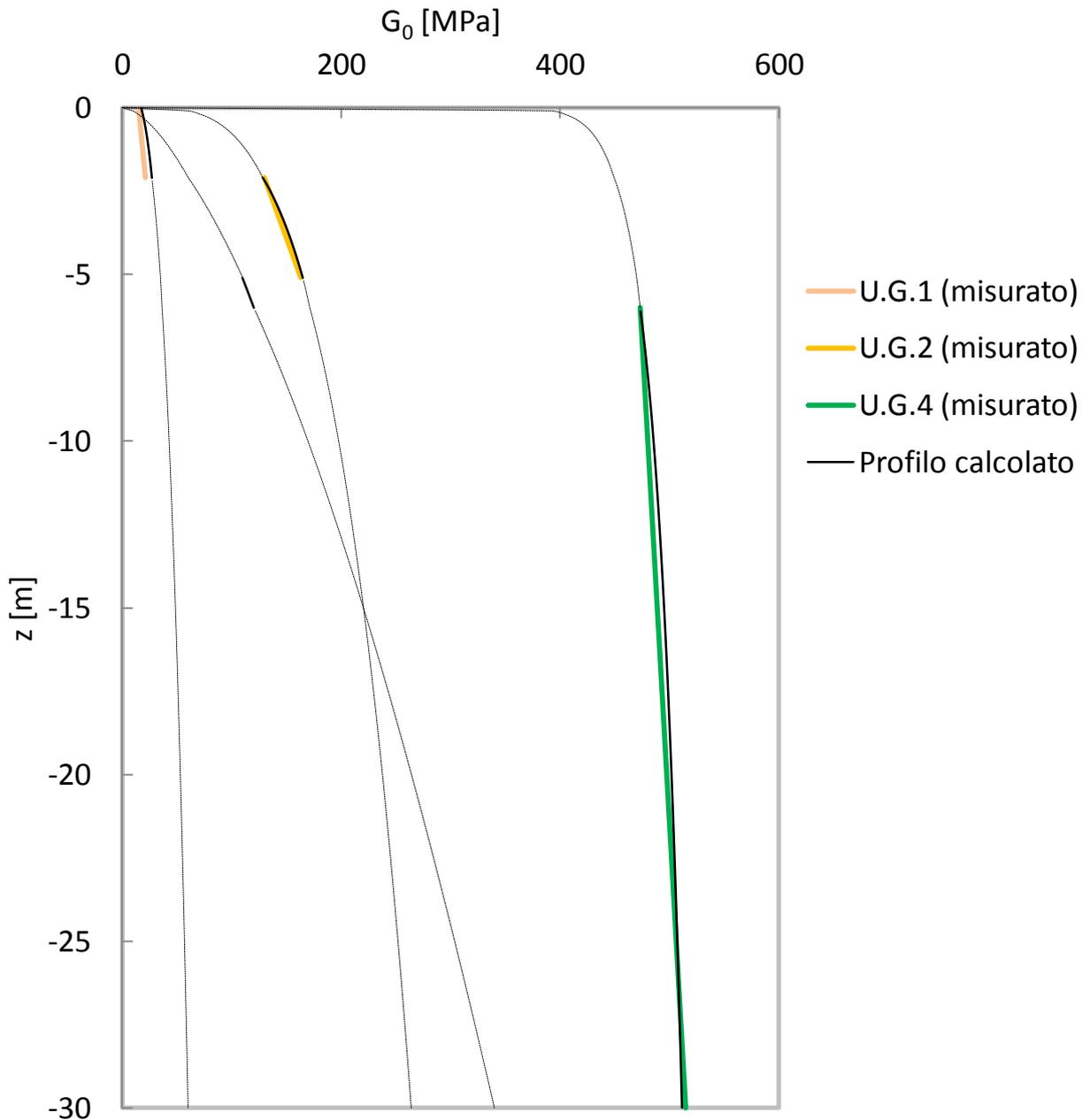


Figura 5.7-Risultati del "best-fitting" del profilo di G_0 con la profondità

Il modulo di Young iniziale è poi fornito dalla nota relazione (2.48) riscritta come:

$$E_0^{ref} = \frac{2G_0^{ref}}{(1+\nu_{ur})} \text{ [FL}^{-2}\text{]} \quad (5.17)$$

Per valutare la deformazione $\gamma_{0.7}$, alla quale il modulo di taglio alle piccole deformazioni G_0 si è degradato del 70%, si utilizzano le curve di decadimento proposte da Vucetic e Dobry (1991) in funzione dell'indice di plasticità IP del terreno. Per l'U.G. 1 di limo sabbioso si è considerato un indice di plasticità IP=15 e per

le restanti U.G. un IP=0, trattandosi di terreni incoerenti. Le curve di decadimento del modulo di taglio in funzione della deformazione sono quindi quelle riportate in Figura 5.8.

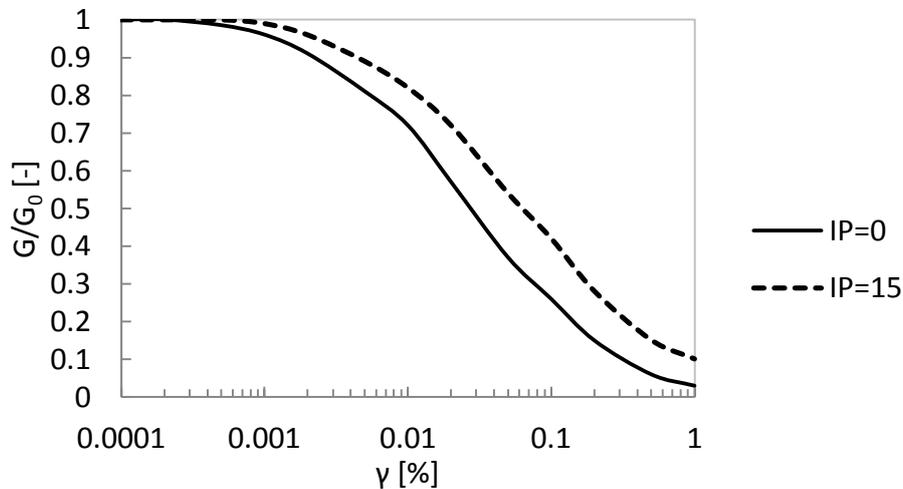


Figura 5.8- Curve di decadimento del modulo di taglio in funzione della deformazione per diversi valori dell'indice di plasticità

I valori del parametro E_{ur}^{ref} , per un livello deformativo operativo pari allo 0,1% valgono 0,24 e 0,42 volte il modulo di Young iniziale E_0^{ref} , rispettivamente per lo strato di limo sabbioso e per i substrati incoerenti. Successivamente si può assumere $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref} = \frac{1}{3} E_{ur}^{ref}$. Per tutti i terreni considerati nello studio si riporta in Tabella 5.2 e 5.3 una sintesi della calibrazione effettuata.

U.G.	z [m]	G_0^{ref} [MPa]	G_{ur}^{ref} [MPa]	m [-]	$\gamma_{0.7}$ [-]	E_0^{ref} [MPa]	E_{ur}^{ref} [MPa]	$E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$ [MPa]
1	0-2,1	35	8,4	0,3	0,0002	88	21	7
2	2,1-5,1	165	69,3	0,25	0,0001	411	178	59
3	5,1-6	110	46,2	0,6	0,0001	292	123	41
4	6-30	470	197,4	0,045	0,0001	1195	507	169

Tabella 5.2-Riepilogo parametri di calibrazione del modello

PARAMETRO	U.G. 1	U.G. 2	U.G. 3	U.G. 4
c [kPa]	5	0	0	0
ϕ [°]	26	37	31	37
ψ [°]	0	0	0	0
γ_{dry} [kN/m ³]	17,5	21	18	22,5
γ_{sat} [kN/m ³]	17,5	21	18	22,5
E_{50}^{ref}	7	58	41	169

[MPa]				
E_{oed}^{ref}	7	59	41	167
[MPa]				
E_{ur}^{ref}	21	178	123	507
[MPa]				
m [-]	0,3	0,25	0,6	0,045
ν_{ur} [-]	0,25	0,28	0,33	0,28
K_0^{NC} [-]	0,56	0,40	0,48	0,40
G_0^{ref}	35	165	110	470
[MPa]				
$\gamma_{0.7}$ [-]	0,0002	0,0001	0,0001	0,0001

Tabella 5.3-Parametri di input dell'HSsmall

Per semplicità l'angolo di dilatanza ψ è assunto pari a zero per l'intero volume di terreno coinvolto. Infine, per tutte le U.G., è stato preso un valore fittizio del rapporto di sovraconsolidazione OCR pari a 10, al solo scopo di escludere l'attivazione del cap durante l'analisi.

5.3 SCHEMATIZZAZIONE DELLO SCAVO DELLA GALLERIA

I dati utilizzati per la simulazione dello scavo della galleria sono quelli registrati durante la costruzione della Linea 5 della metropolitana di Milano, per la realizzazione della quale è stata utilizzata una macchina Earth Pressure Balance (EPB). Lo schema adottato per modellare la costruzione della galleria è illustrato in Figura 5.9. Lo scavo simulato è di 70 m suddivisi in 43 porzioni, ciascuna corrispondente ad un avanzamento del fronte di scavo della lunghezza dell'anello di rivestimento, pari a 1,4 m. La profondità dell'asse della galleria è nel caso in esame $z_0=15$ m.

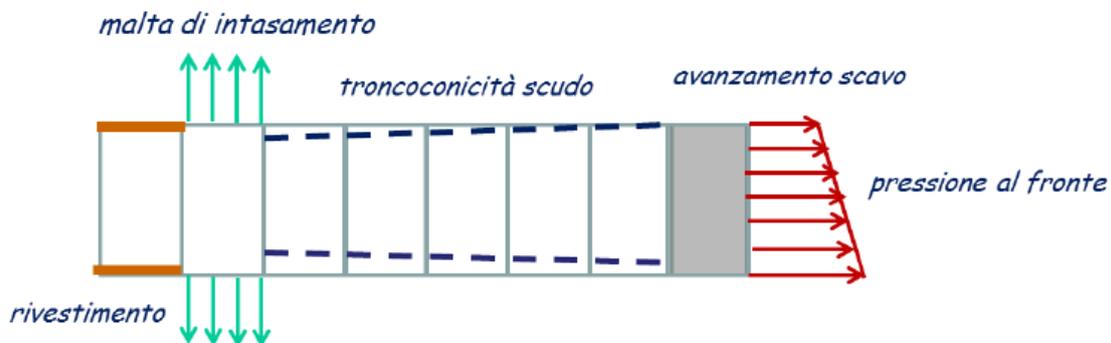


Figura 5.9-Schematizzazione del processo di scavo (Fargnoli et al., 2013)

L'avanzamento consiste nella ripetizione delle seguenti operazioni:

- disattivazione di un volume di terreno corrispondente alla lunghezza del concio prefabbricato (1,4 m, 1 porzione) assumendo per questo elemento condizione asciutta;
- applicazione al nuovo fronte della pressione di sostegno corrispondente alla tensione orizzontale litostatica totale σ_{h0} variabile da 97 kPa in corrispondenza della corona a 157 kPa all'arco rovescio;
- ad ogni avanzamento il profilo di scavo è delimitato dal rivestimento già messo in opera e dallo scudo che si estende per 9,8 m (7 porzioni). Rivestimento e EPB sono state modellate utilizzando un elemento *Plate* con comportamento elastico lineare e isotropo delle caratteristiche riportate in Tabella 5.4 (Fargnoli et al., 2013);
- la zona tra la coda e il rivestimento già messo in opera, della stessa estensione di un concio prefabbricato (1 porzione), è sostenuta con una pressione uniforme di 140 kPa;
- per controllare il volume di subsidenza V_s in superficie, è stata applicata una contrazione fittizia linearmente variabile lungo lo scudo al fine di simulare la sua geometria tronco-conica (Fargnoli et al., 2013).

PROPRIETA' DI EPBS E RIVESTIMENTO				
Plate	Spessore b [m]	Peso dell'unità di volume γ [kN/m ³]	Coefficiente di Poisson ν [-]	Modulo di Young E [GPa]
EPBS	0,03	75	0,25	210
RIVESTIMENTO	0,3	25	0,15	35

Tabella 5.4-Caratterizzazione di EPB e rivestimento (Fargnoli et al., 2013)

5.4 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Il comportamento della muratura viene schematizzato in due diversi modi:

1. gli elementi resistenti in muratura vengono modellati come elementi *Plate* ai quali si attribuisce un comportamento elastico-lineare (detto modello M1);
2. l'edificio è modellato interamente con elementi di volume a cui può essere assegnato un comportamento elastico-lineare con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb (detto modello M2).

5.4.1 UN MODELLO COSTITUTIVO PER LA MURATURA: ELASTICO LINEARE

Il comportamento elastico-lineare è implementato dalla legge di Hooke:

$$d\varepsilon_{ij}^e = c_{ijkl}^e d\sigma_{kl} \quad (5.18)$$

dove c_{ijkl}^e è il generico elemento della matrice elastica \mathbf{c}^e rappresentabile mediante due parametri: il modulo di Young E ed il coefficiente di Poisson ν della muratura. $d\varepsilon_{ij}^e$ rappresenta l'incremento di carico relativo alla variazione di sforzo $d\sigma_{kl}$. In forma matriciale estesa:

$$\underbrace{\begin{pmatrix} d\varepsilon_{11}^e \\ d\varepsilon_{22}^e \\ d\varepsilon_{33}^e \\ d\gamma_{12}^e \\ d\gamma_{23}^e \\ d\gamma_{31}^e \end{pmatrix}}_{\underline{\underline{\varepsilon}}} = \frac{1}{E} \underbrace{\begin{pmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2+2\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2+2\nu \end{pmatrix}}_{\mathbf{c}^e} \underbrace{\begin{pmatrix} d\sigma'_{11} \\ d\sigma'_{22} \\ d\sigma'_{33} \\ d\sigma'_{12} \\ d\sigma'_{23} \\ d\sigma'_{31} \end{pmatrix}}_{\underline{\underline{\sigma'}}} \quad (5.19)$$

Nella matrice elastica \mathbf{c}^e deve essere inserito un valore omogeneizzato dei parametri E e ν valido per la muratura, sulla base delle proprietà dei suoi componenti. Inoltre sebbene le proprietà del mattone siano più facilmente mappabili, quelle della malta sono invece spesso difficili da ottenere e, come visto al paragrafo 3.2.1, i valori molto dispersi. Le caratteristiche della muratura poi non dipendono solo da quelle del mattone e della malta, ma anche da altri fattori come la tessitura, il degrado

dovuto al tempo, la presenza di vuoti e i difetti oltre che dalla tecnologia dell'epoca di costruzione. Per i mattoni la curva sforzi-deformazioni è di tipo fragile mentre per la malta il legame tenso-deformativo è simile a quello del calcestruzzo (ha andamento parabola-rettangolo, è fortemente non lineare sin da bassi livelli tensionali ed è dilatante). In generale il comportamento della muratura sarà intermedio tra quello dei blocchi e della malta che la costituiscono. In particolare, la muratura è caratterizzata da una risposta fragile in trazione (resistenza a trazione nulla), una risposta coesiva a taglio (limitata dalla resistenza del legante) e dall'anisotropia (la risposta è fortemente dipendente dalla direzione di caricamento). Esistono legami costitutivi studiati ad hoc per le murature, ma il modo più semplice di rappresentarle è un legame elastico-lineare - perfettamente plastico (Figura 5.10-(a) come quello utilizzato in questo studio. In alternativa si possono usare modelli più sofisticati come la parabola-rettangolo (Figura 5.10-(b) proposta dalle NTC2008 o il modello di Sargin (1968) (Figura 5.10-(c) che fornisce l'approssimazione migliore del comportamento reale, ma utilizza molti parametri (A,D) che devono essere calibrati per la specifica muratura:

$$\sigma = f_k \frac{A \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} + (D - 1) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \right)^2}{1 + (A - 2) \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} + D \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \right)^2} \quad (5.18)$$

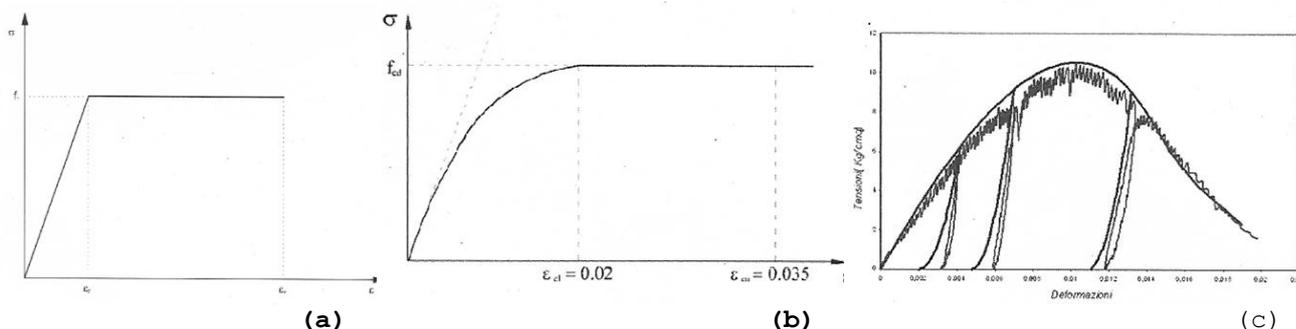


Figura 5.10-Modelli costitutivi (a) elastico-lineare - perfettamente plastico; (b) parabola-rettangolo; (c) Sargin

5.4.1.1 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DELLA MURATURA

Assumendo che il vincolamento sia sufficiente, all'interfaccia tra malta e mattone la deformazione laterale deve essere la stessa nei due componenti della muratura. In questo modo è indotto nella muratura uno stato di sollecitazione triassiale: il letto di malta è confinato dai blocchi e di conseguenza soggetto ad uno stato di compressione triassiale e, dovendo valere l'equilibrio interno, i blocchi sono invece tesi lateralmente in entrambe le direzioni e compressi nella direzione di caricamento come mostrato in Figura 5.11 (Hilsdorf, 1972). La tensione laterale nei mattoni è tanto più elevata tanto più è grande il rapporto tra lo spessore del giunto t_m e lo spessore del blocco t_b e aumenta al diminuire del modulo di elasticità E_m e all'aumentare del coefficiente di Poisson della malta ν_m . Soggetta a questa condizione di sforzo triassiale la muratura caricata esternamente potrebbe eccedere la resistenza uniassiale. La rottura in compressione della muratura avviene non appena la resistenza della stessa, soggetta ad una sollecitazione triassiale (trazione-trazione-compressione), viene superata o i mattoni non riescono più a confinare sufficientemente la malta (Hilsdorf, 1972). Come materiale fragile la muratura si fessurerà in direzione perpendicolare alla direzione laterale di trazione e quindi parallelamente alla direzione di caricamento; anche in compressione è la resistenza a trazione della muratura dunque a giocare un ruolo fondamentale. La resistenza a trazione e a flessione della muratura è controllata dalle caratteristiche dell'interfaccia malta-mattone che costituisce l'elemento debole ed è molto minore di quella a compressione. La resistenza a taglio dipende ancora una volta dalle proprietà di tale interfaccia, in particolare dalla coesione che si sviluppa nel giunto oltre che dal livello tensionale normale agente. Questa approssimazione del comportamento della muratura, che postula un campo auto-equilibrato di tensioni orizzontali tra malta e mattoni, è proposto da Hilsdorf (1972) e conosciuto come Hilsdorf Hypotesis (HH). L'HH è esatta nel caso di equilibrio globale, ma applicata in maniera approssimata allo stato tensionale medio locale. Tale ipotesi non

è verificabile empiricamente a causa dell'evoluzione del quadro fessurativo, ma mostra comunque un buon accordo con i dati registrati sperimentalmente (Binda et al., 1998). Un criterio di rottura è stato suggerito da Atkinson e Noland (1983) assumendo le seguenti ipotesi:

- comportamento elastico-fragile dei materiali (teoria della rottura fragile);
- soddisfacimento dell'equilibrio orizzontale tra malta e mattoni (HH);
- soddisfacimento della congruenza degli spostamenti orizzontali tra malta e mattoni (Atkinson e Nolan Hypotesis, ANH).

Completando le ipotesi con il criterio di rottura lineare alla Mohr-Coulomb è possibile derivare una formula di comportamento a collasso per la muratura. Questa procedura ha due difetti: il primo è quello inerente il considerare uno stato tensionale medio locale, il secondo è invece legato alla necessità, qualunque criterio di rottura si adotti, di assumere una resistenza a trazione per i materiali costituenti la muratura. Tali problemi vengono aggirati secondo la seguente trattazione. Ipotizzando che l'equilibrio orizzontale dipenda dallo spessore (variabile) del corso di malta pertinente a ciascun mattone e introducendo nell'HH un coefficiente k che tiene conto di quanti giunti competono a ciascun mattone. Infatti, se i mattoni e la malta devono essere in equilibrio globale (HH), la tensione nei mattoni per equilibrare i letti di malta compressi è più alta nei giunti di testa. In relazione alla variazione del rapporto tra spessore del mattone t_b e dello strato di malta t_m , la tensione orizzontale nei mattoni rotti è più alta che in quelli integri. L'equilibrio delle tensioni orizzontali nella muratura prima e dopo la fessurazione (Figura 5.10) risulta (HH):

$$k\sigma_{hm}t_m = \sigma_{hb}t_b \quad (5.20)$$

dove t_m e t_b sono gli spessori di malta e mattone e σ_{hm} e σ_{hb} le tensioni orizzontali nella malta e nei mattoni rispettivamente.

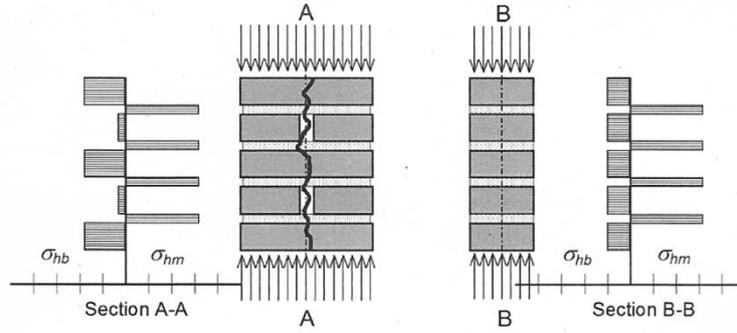


Figura 5.11-Schema delle tensioni orizzontali nella muratura prima (Section A-A) e dopo (Section B-B) la fessurazione (Aprile, Benedetti e Grassucci, 2001)

Il problema alle tensioni è facilmente risolvibile se si introduce la congruenza (ANH) e si esprime la deformazione in funzione della rispettiva tensione, assumendo l'uniformità dello sforzo verticale medio $\overline{\sigma}_v$ (Molins Borrel, 1996):

$$\frac{1}{E_m}((1 - \nu_m)\sigma_{hm} - \nu_m\overline{\sigma}_v) = \frac{1}{E_b}((1 - \nu_b)\sigma_{hb} - \nu_b\overline{\sigma}_v) \quad (5.21)$$

dove ν_m e ν_b sono i coefficienti di Poisson di malta e mattone rispettivamente. Dalla (5.20)-(5.21), avendo come incognite le tensioni σ_{hm} e σ_{hb} , si ottiene:

$$\sigma_{hm} = \frac{\nu_m - k \frac{E_m}{E_b} \nu_b}{1 - \nu_m + (1 - \nu_b)k \frac{E_m}{E_b} \frac{t_m}{t_b}} \overline{\sigma}_v \quad (5.22)$$

$$\sigma_{hb} = -\sigma_{hm} k \frac{t_m}{t_b} \quad (5.23)$$

Si definisce il fattore:

$$\Phi(k) = \frac{\nu_m - k \frac{E_m}{E_b} \nu_b}{1 - \nu_m + (1 - \nu_b)k \frac{E_m}{E_b} \frac{h_m}{h_b}} [-] \quad (5.24)$$

attraverso cui le (5.22)-(5.23) assumono la forma:

$$\sigma_{hm} = \Phi(k)\overline{\sigma}_v \quad (5.25)$$

$$\sigma_{hb} = -k\Phi(k) \frac{t_m}{t_b} \overline{\sigma}_v \quad (5.26)$$

Attraverso le (5.25)-(5.26) lo stato tensionale nella malta e dei mattoni può essere valutato in funzione delle caratteristiche elastiche e geometriche di malta e mattoni oltre che dello sforzo verticale medio agente $\overline{\sigma}_v$. Il fattore $\phi(k)$ è abbastanza insensibile

al valore di k , a causa degli alti valori del rapporto tra i moduli E_m/E_b per cui le (5.25) e (5.26) possono essere riscritte come:

$$\sigma_{hm} = \Phi(1)\overline{\sigma}_v \quad (5.25)$$

$$\sigma_{hb} = -k\Phi(1)\frac{t_m}{t_b}\overline{\sigma}_v = -k\zeta\overline{\sigma}_v \quad (5.26)$$

avendo fatto la posizione $\zeta = \Phi(1)\frac{t_m}{t_b}$. La tensione nei blocchi valutata con la (5.26) risulta funzione lineare dello sforzo verticale $\overline{\sigma}_v$, e una volta sostituita nel criterio di rottura di Mohr-Coulomb, fornisce un valore di carico di rottura in compressione per la muratura. Se si considera il comportamento della muratura caricata assialmente, ad esempio per una colonna, il collasso si manifesta tipicamente con il susseguirsi delle seguenti fasi:

- fessurazione della colonna in asse nei mattoni che legano i piani di simmetria;
- propagazione delle fessure nella malta e si estendono a tutta altezza, dividendo la colonna in quattro parti (aste);
- la pila di mezzi mattoni sull'angolo più caricato si fessura di nuovo in mezzeria e dopo poco diventa instabile collassando;
- la colonna, ormai di sezione asimmetrica, entra nel ramo discendente e collassa repentinamente.

Un'interpretazione realistica del comportamento della muratura deve spiegare perché le fessure che compaiono sui giunti di testa non provocano il collasso fragile dell'elemento in muratura (colonna o muro). La condizione di rottura del mattone deve valere sia per la fessurazione della colonna che per il collasso dell'asta (con diverso valore del fattore k). Detto σ_u lo sforzo limite di compressione della muratura e σ_{cr} la tensione di fessurazione, si può eliminare la resistenza a trazione del mattone f_{bt} , considerando le funzioni limite:

$$\begin{cases} \theta(\sigma_{cr}, k_{cr}, f_{bc}, f_{bt}) \\ \theta(\sigma_u, k_u, f_{bc}, f_{bt}) \end{cases} \quad (5.27)$$

dove k_u e k_{cr} sono i valori di k ultimo e a fessurazione. Ricorrendo al criterio di Mohr-Coulomb nella forma:

$$\frac{\bar{\sigma}_v}{f_{bc}} + \frac{\sigma_{nb}}{f_{bt}} = 1 \quad (5.28)$$

sostituendo le (5.25) e (5.26) nella (5.28), tenuto conto delle condizioni (5.27) si ottiene:

$$\frac{\sigma_{cr}}{f_{bc}} + \frac{\zeta k_{cr} \sigma_{cr}}{f_{bt}} = 1 \quad (5.29)$$

$$\frac{\sigma_u}{f_{bc}} + \frac{\zeta k_u \sigma_u}{f_{bt}} = 1 \quad (5.30)$$

eliminando la resistenza a trazione f_{bt} dalle (5.29) e (5.30) si ha in definitiva:

$$\sigma_u = \frac{\zeta k_{cr} \sigma_{cr}}{\sigma_{cr}(k_{cr} - k_u) + f_{bc} k_u} \quad (5.31)$$

Manipolando la (5.29), la resistenza a trazione del mattone diventa:

$$f_{bt} = \frac{\zeta k_{cr}}{\frac{1}{f_{bc}} + \frac{1}{\sigma_{cr}}} \quad (5.32)$$

Nel caso di compressione e taglio invece, una valutazione della tensione tangenziale di collasso del pannello murario τ_u può essere fatta imponendo direttamente la condizione limite di Mohr-Coulomb alle tensioni principali di compressione e trazione che si manifestano nel centro del pannello:

$$\tau_u(\bar{\sigma}_v) = \frac{\sqrt{\left(1 - \frac{\bar{\sigma}_v}{f_{Mc}}\right) \left(1 + \frac{\bar{\sigma}_v}{f_{mt}}\right)}}{\frac{1}{f_{Mc}} + \frac{1}{f_{mt}}} \quad (5.33)$$

La (5.33) è in grado di cogliere con buona approssimazione (Figura 5.12) la riduzione di resistenza a taglio dei maschi murari in presenza di sforzo normale. Inoltre imponendo nullo lo sforzo normale $\bar{\sigma}_v$ è possibile ricavare la resistenza a taglio f_{vk0} . In Figura 5.12. Il criterio di Mohr-Coulomb è confrontato con i

risultati dell'analisi limite e con la formula proposta dalla Normativa vigente:

$$\tau_u = f_{vk0} \sqrt{\left(1 + \frac{\bar{\sigma}_v}{f_{Mc}}\right)} \quad (5.34)$$

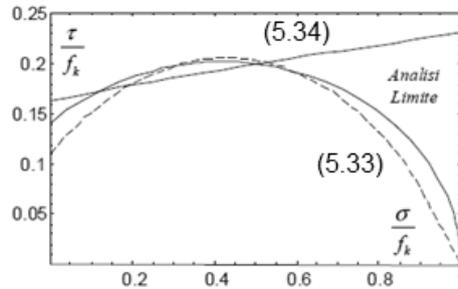


Figura 5.12-Confronto tra il criterio di Mohr-Coulomb, l'analisi limite e la formula proposta dalle NTC2008, f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura (Benedetti e Mangoni, 2008)

Quindi a partire dalle proprietà di malta e mattoni è possibile individuare la resistenza a compressione della muratura f_{Mc} come sistema di molle in blocco manipolando la (5.31) (Henzel, 1987; Valek, 2005):

$$f_{Mc} = \frac{1}{\frac{1}{f_{bc}} + \frac{k\Phi t_m}{t_b f_{bt}}} = 12,37 \text{ MPa} \quad (5.35)$$

Da notare che nella (5.25) si tiene conto della rottura lato blocco, evento raro se si tratta di malte di scarsa qualità come la maggior parte delle strutture storiche. L'Eurocodice 6 propone invece la seguente relazione per il calcolo della resistenza a compressione della muratura:

$$f_{Mc} = 0,55 f_{bc}^{0,65} f_{mc}^{0,25} = 5,90 \text{ MPa} \quad (5.36)$$

Dalle (5.35) e (5.36) si ottiene un valor medio di resistenza a compressione della muratura f_{Mc} di 9,14 MPa. Assumendo un fattore di sicurezza per la muratura pari a 2 e un fattore di confidenza pari ad 1, si ricava una resistenza a compressione di progetto pari all'incirca a 4,5 MPa, notevolmente inferiore rispetto al valore fornito dalla (5.35) (confermato anche dal valore di 3,24 MPa della prova di compressione sul muretto). I valori dei coefficienti di Poisson sono assunti da letteratura e valgono

rispettivamente $\nu_m=0,25$ per la malta, $\nu_b=0.125$ per il mattone e $\nu_M=0,15$ per la muratura. La resistenza a trazione della muratura f_{Mt} può essere ricavata, nota quella a compressione f_{Mc} e il modulo di Poisson della muratura ν_M , per inversione della relazione:

$$\nu_M = \frac{f_{Mt}}{f_{Mc}} [-] \rightarrow f_{Mt} = f_{Mc} \nu_M \quad (5.37)$$

Assunto $\nu_M=0,15$, per un valore di resistenza a compressione $f_{Mc}=4.5$ MPa si ha $f_{Mt}=0,675$ MPa. Il modulo elastico della muratura E_M , un materiale omogeneo e stratificato, può essere stimato componendo in serie quello malta E_m e mattone E_b , assumendo un danneggiamento omogeneo nella malta e nei blocchi, utilizzando come peso gli spessori degli strati:

$$E_M = \frac{t_b + t_m}{\frac{t_b}{E_b} + \frac{t_m}{E_m}} = 4190 \text{ MPa} \quad (5.38)$$

Dalla prova sul muretto si era ottenuto un valore di modulo elastico della muratura $E_M=3988$ MPa, si assume quindi $E_M=4000$ MPa. Il modulo di taglio della muratura G_M è valutabile dalla relazione fornita al paragrafo 11.10.3.4 delle NTC 2008:

$$G_M = 0,4E_M = 1600 \text{ MPa} \quad (5.39)$$

oppure ricorrendo alla solita (2.48). Si adotta un peso di volume della muratura γ_M pari a 18 kN/m^3 .

PARAMETRO	DESCRIZIONE	UNITA' DI MISURA
E	Modulo di Young	kN/m ²
ν	Coefficiente di Poisson	-

Tabella 5.5-Parametri del modello elastico-lineare

In Tabella 5.6 sono riassunti i parametri adottati per la muratura nel modello M1.

γ_M [kN/m ³]	ν_M [-]	E_M [MPa]	G_M [MPa]
18	0,15	4000	1600

Tabella 5.6-Definizione dei parametri della muratura nel modello M1

**5.4.2 UN MODELLO COSTITUTIVO PER LA MURATURA: ELASTICITA' LINEARE
CON CRITERIO DI ROTTURA ALLA MOHR-COULOMB**

Il criterio di Mohr-Coulomb è implementato, solo per i terreni, nel programma Plaxis 3D. Attraverso l'espedito di discretizzare la muratura con elementi di volume, in questo elaborato viene impiegato per modellare la muratura. Tale criterio assicura che la ben nota legge attritiva di Coulomb valga per un generico stato tensionale. Nell'ipotesi che lo sviluppo di deformazioni plastiche si manifesti solo in condizioni ultime, la superficie di snervamento che rappresenta il criterio di rottura di Mohr-Coulomb nel piano delle tensioni principali è rappresentato da una piramide (Figura 5.13) fornita dalle relazioni (Smith e Griffith, 1982):

$$f_k = \frac{1}{2}(\sigma_i - \sigma_j) + \frac{1}{2}(\sigma_i + \sigma_j) \sin\varphi - c \cos\varphi \quad k = 1,2 \dots 6 \quad i,j = 1,2,3 \quad (5.40)$$

$$f = f(\sigma_{ij}, \alpha)$$

Le (5.40) sono sei funzioni di snervamento che si ottengono per permutazione degli indici degli sforzi principali σ_i . φ e c sono rispettivamente l'angolo di resistenza a taglio e la coesione, parametri del modello in aggiunta a quelli elastici E e ν . Le funzioni di snervamento sono quindi funzione della tensione e dello stato del materiale attraverso il parametro α che ingloba genericamente i parametri sopra citati. La legge di flusso è non associata ed è data in forma simile al criterio di plasticizzazione dalle:

$$g_k = \frac{1}{2}(\sigma_i - \sigma_j) + \frac{1}{2}(\sigma_i + \sigma_j) \sin\varphi \quad k = 1,2 \dots 6 \quad i,j = 1,2,3 \quad (5.41)$$

$$g = g(\sigma_{ij}, \beta)$$

g_k definisce le sei funzioni potenziale plastico anch'esse funzione della tensione e dello stato del materiale attraverso il parametro β . La funzione di snervamento f_k indica quando avviene lo sviluppo di deformazione plastica, all'atto dello sviluppo della deformazione plastica la funzione potenziale g_k indica come si sviluppa la deformazione plastica. In particolare la direzione di incremento della deformazione plastica è fornito dal gradiente del

potenziale g_k . Se la legge di flusso fosse associata (ipotesi di normalità), la funzione di plasticizzazione svolgerebbe anche il ruolo di potenziale plastico. In questo caso la deformazione plastica si svilupperebbe perpendicolarmente alla superficie di snervamento implicando l'uguaglianza dell'angolo di resistenza a taglio e di dilatanza $\varphi = \psi$ contraddetta sperimentalmente per i terreni, ma anche per la muratura (per cui generalmente $\varphi \cong \frac{\psi}{2}$). Se la coesione del materiale è non nulla il criterio di Mohr-Coulomb ammette stati tensionali di trazione; poiché il terreno, ma anche la muratura, possiede una modesta se non nulla resistenza a trazione, nel codice di calcolo Plaxis 3D è stato introdotto un tension cut-off. In questo caso circoli di Mohr con tensioni principali positive (sono assunte positive tensioni di trazione, negative di compressione) non sono ammissibili. Il tension cut-off introduce tre ulteriori funzioni:

$$f_k = \sigma_i - \sigma_t \quad k = 7,8,9 \quad i = 1,2,3 \quad (5.42)$$

dove σ_t rappresenta la tensione di trazione che di default è posta dal programma pari a zero. Per definire un modello di comportamento, alla funzione di snervamento f_k e al potenziale plastico, occorre abbinare una legge costitutiva e la più semplice è quella elastica-lineare (5.19).

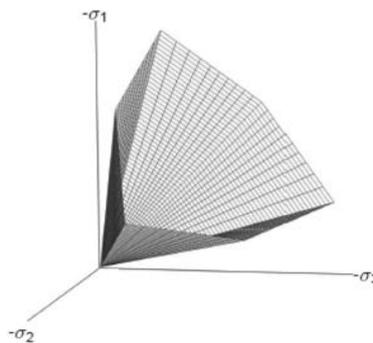


Figura 5.13-Piramide di Mohr-Coulomb: rappresentazione del criterio nello spazio delle tensioni (Plaxis Models Manual)

Attraverso lo studio delle equazioni che descrivono il modello elastico-lineare con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb si può valutare la condizione in cui si trova il materiale:

$$\begin{cases} f(\sigma_{ij}, \alpha) < 0 \\ d\varepsilon_{ij}^e = c_{ijkl}^e d\sigma_{kl} \end{cases} \quad (5.43)$$

se vale la (5.43), il punto rappresentativo dello stato tensionale si trova dentro la piramide e il comportamento è elastico;

$$\begin{cases} f(\sigma_{ij}, \alpha) = 0 \\ df = 0 \\ d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p = c_{ijkl}^e d\sigma_{kl} + \Lambda \text{grad}f \end{cases} \quad (5.44)$$

se si verifica la condizione (5.44), il punto rappresentativo dello stato tensionale si trova sulla superficie di snervamento (condizione di sussistenza) e su tale superficie si muove sviluppando deformazioni plastiche;

$$\begin{cases} f(\sigma_{ij}, \alpha) = 0 \\ df > 0 \end{cases} \quad (5.45)$$

infine secondo la (5.45), il punto rappresentativo dello stato tensionale nel materiale si trova sulla superficie di snervamento e l'incremento di tensione applicato porta tale punto ad uscire dalla superficie. Questa condizione non è ammissibile poiché lo stato tensionale può stare al più sulla piramide.

Il modello appena descritto è un modello elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb.

5.4.2.1 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DELLA MURATURA

Al fine di utilizzare il criterio di rottura alla Mohr-Coulomb per rappresentare la muratura, si valutano anche:

- la coesione c_M :

$$c_M = \frac{\sqrt{f_{Mc} f_{Mt}}}{2} = 0,87 \text{ MPa} \quad (5.46)$$

- l'angolo di resistenza a taglio φ_M dalla (3.19) che diventa:

$$\varphi_M = \arcsin\left(\frac{f_{Mc} - f_{Mt}}{f_{Mc} + f_{Mt}}\right) = 47,6^\circ \quad (5.47)$$

- l'angolo di dilatanza ψ_M pari all'incirca alla metà di quello al taglio per cui si assume $\psi_M = 20^\circ$.

PARAMETRO	DESCRIZIONE	UNITA' DI MISURA
E	Modulo di Young	kN/m ²
ν	Coefficiente di Poisson	-
c	Coesione efficace	kN/m ²
φ	Angolo resistenza a taglio efficace	°
ψ	Angolo di dilatanza	°

Tabella 5.7-Parametri del criterio di rottura di Mohr-Coulomb

In Tabella 5.8 sono riassunti i parametri adottati per la muratura nel modello M2.

γ_M [kN/m ³]	E_M [MPa]	G_M [MPa]	ν_M [-]	c_M [MPa]	ϕ_M [°]	ψ_M [°]
18	4000	1600	0,15	0,87	48	20

Tabella 5.8-Definizione dei parametri di resistenza della muratura nel modello

M2

Riassumendo:

- I. la resistenza a trazione f_{bt} e a compressione f_{bc} dei blocchi possono essere valutati dalla prova di compressione su provini di mattone (paragrafo 3.2.2);
- II. la resistenza a trazione f_{mt} e a compressione f_{mc} della malta possono essere ricavati dalle prove di punzonamento e brasiliana (paragrafo 3.2.1);
- III. i moduli elastici di mattoni e malta sono calcolati ricorrendo rispettivamente alla (3.21) e (3.24);
- IV. da letteratura si possono assumere valori del coefficiente di Poisson ν pari a 0.125 per il mattone e 0.25 per la malta;
- V. con la (5.35) si ricava la resistenza a compressione della muratura f_{Mc} ;
- VI. la resistenza a trazione della muratura si assume $f_{Mt}=f_{mt}$ oppure più opportunamente dalla (5.37) noti la massima tensione di compressione f_{Mc} e il coefficiente di Poisson ν_M , se si tratta di un geomateriale;
- VII. il modulo elastico della muratura si calcola con la (5.38);
- VIII. infine ponendo nullo lo sforzo verticale agente dalla (5.33) si ricava la resistenza a taglio f_{vk0} .

5.4.3 SCHEMATIZZAZIONE DELL'EDIFICIO

Due sono i modelli della struttura utilizzati nel presente studio:

- modello detto M1 (Figura 5.14-(a) in cui la muratura è discretizzata con elementi finiti 2D, mentre le fondazioni sono modellate come volume. Ad entrambe è attribuito un comportamento elastico-lineare;
- modello detto M2 (Figura 5.14-(b) in cui per l'intera struttura sono utilizzati elementi finiti 3D. La muratura raggiunge la condizione limite in accordo al criterio di Mohr-Coulomb, mentre le fondazioni in c.a. hanno comportamento elastico-lineare.

Nel modello M1 i maschi murari sono modellati con elementi *Plate* (a comportamento elastico-lineare secondo le proprietà da Tabella 5.9), a cui è stato attribuito il rispettivo spessore di 12, 28 e 35 cm. Gli elementi resistenti sono stati identificati secondo gli allineamenti di cui al paragrafo 3.2.4 al netto delle aperture; eccentricità rispetto a tali allineamenti fino a pochi centimetri sono state trascurate. L'annesso accessorio e il frontone dell'edificio, oltre che il solaio del tetto, non sono stati riportati nel modello poiché si ritiene che il contributo alla rigidità della struttura di questi elementi possa essere considerato trascurabile. I pianerottoli delle scale sono stati rappresentati con elementi *Plate* con comportamento elastico-lineare mentre le fondazioni sono state inserite con la loro effettiva geometria (travi rovesce in c.a.) e discretizzate con elementi finiti 3D, anch'essi a comportamento elastico-lineare. Dal momento che non sono a disposizione informazioni sull'effettivo stato del calcestruzzo, per le caratteristiche elastiche si è scelto di considerare come modulo elastico E_{cls} del c.a. un valore di 35 GPa (tipico dei calcestruzzi odierni) e del coefficiente di Poisson ν di 0,2. Il valore scelto comunque non modifica significativamente il risultato come si vedrà al paragrafo 6.3.1. Si evidenzia che non essendo presente nei solai una soletta di almeno 5 cm e rete metallica questi non possono

essere considerati infinitamente rigidi secondo la Normativa vigente. I solai sono stati modellati quindi come elementi *Plate* con comportamento elastico-lineare anisotropo (Gragnano, Fagnoli e Boldini, 2014), dal momento che questo tipo di elemento è in genere caratterizzato da una rigidezza predominante nella direzione di orditura. Il solaio reale ha sezione mista in latero-cemento (solaio primo piano) oppure laterizio e profilati in acciaio (solaio sottotetto), mentre nel programma Plaxis 3D la sezione deve essere considerata omogenea e di conseguenza le deve essere assegnato un unico valore (anche se diverso a seconda della direzione) del modulo di elasticità E . A partire dal modulo di rigidezza E_{c1s} della soletta in calcestruzzo presente in entrambi i solai pari a 35 GPa, si è ricercato un valore equivalente di modulo di elasticità E^* tale per cui la deformazione flessionale del solaio reale sia congruente a quella del solaio omogeneo in Plaxis 3D. Il modulo elastico E_{c1s} è stato ridotto del rapporto tra l'inerzia del solaio reale e quella del solaio omogeneo modellato nel codice di calcolo. La riduzione della rigidezza nell'altra direzione rispetto a quella di orditura è circa all'1% essendo stato considerato in quella direzione il contributo alla rigidezza della sola soletta in calcestruzzo. Nel calcolo del peso dei solai si è tenuto conto anche dei carichi accidentali come secondo le NTC2008 per una costruzione adibita ad uso uffici (2 kN/m^2). In Tabella 5.9-5.12 sono indicate le proprietà assegnate ai diversi elementi strutturali.

MURATURA			
γ_M [kN/m^3]	ν_M [-]	E_M [MPa]	G_M [MPa]
18	0,15	4000	1600

Tabella 5.9-Parametri elastici della muratura

FONDAZIONI, SCALE			
γ_M [kN/m^3]	ν_M [-]	E_M [MPa]	G_M [MPa]
25	0,2	35	14,58

Tabella 5.10-Parametri elastici attribuiti agli elementi in c.a

SOLAIO PRIMO PIANO					
γ [kN/m ³]	ν [-]	E_1' [GPa]	E_2' [MPa]	G_1' [GPa]	G_2' [MPa]
98	0,2	7,62	371	3,17	154,6

Tabella 5.11-Modellazione dei solai

SOLAIO SECONDO PIANO (SOTTOTETTO)					
γ [kN/m ³]	ν [-]	E_1' [GPa]	E_2' [MPa]	G_1' [GPa]	G_2' [MPa]
24.02	0,2	15,81	189	6,59	78,75

Tabella 5.12- Modellazione dei solai

Il modello M2 è stato ottenuto per estrusione degli elementi bidimensionali in modo da far ritornare lo spessore di ciascun maschio murario eccezion fatta per i solai che sono modellati ancora come *Plate* (con comportamento elastico-lineare anisotropo). Le proprietà assegnate sono le stesse riportate in Tabella 5.10-5.12 eccetto per la muratura per la quale si adotta in questo modello una legge costitutiva di tipo elastico-lineare con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb assegnando al materiale i parametri in Tabella 5.13.

γ_M [kN/m ³]	E_M [MPa]	G_M [MPa]	ν_M [-]	c_M [MPa]	ϕ_M [°]	ψ_M [°]
18	4000	1600	0,15	0,87	48	20

Tabella 5.13- Parametri della muratura secondo il criterio di rottura alla Mohr-Coulomb

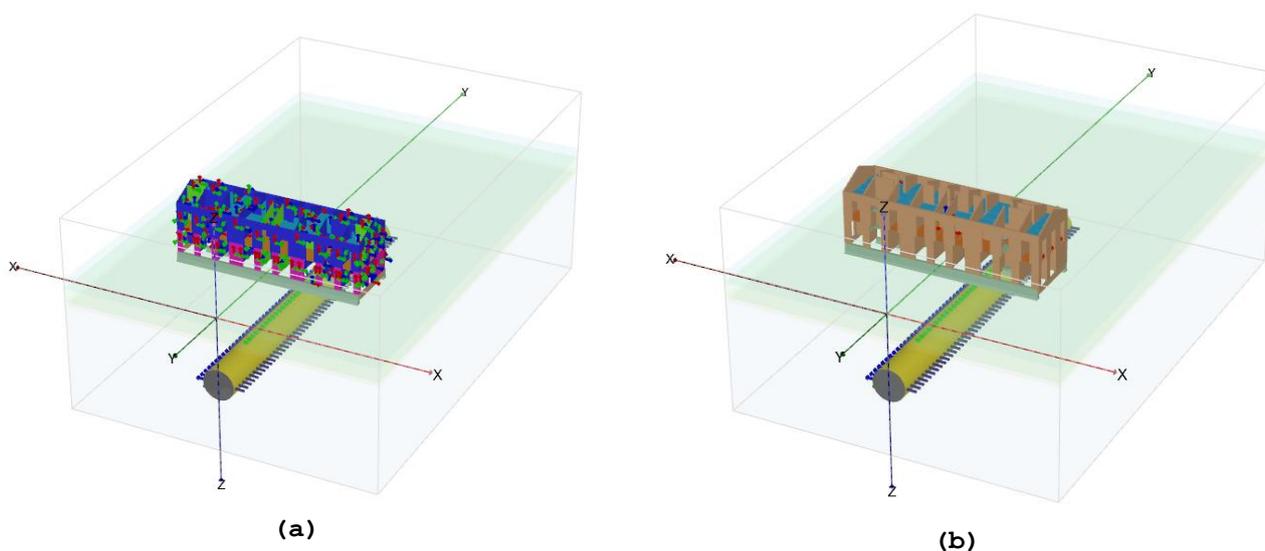


Figura 5.14-(a) modello M1 e (b) modello M2 per il caso di struttura centrata

6. RISULTATI

In questo capitolo verranno presentati i risultati di un'analisi preliminarmente svolta in condizioni di campo libero e i confronti con le previsioni empiriche dei cedimenti in direzione trasversale e longitudinale alla galleria, di cui al Capitolo 2. Successivamente si discuterà dei risultati di analisi di interazione galleria-edificio, eseguite con la struttura centrata ($e=0$) o eccentrica ($e=10$) rispetto alla galleria. Per entrambe le analisi, di campo libero e accoppiata, si sono considerati due scenari: condizioni di scavo ottimali, a cui corrisponde un valore della perdita di volume dello $V_L = 0,5\%$ e condizioni di scavo problematiche, ossia $V_L = 1\%$.

6.1 ANALISI IN CONDIZIONI DI CAMPO LIBERO

Per l'analisi in condizioni di campo libero è utile mostrare il profilo dei cedimenti in direzione longitudinale (sezione A-A) e in una sezione trasversale (sezione B-B) all'asse della galleria (Figura 6.1), sufficientemente lontana dal fronte in modo tale che gli spostamenti si siano stabilizzati. I risultati numerici sono stati confrontati con le curve empiriche ottenute adottando diversi valori del parametro K (le combinazioni dei parametri K nei diversi strati sono riportate in Tabella 6.1), scelti negli intervalli opportuni per i terreni interessati dallo scavo. Si riportano di seguito i risultati in termini di spostamenti al piano campagna (Figura 6.2 e 6.3).

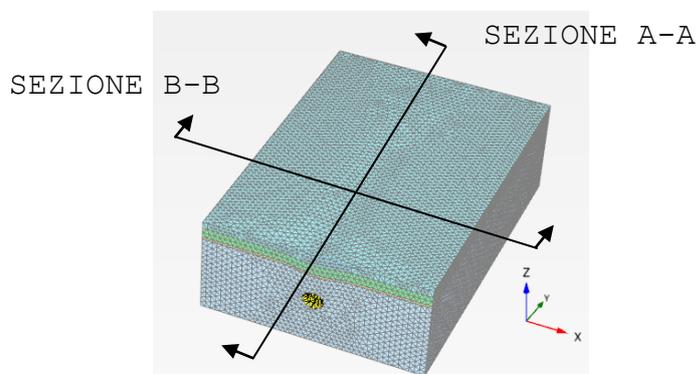


Figura 6.1-Mesh deformata per l'analisi di campo libero e indicazione delle sezioni di cui si riportano i profili di cedimento

COMBINAZIONE K1					COMBINAZIONE K1				
U.G.	K [-]	z _i [m]	i [m]	2.5 i [m]	U.G.	K [-]	z _i [m]	i [m]	2.5 i [m]
1	0,40	2,10	5,31	13,28	1	0,42	2,10	5,89	14,72
2	0,35	3,00			2	0,39	3,00		
3	0,30	0,90			3	0,36	0,90		
4	0,35	9,00			4	0,39	9,00		
COMBINAZIONE K3									
U.G.	K [-]	z _i [m]	i [m]	2.5 i [m]					
1	0,34	2,10	4,81	12,02					
2	0,32	3,00							
3	0,28	0,90							
4	0,32	9,00							

Tabella 6.1- Combinazioni del parametro K nelle diverse U.G.

La combinazione K2 coglie bene i cedimenti in condizioni di scavo ottimale ($V_L=0,5\%$) (Figura 6.2-(a), viceversa K3 approssima meglio il profilo di spostamento verticale per $V_L=1\%$ (Figura 6.3-(a); la soluzione K1 è intermedia tra le due: sottostima i cedimenti nel caso di scavo problematico mentre risulta a favore di sicurezza in condizioni ottimali di scavo. Per il caso di volume perso $V_L=0,5\%$ tutte le combinazioni di K adottate portano a sottostimare i movimenti orizzontali rispetto ai valori numerici (Figura 6.2-(b). Dalla curva che rappresenta il profilo longitudinale dei cedimenti in condizioni ottimali di scavo (Figura 6.2-(c) sono stati esclusi i risultati dei primi 20-30 m essendo essi influenzati da effetti di bordo.

All'aumentare del volume perso V_L all'1% aumenta il cedimento massimo e la curva gaussiana (Figura 6.3-(a) diventa più stretta, evidenziando un aumento del gradiente del cedimento. Per la condizione di scavo con problemi si osserva ancora un pessimo accordo in relazione agli spostamenti orizzontali (Figura 6.3-(b). Nel caso di $V_L=1\%$ migliora l'accordo tra il risultato numerico e la curva empirica e si osserva che il profilo raggiunge l'asintoto in una sezione più vicina al fronte di scavo (Figura 6.3-(c). La distanza dall'asse della galleria alla quale i cedimenti indotti dallo scavo della stessa possono essere considerati trascurabili, è 12 m nello scenario di scavo ottimale e 15 m invece, nel caso di scavo problematico. L'accordo dei cedimenti numerici con le curve

empiriche è, in generale, buono anche grazie al modello costitutivo avanzato utilizzato per il terreno.

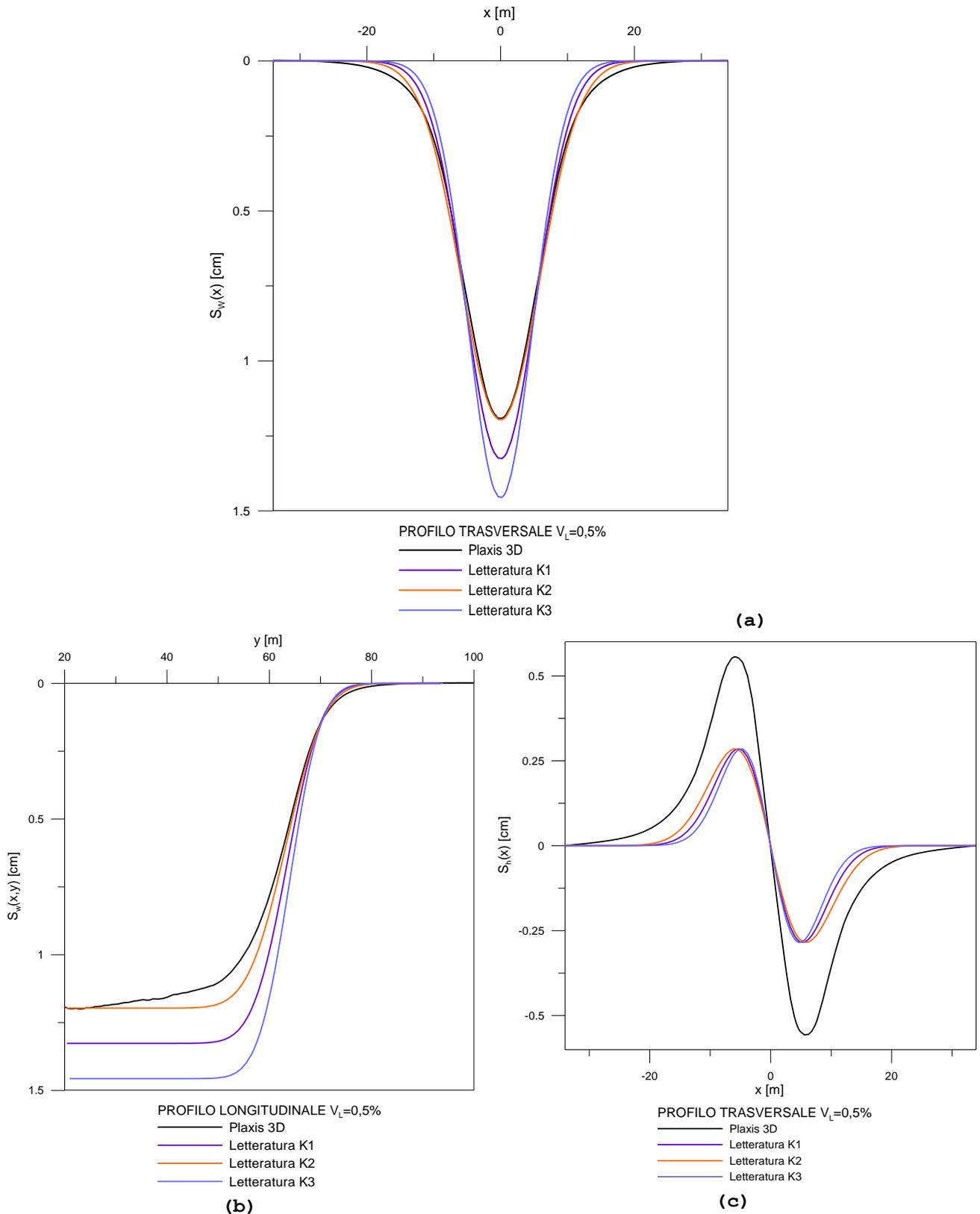
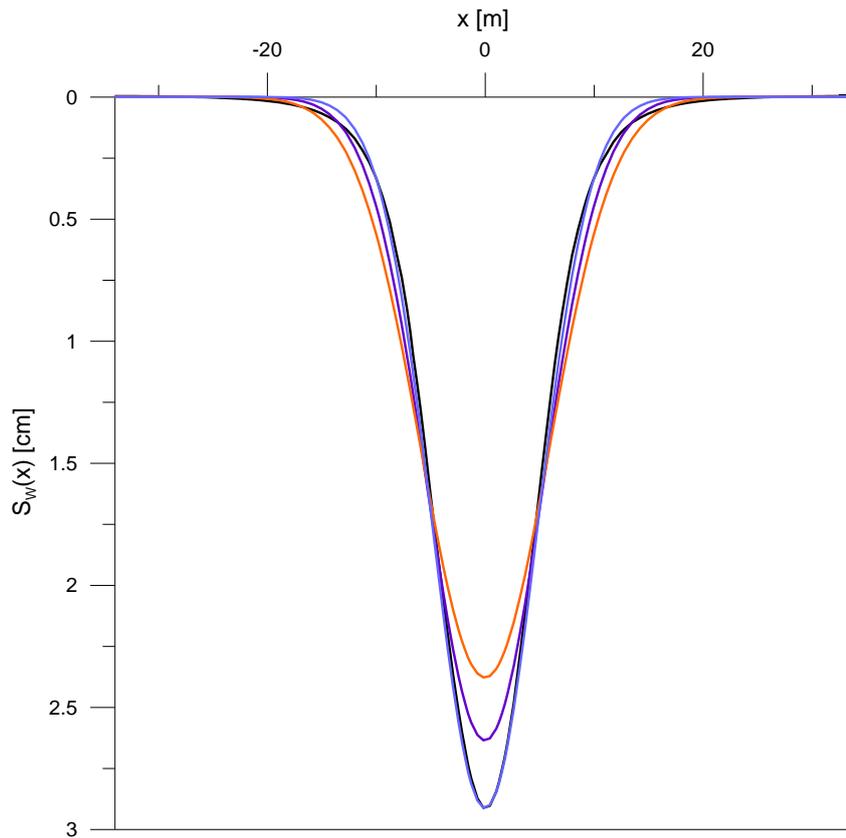


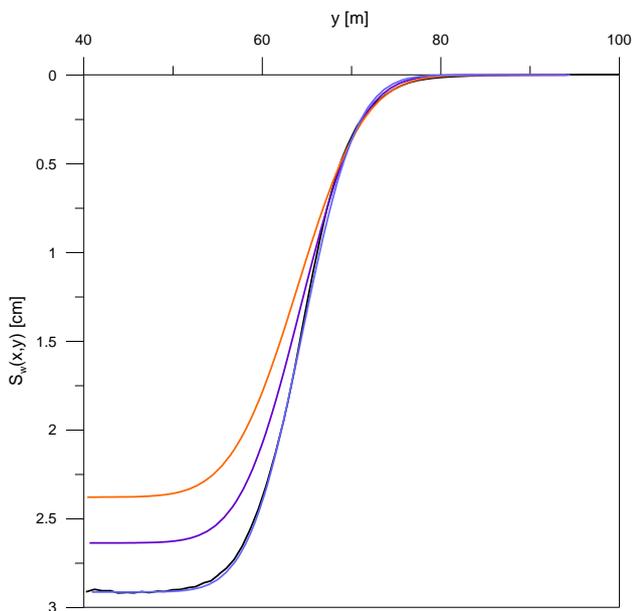
Figura 6.2-Profilo finale (a) dei cedimenti trasversali; (b) dei cedimenti longitudinali; (c) delle deformazioni orizzontali per $V_L=0,5\%$



PROFILO TRASVERSALE $V_L=1\%$

- Plaxis 3D
- Letteratura K1
- Letteratura K2
- Letteratura K3

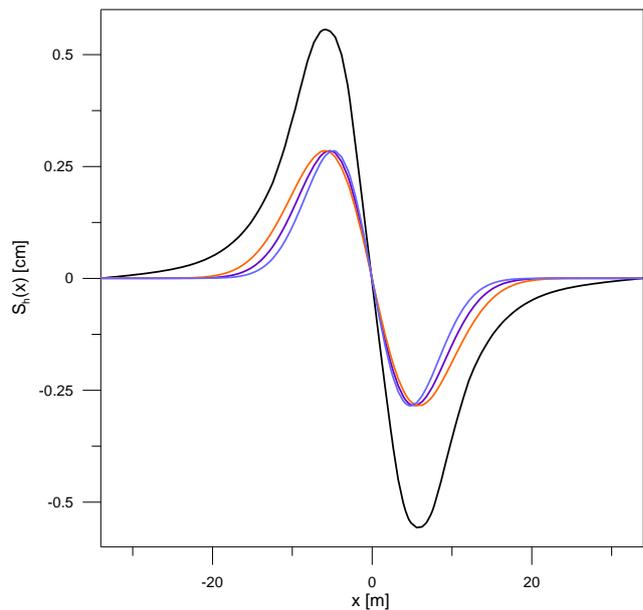
(a)



PROFILO LONGITUDINALE $V_L=1\%$

- Plaxis 3D
- Letteratura K1
- Letteratura K2
- Letteratura K3

(b)



PROFILO TRASVERSALE $V_L=0,5\%$

- Plaxis 3D
- Letteratura K1
- Letteratura K2
- Letteratura K3

(c)

Figura 6.3-Profilo finale (a) dei cedimenti trasversali; (b) dei cedimenti longitudinali; (c) delle deformazioni orizzontali per $V_L=1\%$

Le stesse considerazioni si possono fare sui risultati a parità di combinazione di K, ma al variare del volume perso V_L (Figura 6.4).

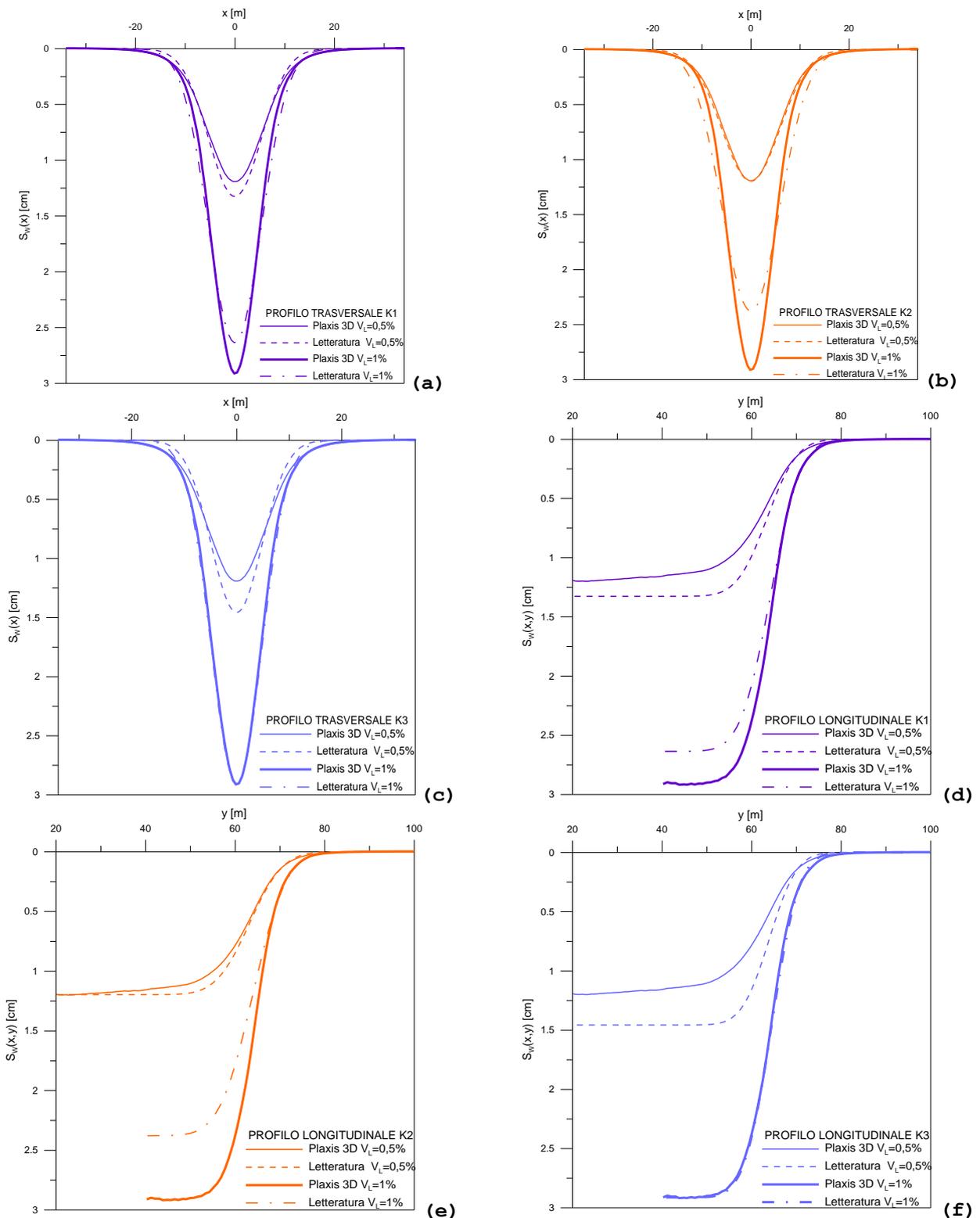


Figura 6.4-Profilo finale dei cedimenti trasversali per la combinazione (a) K1; (b) K2 e (c) K3 del parametro K del terreno; profilo finale dei cedimenti longitudinali per la combinazione (d) K1; (e) K2; (f) K3 del parametro K del terreno

6.2 ANALISI DI INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA: MODELLO M1, PLATE A COMPORAMENTO ELASTICO-LINEARE

Di seguito si riporta il profilo dei cedimenti in direzione trasversale alla galleria al di sotto della facciata e del retro dell'edificio e dei cedimenti longitudinali al di sotto dei muri perimetrali esterni disposti parallelamente all'asse della galleria (Figura 6.5 e 6.6). Per le analisi di interazione, si esaminano i cedimenti dovuti al solo peso proprio della struttura e a condizioni di scavo ultimato, per i casi di $V_L=0,5\%$ e $V_L=1\%$, e di eccentricità della struttura nulla e pari a 10 m rispetto al centro della galleria.

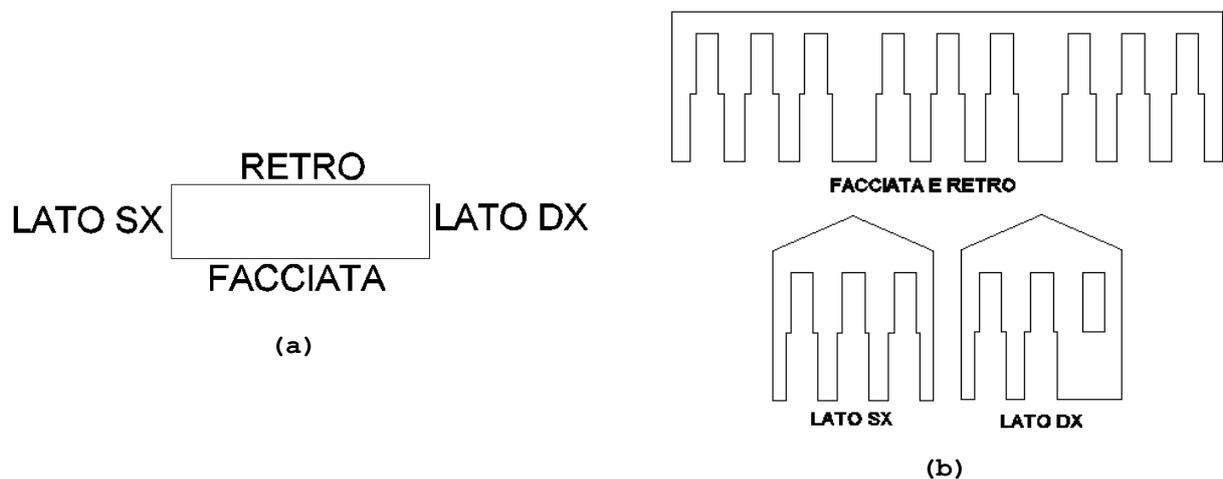


Figura 6.5-(a) Ingombro in pianta; (b) prospetti schematizzati dell'edificio

Dal grafico in Figura 6.7-(a) si osserva come la presenza della costruzione sulla superficie del terreno, per il caso di eccentricità nulla della struttura e $V_L=0,5\%$, modifichi il profilo dei cedimenti che, rispetto al caso di campo libero, aumentano nella zona di hogging e si riducono in quella di sagging. Risulta, dunque, minore il gradiente del cedimento nella zona d'influenza della struttura. La rigidità dell'insieme fondazione-sovrastuttura influenza i movimenti del terreno facendo sì che la costruzione sperimenti un cedimento differenziale minore rispetto a quello atteso in condizioni di campo libero. Nel caso di eccentricità della struttura rispetto all'asse della galleria di 10 m (Figura 6.7-(b), sempre per scavo in condizioni ottimali ($V_L=0,5\%$), l'influenza della struttura sul

profilo di campo libero risulta più evidente: la struttura ruota appoggiandosi all'estremo al di fuori della zona di influenza della galleria. Il cedimento massimo risulta ancora inferiore rispetto al caso di campo libero e si osserva di nuovo una riduzione del cedimento. A parità di contrazione applicata lungo lo scudo, in assenza di struttura il V_L è 0,5%, mentre quando la struttura è presente nel modello tale valore aumenta ed è pari allo 0,7% sia nel caso di eccentricità nulla che di 10 m. Ciò è dovuto al fatto che il modello costitutivo del terreno risente delle variazioni dello stato tensionale indotte dal peso dell'edificio.

Considerazioni analoghe possono essere fatte nel caso di scavo con problemi ($V_L=1\%$) da cui emerge in modo più accentuato la riduzione del cedimento (Figura 6.7-(c)-(d) dovuto alla rigidità della struttura. In questo caso, il profilo è più spanciato e ciò compensa la diminuzione del cedimento massimo, dunque si ottiene un valore di volume perso pari a 0,9% nel caso di eccentricità nulla e pari all'1% per eccentricità pari a 10 m, sostanzialmente coincidenti con il valore ottenuto in condizioni di campo libero. Per quel che riguarda il profilo dei cedimenti longitudinali, in Figura 6.8 si riscontra una lieve rotazione antioraria attorno al retro dell'edificio (Figura 6.8-(a)-(c) nel caso di eccentricità nulla, mentre nel caso eccentrico (Figura 6.8-(b)-(d) la rotazione è oraria attorno alla facciata.

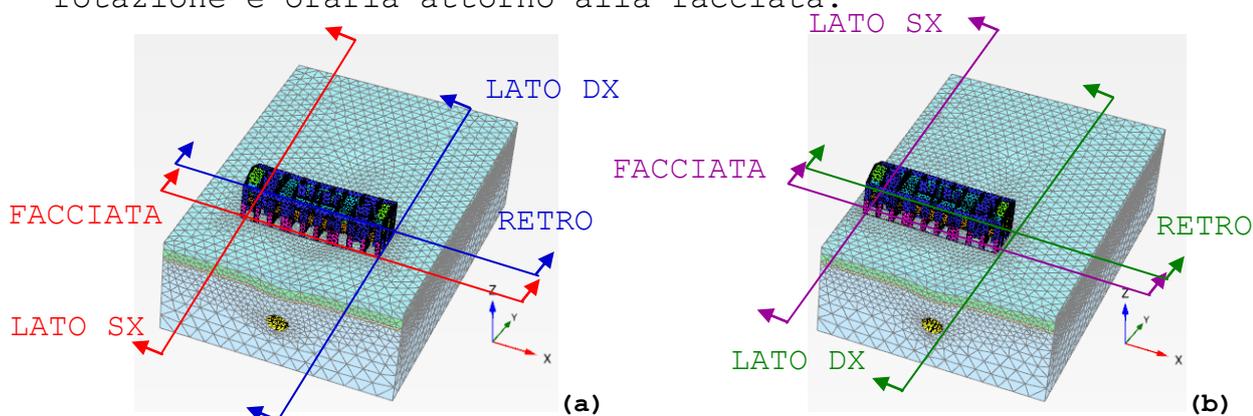


Figura 6.6-Mesh deformata scenario $V_L=1\%$ caso (a) $e=0$ m; (b) $e=10$ m e indicazione delle sezioni

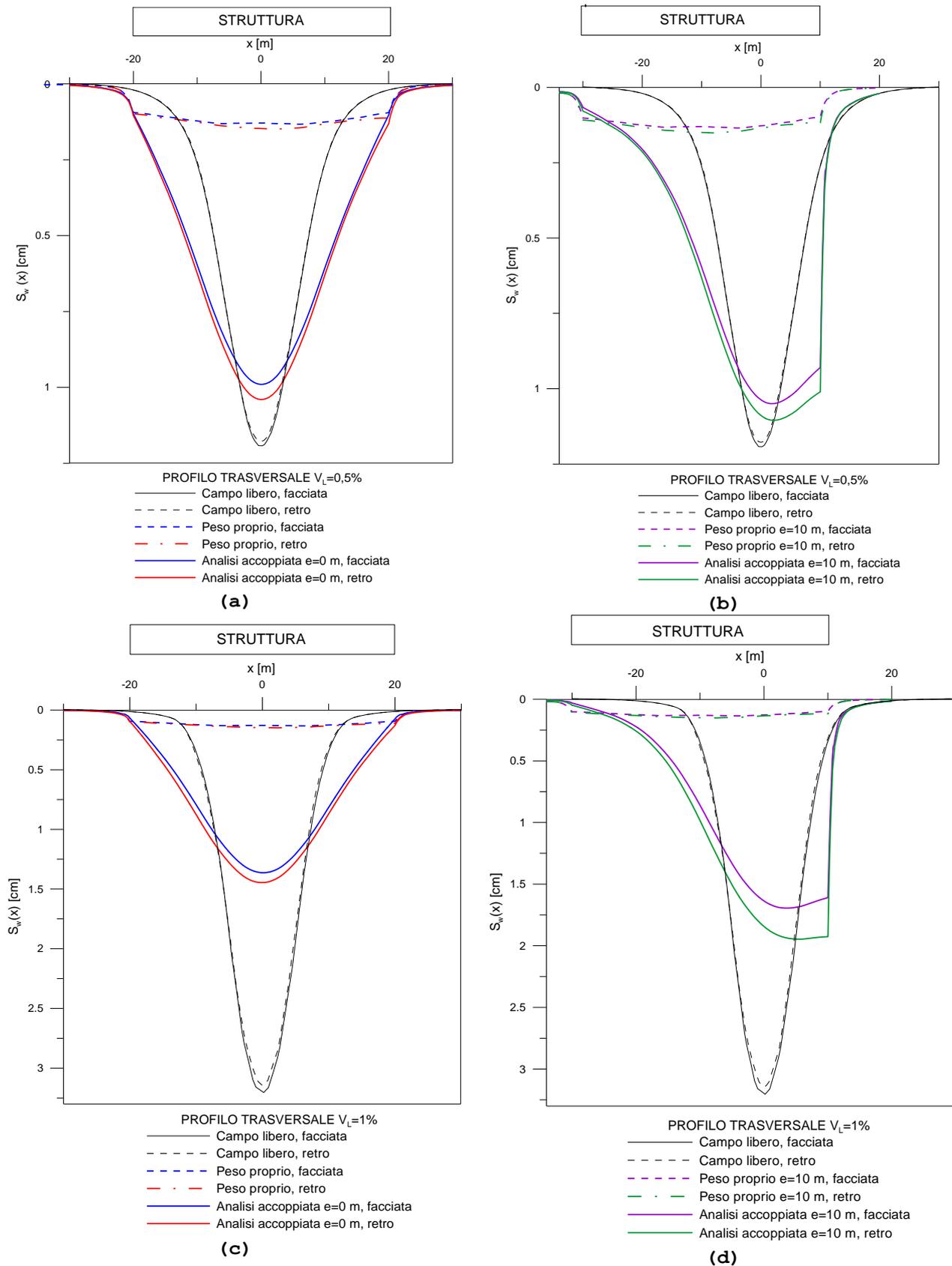


Figura 6.7- Profilo trasversale dei cedimenti sotto la struttura per il modello M1 nel caso di scavo in condizioni ottimali (a) analisi accoppiata e=0 m; (b) e=10 m e scavo con problemi (c) analisi accoppiata e=0 m; (d) e=10 m

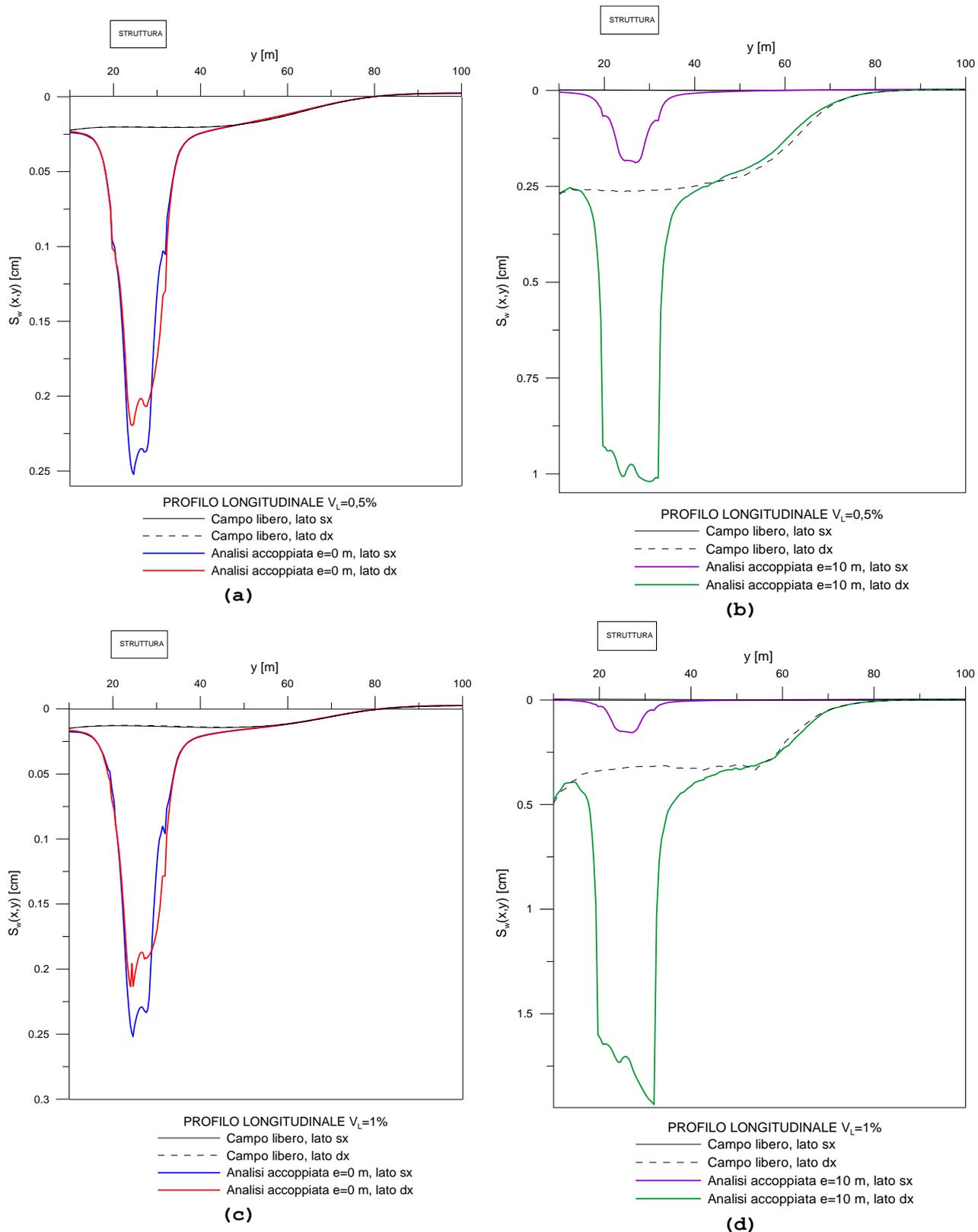
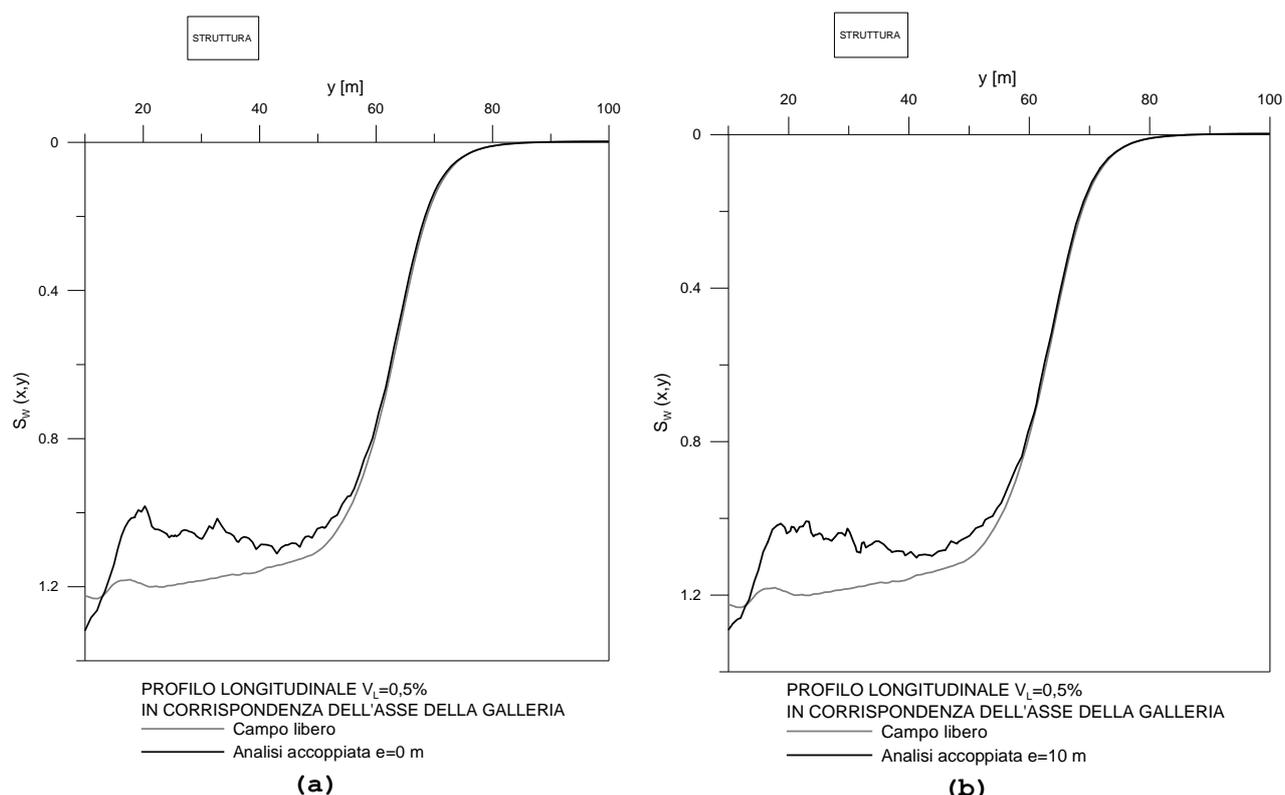


Figura 6.8-Profilo longitudinale dei cedimenti sotto la struttura per il modello M1 nel caso di scavo in condizioni ottimali (a) analisi accoppiata e=0 m; (b) e=10 m e scavo con problemi (c) analisi accoppiata e=0 m; (d) e=10 m

Si ritiene significativo riportare gli andamenti dei cedimenti al di sopra dell'asse della galleria. Bisogna sottolineare che in corrispondenza dell'asse della galleria non sono presenti maschi murari né in caso di struttura centrata né eccentrica rispetto alla galleria. Come si nota dalla Figura 6.9, nel caso di scavo in condizioni ottimali la curva relativa all'analisi accoppiata, in corrispondenza della struttura, si trova sempre sopra a quella di campo libero. Nello scenario, invece, di scavo problematico la gaussiana dell'analisi accoppiata presenta due punti, in corrispondenza delle travi di fondazione, in cui il cedimento è dimezzato mentre aumenta lievemente nella zona centrale dell'edificio, sempre rispetto alla condizione di campo libero. Se si riprende anche il profilo trasversale in Figura 6.7 si nota come, invece, in corrispondenza dei muri perimetrali esterni ($x=-20$ m e $x=+20$ m) il cedimento maggiore sia quello dell'analisi accoppiata, a causa del peso della struttura. Si può concludere che l'edificio scarica maggiormente sui muri perimetrali esterni. Allontanandosi dalla struttura le curve di campo libero tornano a coincidere, come era atteso.



6.3 INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA: MODELLO M2, ELEMENTI 3D CON COMPORTAMENTO ALLA MOHR-COULOMB

Anche per il modello M2 si analizzano i profili di cedimento in direzione trasversale e longitudinale allo scavo al di sotto della facciata, del retro dell'edificio e dei muri perimetrali esterni disposti parallelamente all'asse della galleria (Figura 6.10). Nel caso di scavo in condizioni ottimali, dalla Figura 6.11-(a)-(b) si osserva come il massimo cedimento sia quasi lo stesso rispetto alla condizione di campo libero, ma la gaussiana risulta più ampia: nell'analisi accoppiata il volume perso V_L si attesta intorno allo 0,7% (maggiore rispetto allo 0,5% dell'analisi di campo libero) sia nel caso di eccentricità nulla che pari a 10 m. Nel caso, invece, di scavo problematico, dalla Figura 6.11-(c)-(d) si nota come la rigidità della struttura comporti lo sviluppo di un cedimento massimo che è dimezzato rispetto all'analisi di campo libero. Tuttavia, nel caso di $V_L=1\%$ l'allargamento della gaussiana porta ad avere, nell'analisi accoppiata, il medesimo volume perso per eccentricità pari a 10 m e lievemente inferiore (0,9%) per eccentricità nulla. Nel caso di eccentricità nulla (Figura 6.11-(a)-(c) il profilo di cedimento è ancora una gaussiana, mentre nel caso di eccentricità pari a 10 m (Figura 6.11-(b)-(d) l'edificio segue il profilo di cedimento di campo libero ma, giacendo la struttura in gran parte nella zona di sinistra della galleria, si osserva un salto piuttosto netto in corrispondenza dell'estremo destro dell'edificio. In entrambi i casi, $V_L=0,5\%$ e $V_L=1\%$ (il volume perso si riferisce alla condizione di campo libero), la presenza della costruzione modifica la forma del profilo di subsidenza: si osserva un minor gradiente del cedimento al di sotto dell'edificio dovuto alla rigidità dello stesso.

Per quel che riguarda il profilo dei cedimenti longitudinali all'asse della galleria (Figura 6.12) si osserva, in accordo col modello M1, sia in condizioni di scavo ottimali che con problemi, una rotazione antioraria della struttura attorno al retro

dell'edificio nel caso di eccentricità nulla e oraria rispetto alla facciata nel caso di eccentricità pari a 10 m.

Per i cedimenti sopra l'asse della galleria (Figura 6.13) viene confermato il risultato del modello M1: l'edificio scarica maggiormente sui muri perimetrali esterni. Allontanandosi dalla struttura le curve di campo libero tornano a coincidere ancora una volta.

Per confrontare le scelte di modellazione strutturale è stato considerato un terzo modello, detto M3, identico al modello M2 ad eccezione del comportamento della muratura che, in questo caso, si è assunto di tipo elastico-lineare, come nel modello M1. In generale, dalla Figura 6.14, per tutti i casi esaminati si osserva che i risultati dei modelli M2 e M3 sono pressoché coincidenti, mentre il modello M1 fornisce valori del cedimento piuttosto diversi rispetto agli altri due modelli. Da questo confronto sembra che, in questo specifico caso, gli elementi utilizzati per modellare la struttura abbiano una maggiore influenza sul risultato della legge costitutiva con cui vengono descritti.

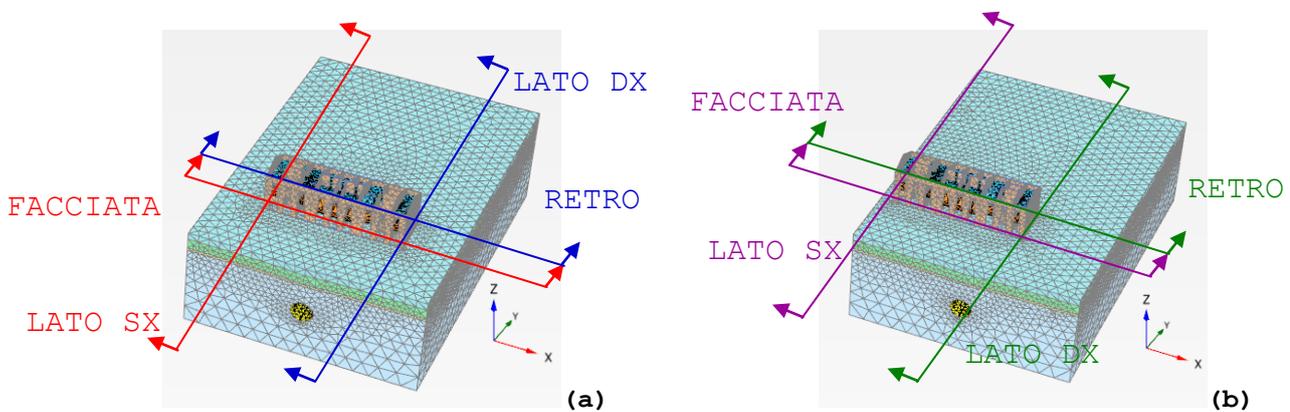
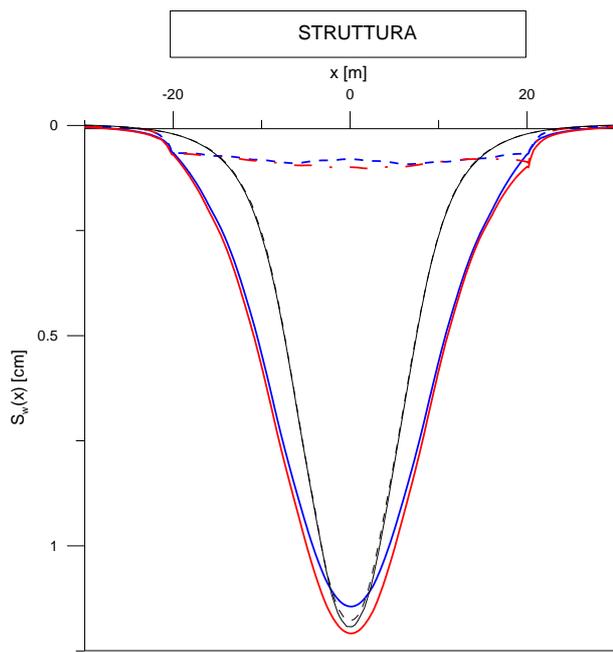


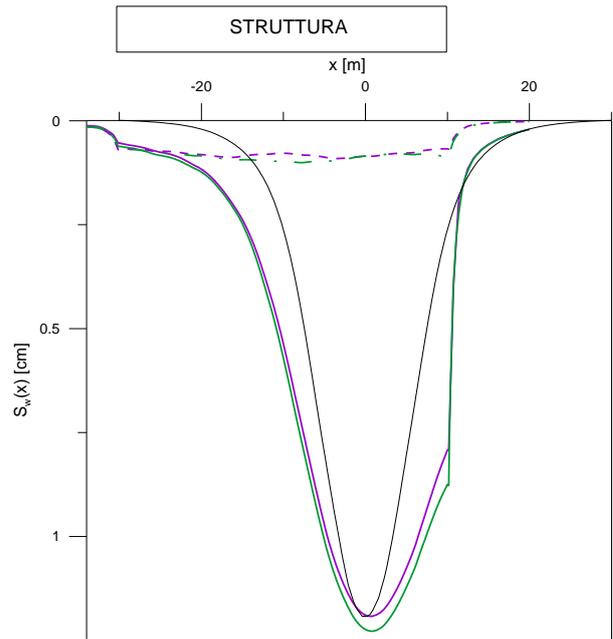
Figura 6.10-Mesh deformata scenario $V_t=1\%$ caso (a) $e=0$ m; (b) $e=10$ m



PROFILO TRASVERSALE $V_L=0,5\%$

- Campo libero, facciata
- - - Campo libero, retro
- - - Peso proprio, facciata
- - - Peso proprio, retro
- Analisi accoppiata e=0 m, facciata
- Analisi accoppiata e=0 m, retro

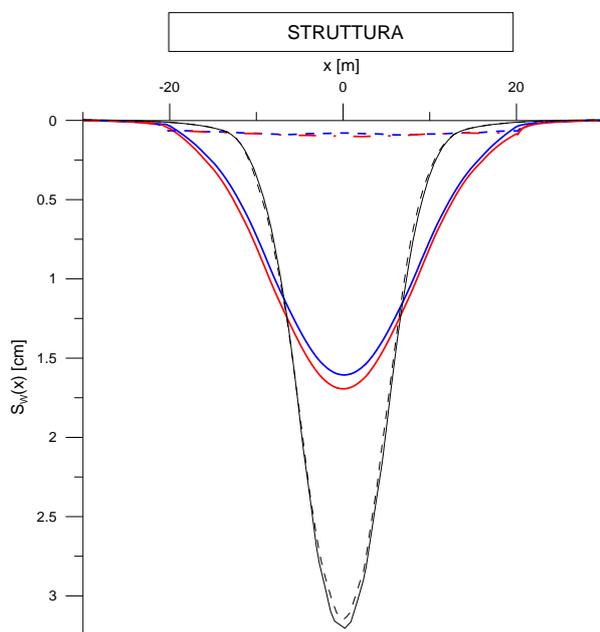
(a)



PROFILO TRASVERSALE $V_L=0,5\%$

- Campo libero, facciata
- - - Campo libero, retro
- - - Peso proprio, facciata
- - - Peso proprio, retro
- Analisi accoppiata e=10 m, facciata
- Analisi accoppiata e=10 m, retro

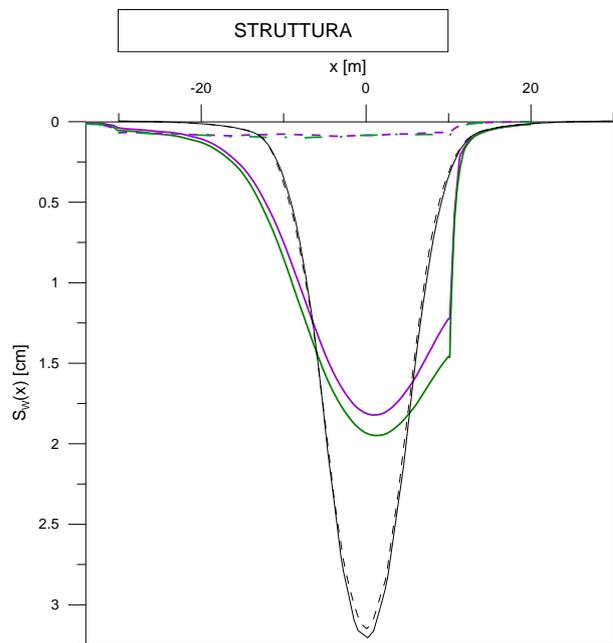
(b)



PROFILO TRASVERSALE $V_L=1\%$

- Campo libero, facciata
- - - Campo libero, retro
- - - Peso proprio, facciata
- - - Peso proprio, retro
- Analisi accoppiata e=0 m, facciata
- Analisi accoppiata e=0 m, retro

(c)

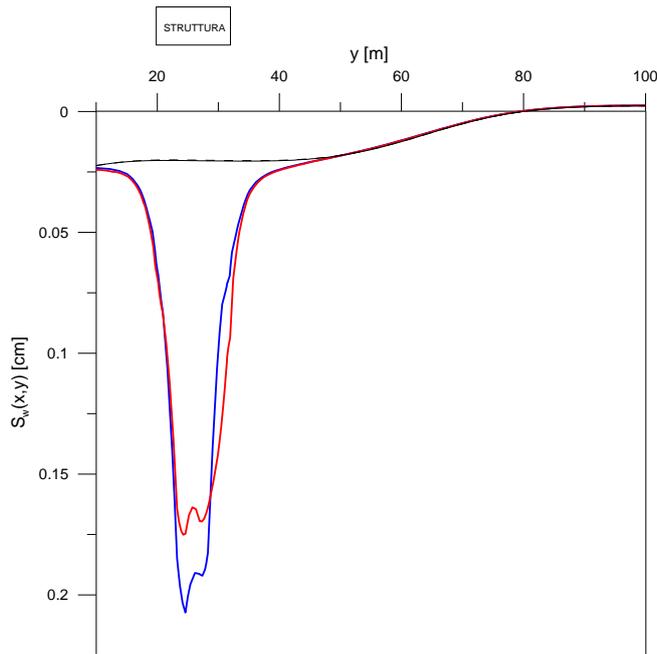


PROFILO TRASVERSALE $V_L=1\%$

- Campo libero, facciata
- - - Campo libero, retro
- - - Peso proprio, facciata
- - - Peso proprio, retro
- Analisi accoppiata e=10 m, facciata
- Analisi accoppiata e=10 m, retro

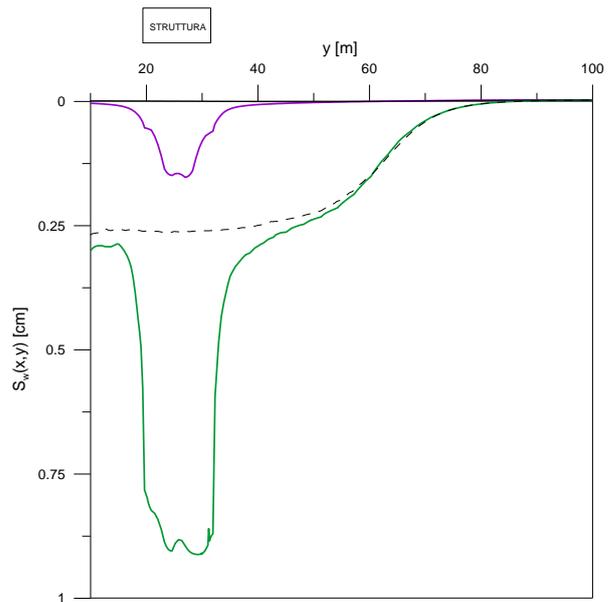
(d)

Figura 6.11-Profilo trasversale dei cedimenti sotto la struttura per il modello M2 nel caso di scavo in condizioni ottimali (a) analisi accoppiata e=0 m; (b) e=10 m e scavo con problemi (c) analisi accoppiata e=0 m; (d) e=10 m



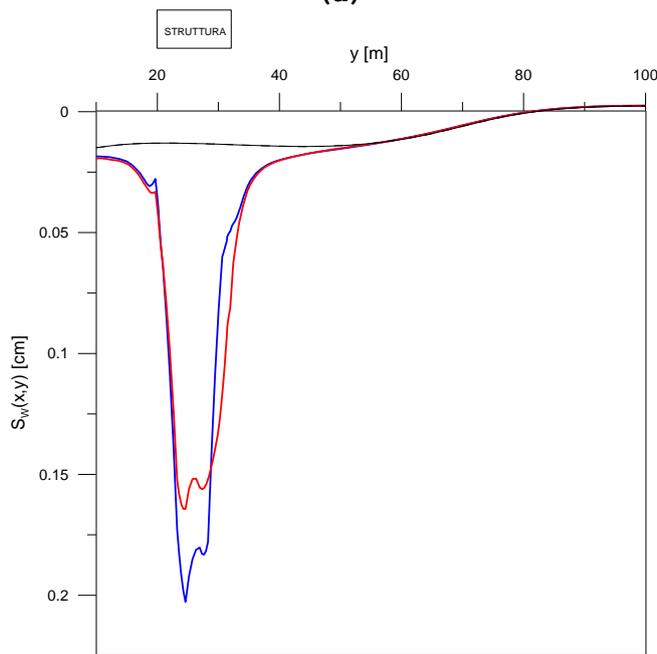
PROFILO LONGITUDINALE $V_L=0,5\%$
 — Campo libero, lato sx
 - - - Campo libero, lato dx
 — Analisi accoppiata e=0 m, lato sx
 — Analisi accoppiata e=0 m, lato dx

(a)



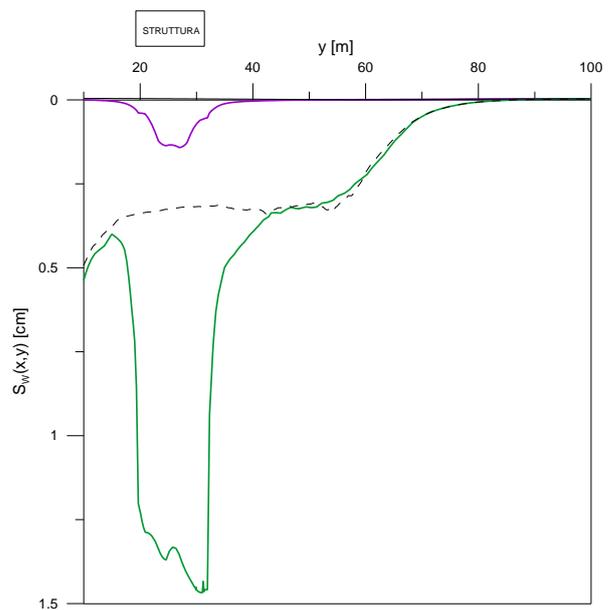
PROFILO LONGITUDINALE $V_L=0,5\%$
 — Campo libero, lato sx
 - - - Campo libero, lato dx
 — Analisi accoppiata, lato sx
 — Analisi accoppiata, lato dx

(b)



PROFILO LONGITUDINALE $V_L=1\%$
 — Campo libero, lato sx
 - - - Campo libero, lato dx
 — Analisi accoppiata e=0 m, lato sx
 — Analisi accoppiata e=0 m, lato dx

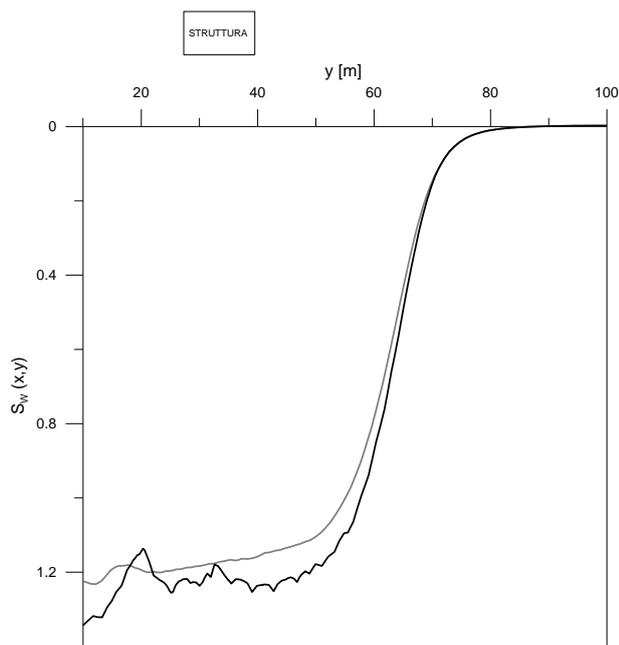
(c)



PROFILO LONGITUDINALE $V_L=1\%$
 — Campo libero, lato sx
 - - - Campo libero, lato dx
 — Analisi accoppiata e=10 m, lato sx
 — Analisi accoppiata e=10 m, lato dx

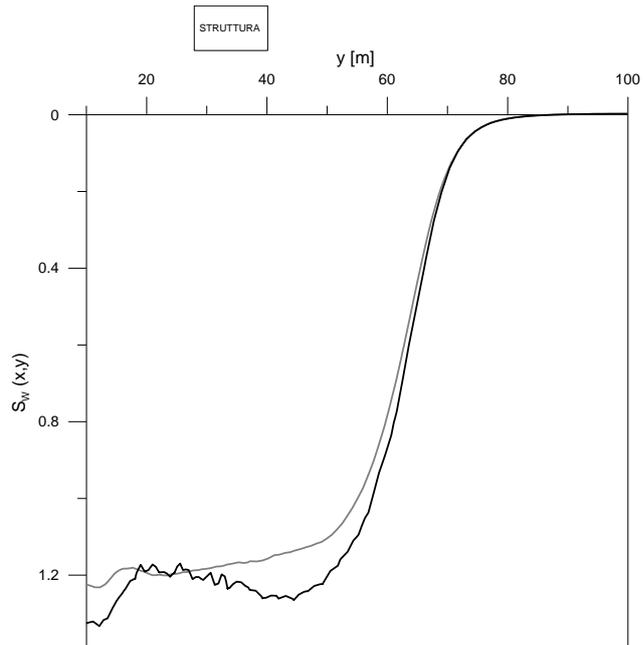
(d)

Figura 6.12-Profilo longitudinale dei cedimenti sotto la struttura per il modello M2 nel caso di scavo in condizioni ottimali (a) analisi accoppiata e=0 m; (b) e=10 m e scavo con problemi (c) analisi accoppiata e=0 m; (d) e=10 m



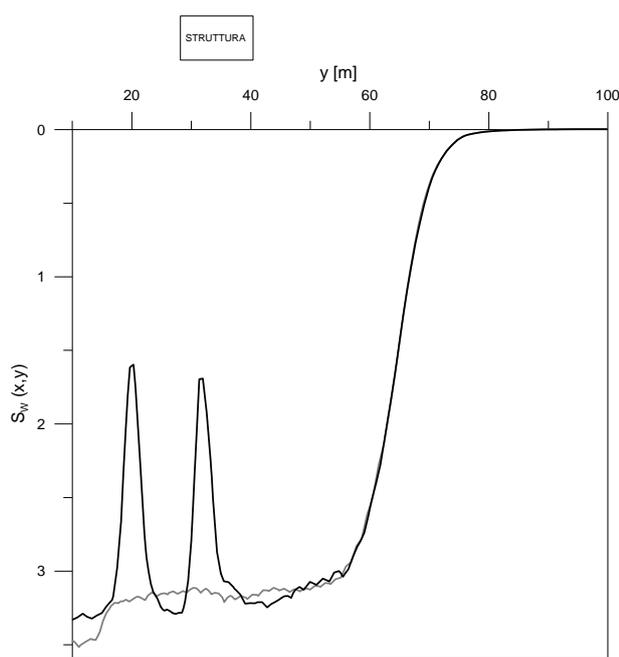
PROFILO LONGITUDINALE $V_L=0,5\%$
IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE DELLA GALLERIA
— Campo libero
— Analisi accoppiata e=0 m

(a)



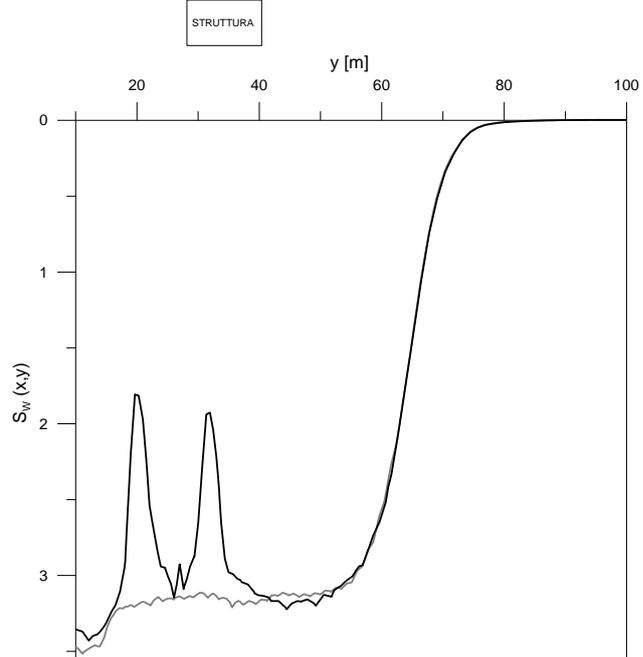
PROFILO LONGITUDINALE $V_L=0,5\%$
IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE DELLA GALLERIA
— Campo libero
— Analisi accoppiata e=10 m

(b)



PROFILO LONGITUDINALE $V_L=1\%$
IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE DELLA GALLERIA
— Campo libero
— Analisi accoppiata e=0 m

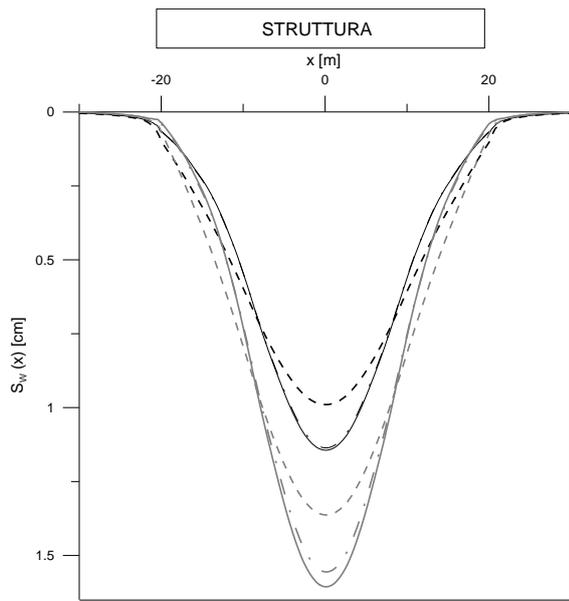
(c)



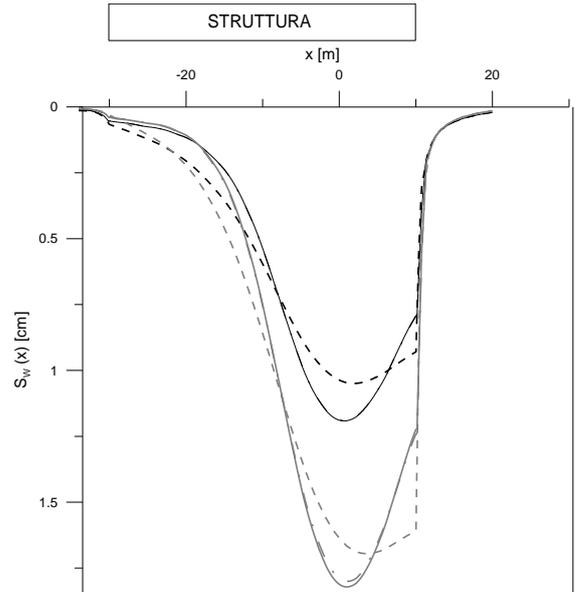
PROFILO LONGITUDINALE $V_L=1\%$
IN CORRISPONDENZA DELL'ASSE DELLA GALLERIA
— Campo libero
— Analisi accoppiata e=10 m

(d)

Figura 6.13-Profilo longitudinale dei cedimenti sopra la galleria per il modello M2 nel caso di scavo in condizioni ottimali (a) analisi accoppiata e=0 m; (b) e=10 m e scavo con problemi (c) analisi accoppiata e=0 m; (d) e=10 m



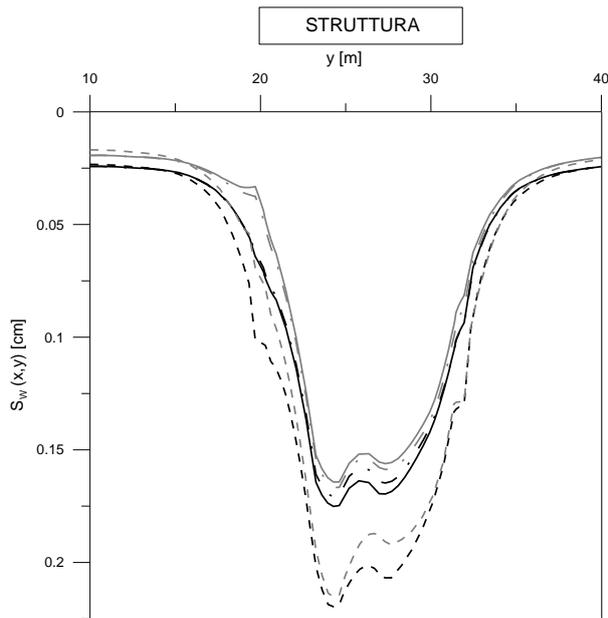
PROFILO TRASVERSALE ANALISI ACCOPPIATA e=0 m FACCIATA
 - - - M1, $V_L=0,5\%$
 — M2, $V_L=0,5\%$
 - · - M3, $V_L=0,5\%$
 - - - M1, $V_L=1\%$
 — M2, $V_L=1\%$
 - · - M3, $V_L=1\%$



PROFILO TRASVERSALE ANALISI ACCOPPIATA e=10 m FACCIATA
 - · - M3, $V_L=0,5\%$
 — M2, $V_L=0,5\%$
 - - - M1, $V_L=0,5\%$
 - · - M3, $V_L=1\%$
 — M2, $V_L=1\%$
 - - - M1, $V_L=1\%$

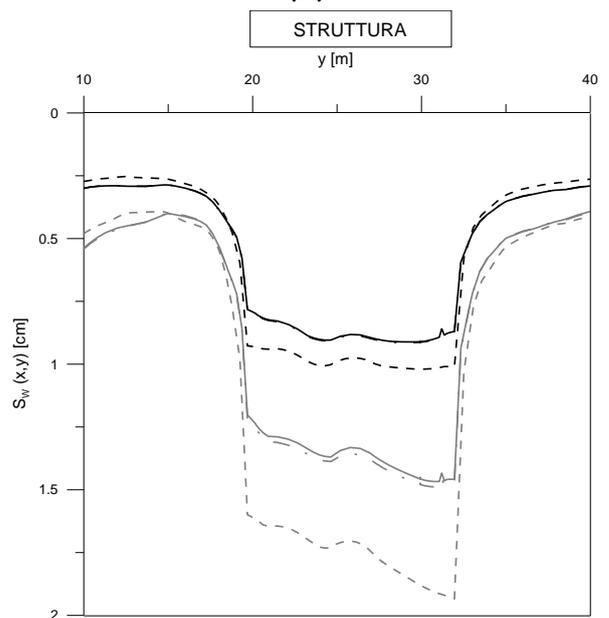
(a)

(b)



PROFILO LONGITUDINALE ANALISI ACCOPPIATA e=10 m LATO DX
 - · - M3, $V_L=0,5\%$
 — M2, $V_L=0,5\%$
 - - - M1, $V_L=0,5\%$
 - · - M3, $V_L=1\%$
 — M2, $V_L=1\%$
 - - - M1, $V_L=1\%$

(c)



PROFILO LONGITUDINALE ANALISI ACCOPPIATA e=10 m LATO DX
 - · - M3, $V_L=0,5\%$
 — M2, $V_L=0,5\%$
 - - - M1, $V_L=0,5\%$
 - · - M3, $V_L=1\%$
 — M2, $V_L=1\%$
 - - - M1, $V_L=1\%$

(d)

Figura 6.14- Confronto tra profili di cedimento sotto la facciata nei modelli M1, M2 e M3 (a) profili di cedimento trasversali analisi accoppiata e=0 m; (b) e=10 m; profili di cedimento longitudinali (c) analisi accoppiata e=0 m; (d) e=10 m

Il modello con elementi di volume permette di analizzare in modo molto accurato lo stato tensionale nella muratura: è possibile ottenere con continuità, oltre agli spostamenti, anche le deformazioni e le tensioni. Di particolare interesse è l'analisi dei punti plastici nella struttura, cioè dei punti in cui la muratura raggiunge la condizione limite, in accordo con il criterio di rottura di Mohr-Coulomb (punti failure), e dei punti in cui il materiale raggiunge la massima tensione di trazione ammissibile (punti tension cut-off). Il meccanismo resistente e la direzione di fessurazione sono poi ottenibili dalle direzioni principali di tensione, dato che, com'è noto, le fessure si aprono perpendicolarmente alle isostatiche di trazione e quindi lungo la direzione principale di compressione; si ottiene così il quadro fessurativo dell'edificio. Nel seguito l'analisi è presentata con riferimento a differenti momenti dello scavo della galleria; per alcuni punti in cui è stata raggiunta la condizione di rottura, sono stati poi tracciati i cerchi di Mohr nelle differenti fasi di scavo, in modo da evidenziare quali sono le fasi critiche per i diversi elementi strutturali.

Il danneggiamento della facciata dell'edificio è stato analizzato in dettaglio partendo dal caso che si ritiene più significativo a questo scopo, ossia per $V_L=1\%$.

Analisi simmetrica $V_L=1\%$

Dalla Figura 6.15 si vede come i cedimenti sono trascurabili prima del passaggio del fronte mentre si sviluppano, uguagliando quasi il valore finale, immediatamente dopo il passaggio dello stesso. Il cedimento massimo si ha nella zona centrale della struttura che può essere vista come una trave su due appoggi, la quale, perdendo il sostegno del terreno centrale scarica agli estremi inflettendosi; si ci aspetta perciò che la fessurazione si concentri nella parte centrale della facciata.

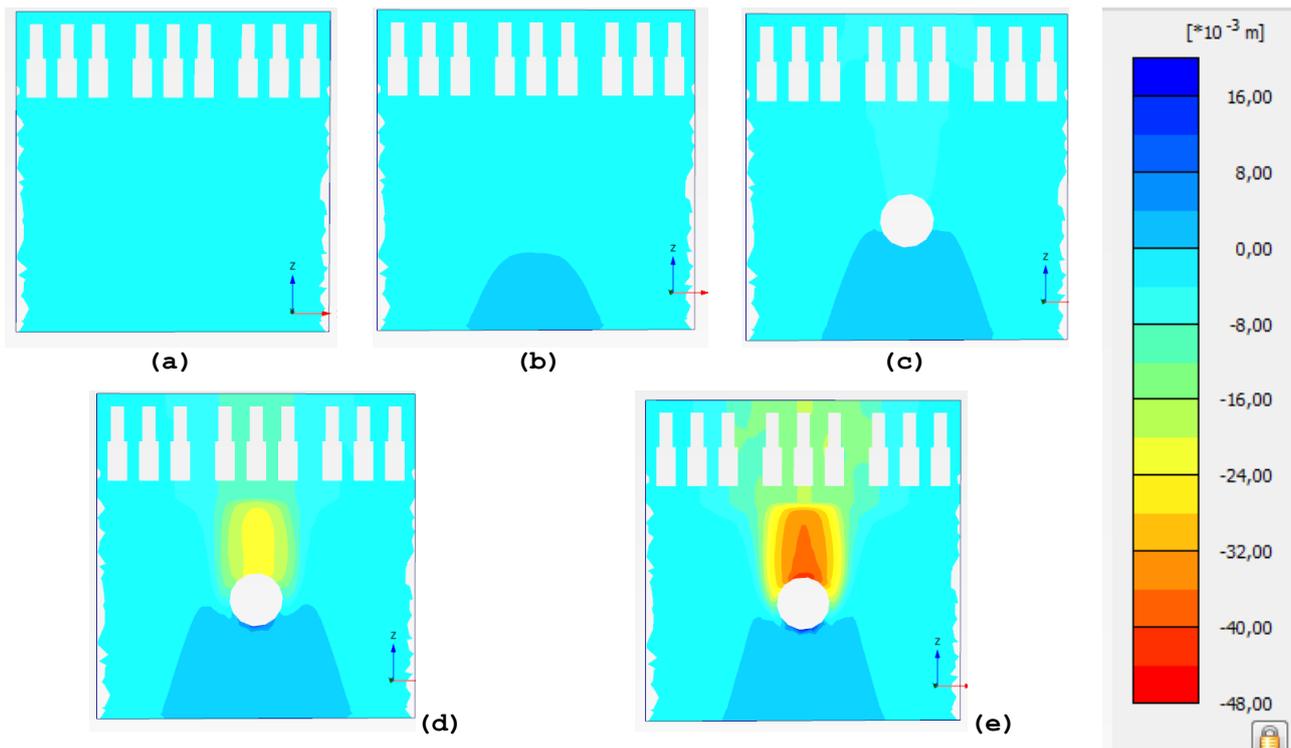


Figura 6.15-Evoluzione degli spostamenti in funzione della posizione del fronte:

(a) scavo non iniziato (solo peso proprio); (b) il fronte è prima della facciata; (c) fronte sotto la facciata; (d) immediatamente dopo il passaggio del fronte; (e) scavo terminato

La simmetria del problema si riflette nel campo degli spostamenti e, in generale, dei risultati come si può osservare dall'emisimmetria delle tensioni tangenziali agenti sulla facciata (Figura 6.16).

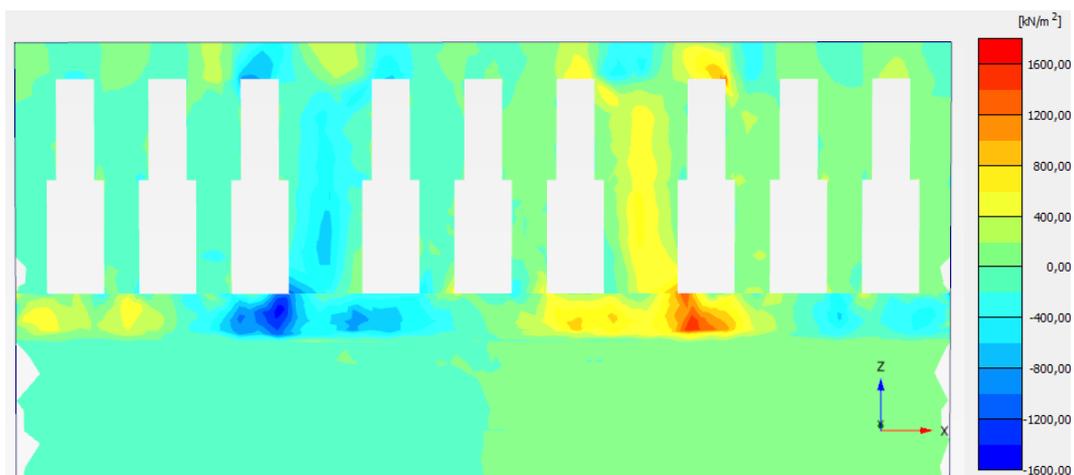


Figura 6.16-Sforzi di taglio σ_{xz} sulla facciata al termine dello scavo

Dai punti plastici in Figura 6.17 si può osservare come la struttura sia in campo elastico fino al passaggio del fronte,

mentre, contestualmente allo sviluppo degli spostamenti dopo il passaggio del fronte, avvengono le prime rotture nella muratura che si localizzano in prossimità delle aperture. I punti plastici sono simmetrici rispetto all'asse della galleria, fa eccezione il maschio del vano scala situato a destra (in corrispondenza del punto 5 in Figura 6.17-(d) dove si ha una concentrazione degli sforzi dovuta alla presenza di un pianerottolo ad L assente nel vano scala di sinistra.

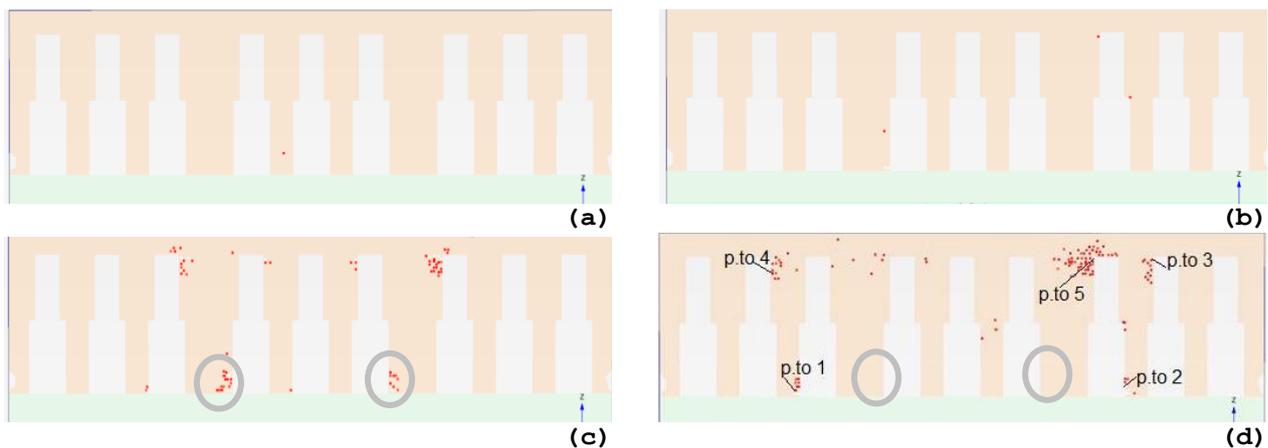


Figura 6.17-Evoluzione dei punti plastici in funzione della posizione del fronte: (a) il fronte è prima della facciata; (b) il fronte è sotto la facciata; (c) immediatamente dopo il passaggio del fronte; (d) a scavo terminato; i cerchi grigi mettono in evidenza i punti plastici che sembrano regredire nella transizione dalla fase dopo il passaggio del fronte al termine dello scavo

Dalla Figura 6.17 si può osservare anche che nei due maschi murari centrali alcuni punti plastici sembrano regredire nella transizione dalla fase immediatamente dopo il passaggio del fronte a quella di fine scavo. Questo è ascrivibile unicamente a effetti di tipo numerico; non è ammissibile, infatti, che un punto in cui si è raggiunta la plasticità ritorni in campo elastico. Può essere utile, dunque, mostrare anche la deformazione deviatorica totale γ_s (Figura 6.18): si può vedere come, al termine dello scavo, in corrispondenza dei punti plastici che si sono formati dopo il passaggio del fronte, la deformazione deviatorica totale γ_s sia di trazione (positiva). In generale, in corrispondenza dei punti 1-5 la deformazione è positiva (trazione). L'inizio della fessurazione visibile nella muratura si ha, infatti, proprio al raggiungimento della deformazione critica di trazione pari a 0,05%.

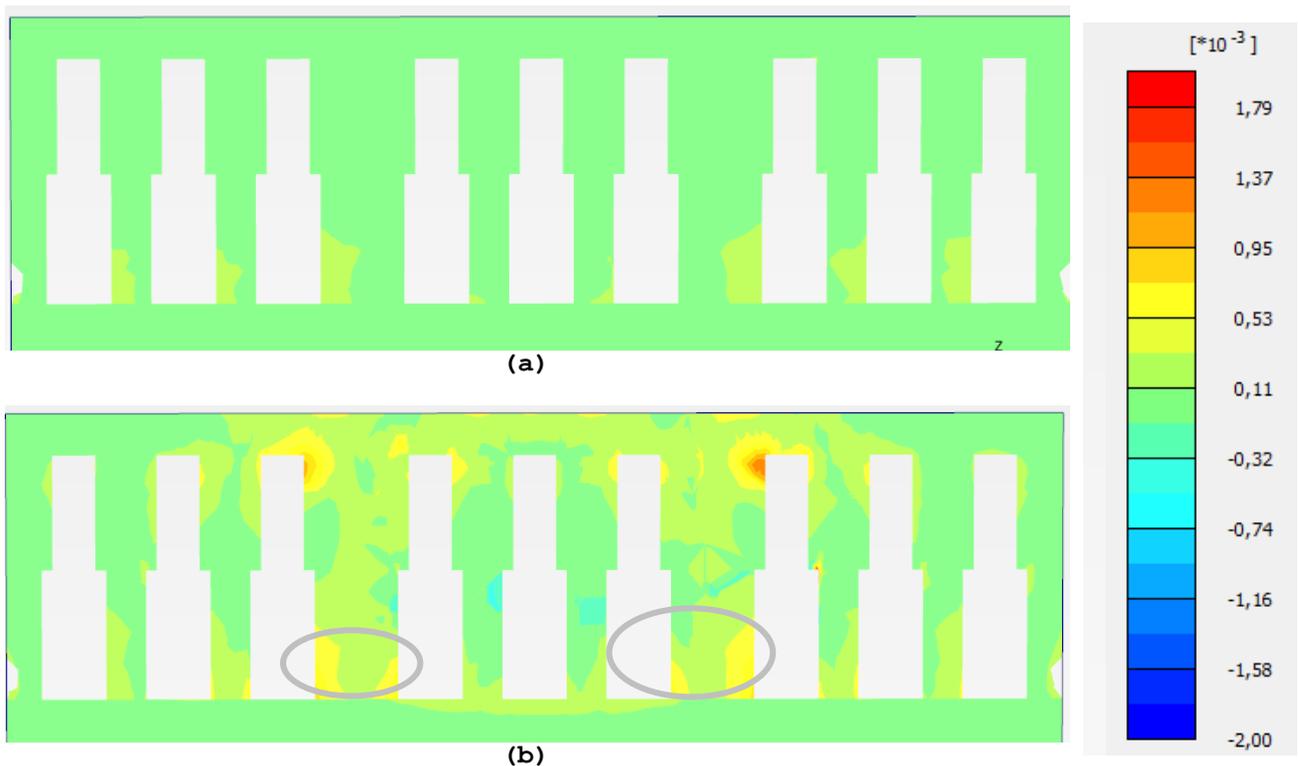
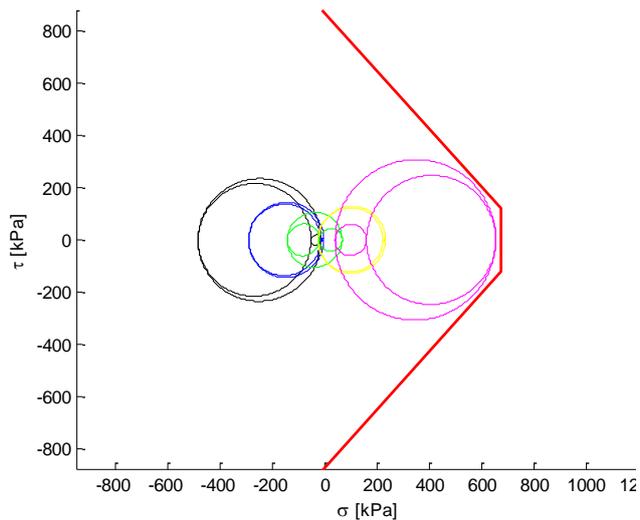


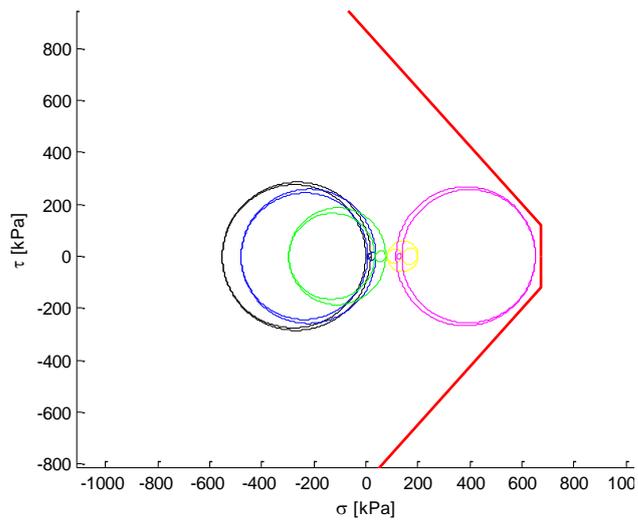
Figura 6.18-Evoluzione della deformazione deviatorica totale γ_s in funzione della posizione del fronte: (a) il fronte è prima della facciata; (b) a scavo terminato; i cerchi grigi mettono in evidenza la deformazione deviatorica totale γ_s in corrispondenza i punti plastici che sembrano regredire nella transizione dalla fase dopo il passaggio del fronte al termine dello scavo

Nel piano di Mohr sono rappresentati gli stati tensionali in alcuni punti di rottura indicati in Figura 6.17-(d): lo stato tensionale dovuto a peso proprio è rappresentato col colore nero, in blu la fase precedente al passaggio del fronte, in verde il passaggio del fronte, in giallo la fase successiva al passaggio del fronte e in magenta la situazione al termine dello scavo. Il criterio di rottura è rappresentato in rosso in accordo alle caratteristiche della muratura definite al paragrafo 5.4.2. Si ricorda che sono assunti negativi gli sforzi di compressione, positivi quelli di trazione. Nel punto 1 e 4 (Figura 6.19-(a)-(d)) la rottura viene raggiunta con lo sviluppo del profilo finale dei cedimenti, infatti è proprio tale circolo (magenta) ad intercettare la retta limite nel piano di Mohr. Nel punto 2 (Figura 6.19-(b)) è stata raggiunta la resistenza a trazione del materiale, il circolo magenta risulta in questo caso tangente alla

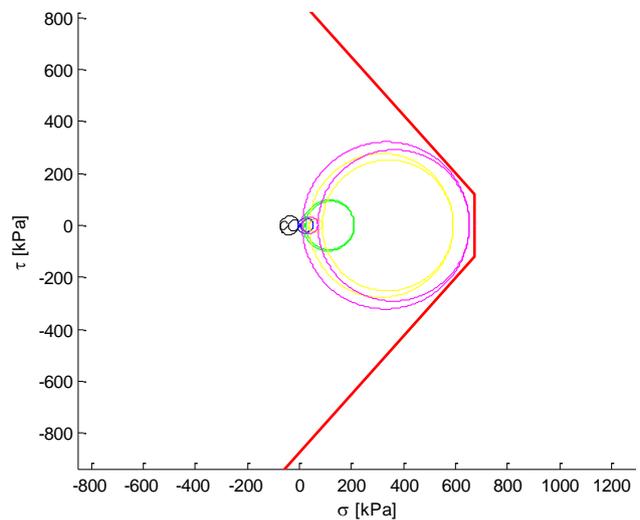
retta verticale di tension cut-off. Il punto 3 (Figura 6.19-(c) ha superato la resistenza alla Mohr-Coulomb per il materiale già al passaggio del fronte (il circolo giallo è tangente alla retta limite) come si può vedere sia dai circoli di Mohr che dall'evoluzione dei punti plastici; lo stesso vale per il punto 5 (Figura 6.19-(e)).



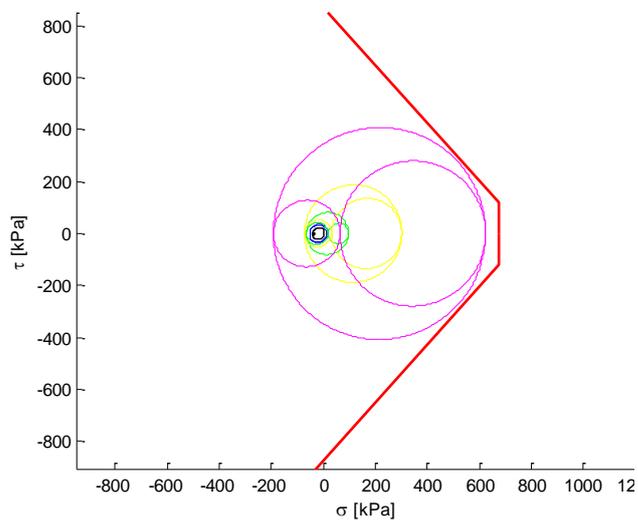
(a)



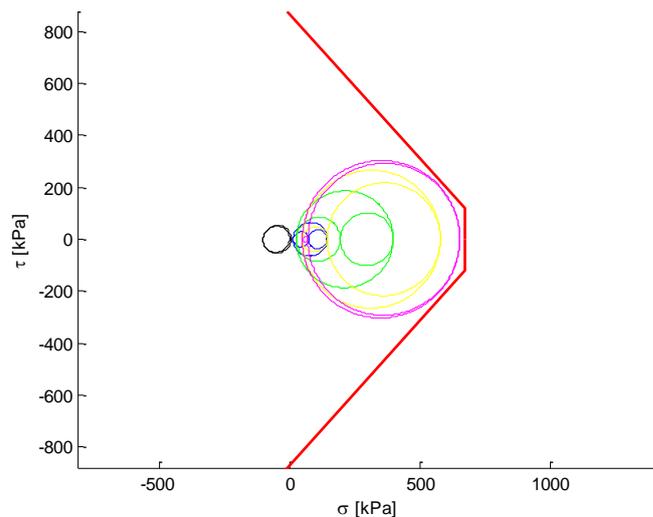
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 6.19-Evoluzione dello stato tensionale rappresentato nel piano di Mohr in funzione della posizione del fronte: (a) punto 1; (b) punto 2; (c) punto 3; (d) punto 4; (e) punto 5

Si valutano poi le sollecitazioni nelle sezioni indicate in Figura 6.20 (in cui si concentrano i punti plastici del modello M2) per il modello M1 e si verifica che queste eccedano la resistenza del maschio murario calcolata secondo le (6.1)-(6.2). I risultati sono riportati in Tabella 6.3. Ad eccezione del punto 3 l'elemento resistente va sempre in crisi o per flessione o per taglio.

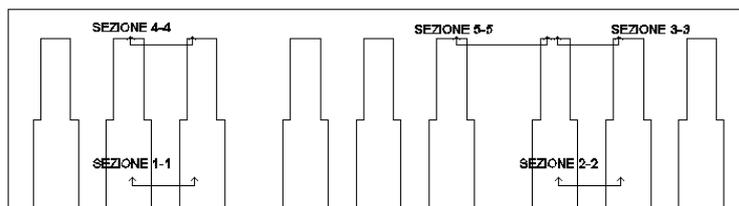


Figura 6.20-Sezioni verificate per il modello M1

SEZIONE	T_{Ed} [kN]	T_{Rd} [kN]	VERIFICA	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	VERIFICA
1-1	128,63	230,85	Soddisfatta	101,14	0	Non soddisfatta
2-2	119,97	230,85	Soddisfatta	85,45	0	Non soddisfatta
3-3	225,82	256,76	Soddisfatta	3,22	191,10	Soddisfatta
4-4	369,93	278,06	Non soddisfatta	14,82	227,33	Soddisfatta
5-5	1913	517,53	Non soddisfatta	552,99	756,75	Soddisfatta

Tabella 6.3-Risultati delle verifiche in accordo alle NTC2008

Dall'andamento delle isostatiche di trazione e compressione (Figura 6.21) si vede che la struttura risponde alla subsidenza

con un meccanismo resistente ad arco-tirante, la facciata lavora a taglio e le direzioni principali sono a 45° ; nella trave di fondazione, invece, le direzioni principali sono orizzontali e il comportamento è flessionale.

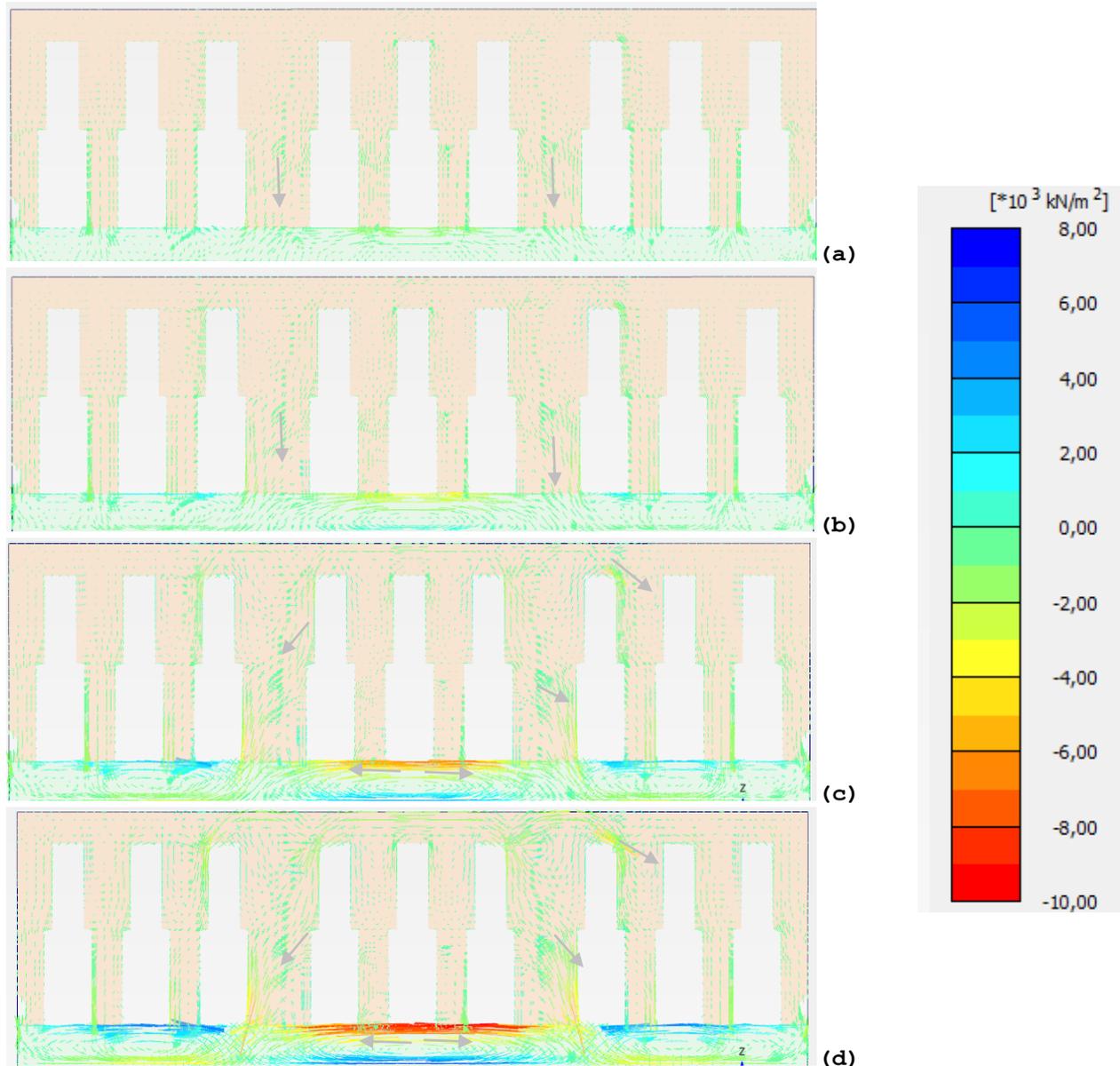


Figura 6.21-Evoluzione delle direzioni principali di tensione in funzione della posizione del fronte: (a) il fronte è prima della facciata; (b) il fronte è sotto la facciata; (c) immediatamente dopo il passaggio del fronte; (d) a scavo terminato; le frecce grigie indicano il percorso tensionale

Si riportano per concludere, in Figura 6.22 e 6.23, i punti in cui è localizzato il danneggiamento nei principali maschi murari secondo gli allineamenti del paragrafo 3.2.4. Particolare attenzione deve essere rivolta agli allineamenti A-G (Figura 3.50-

3.52) trasversali all'asse della galleria; gli allineamenti 1-10 (Figura 3.50-3.52) disposti lungo l'asse della galleria sono poco interessati dai cedimenti differenziali.

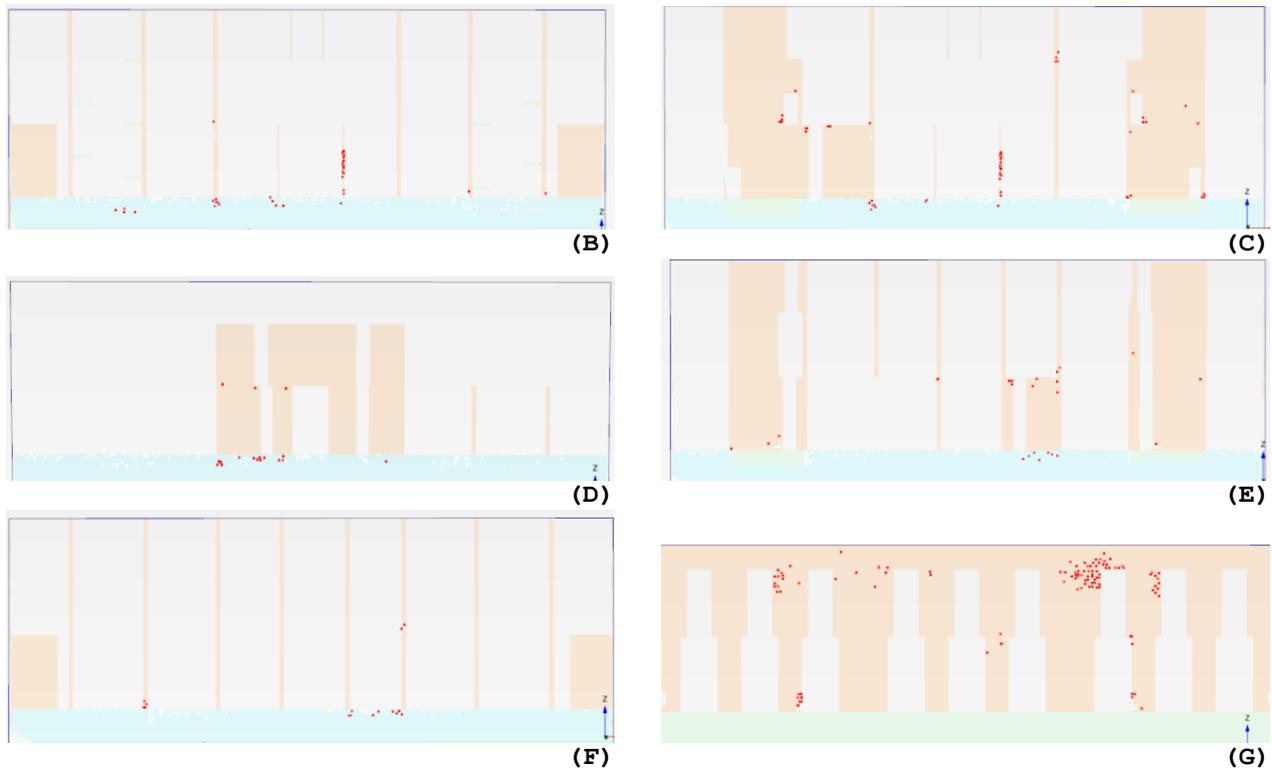


Figura 6.22-Punti di rottura nei maschi murari, la lettera tra parentesi indica l'allineamento secondo la Figura 3.50 e 3.52

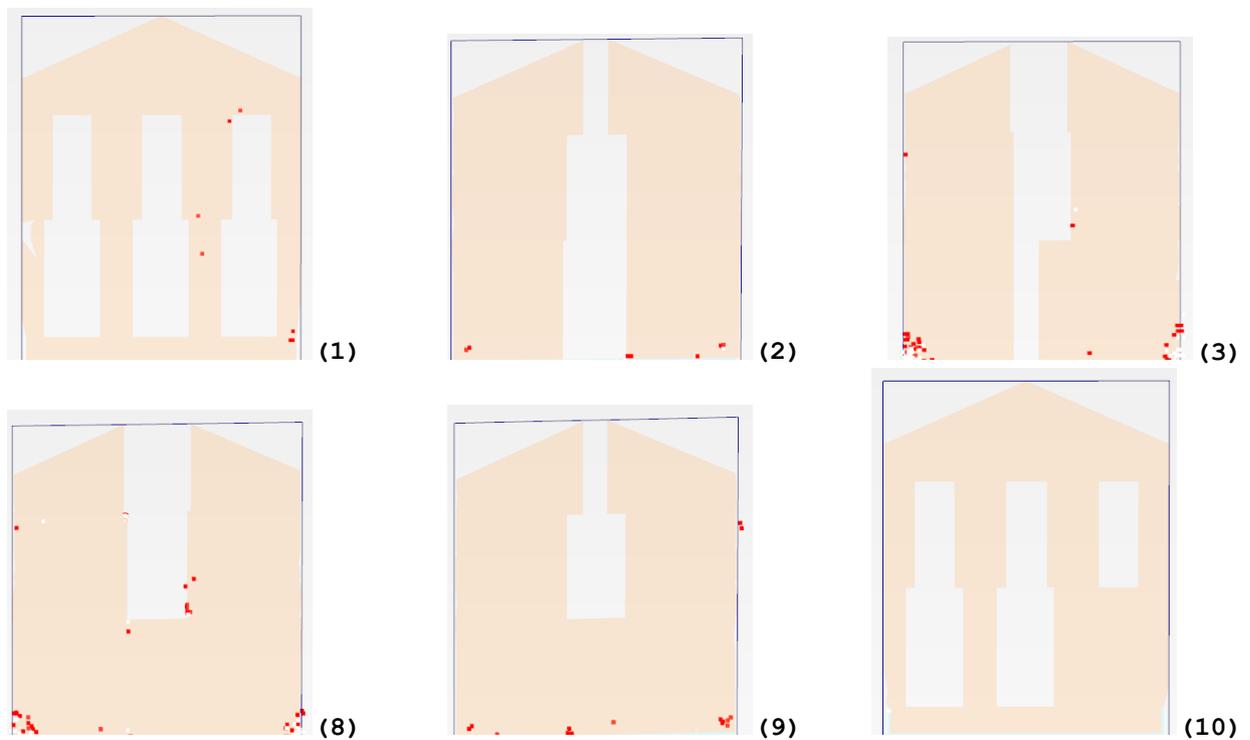


Figura 6.23-Punti di rottura nei maschi murari, il numero tra parentesi indica l'allineamento secondo la Figura 3.50 e 3.52; (1) lato sinistro; (2)-(3)-(8)-(9) vani scala; (10) lato destro

Analisi simmetrica $V_L=0,5\%$

Quanto detto nel caso di scavo con problemi ($V_L=1\%$) vale anche per il caso di $V_L=0,5\%$. Quando la situazione di scavo è ottimale i punti plastici si localizzano soprattutto in corrispondenza delle aperture superiori e del pianerottolo ad L nel vano scala di destra (punto 2 in Figura 6.26-d). I risultati sono riportati in Figura 6.24-6.32 e Tabella 6.4.

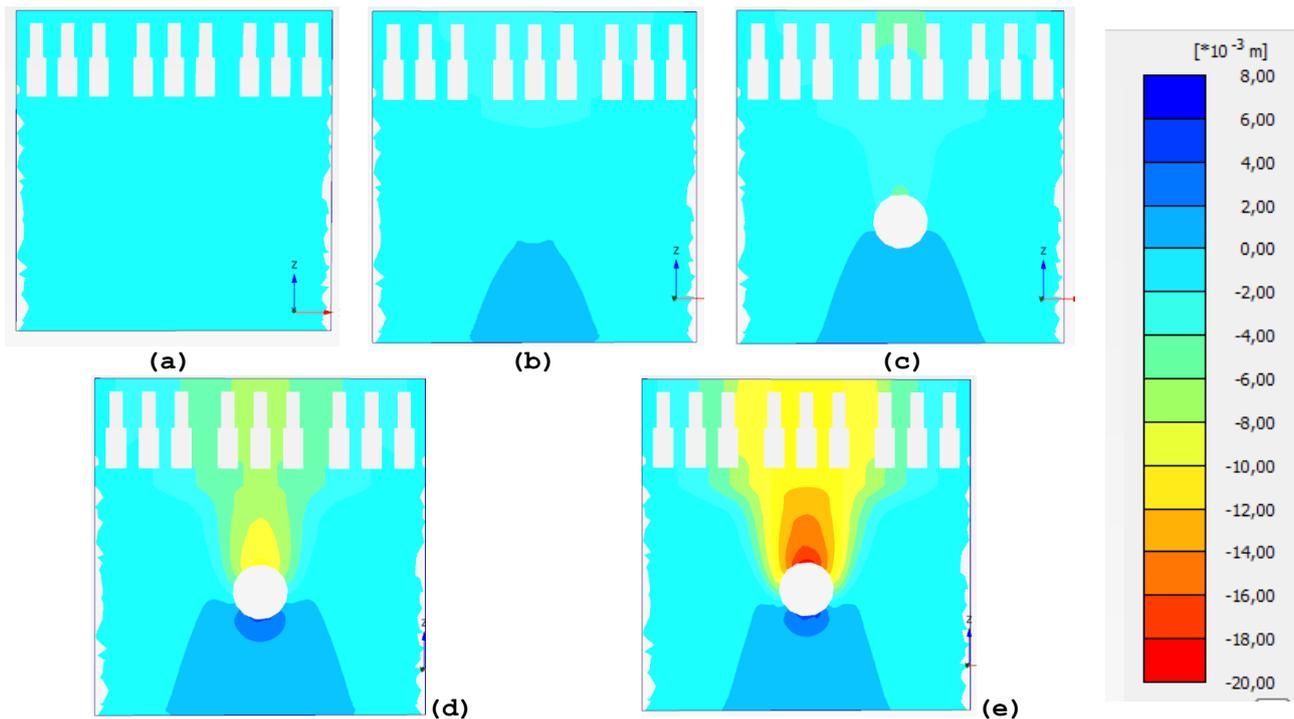


Figura 6.24-Evoluzione degli spostamenti in funzione della posizione del fronte:
(a) scavo non iniziato (solo peso proprio); (b) il fronte è prima della facciata; (c) fronte sotto la facciata; (d) immediatamente dopo il passaggio del fronte; (e) scavo terminato

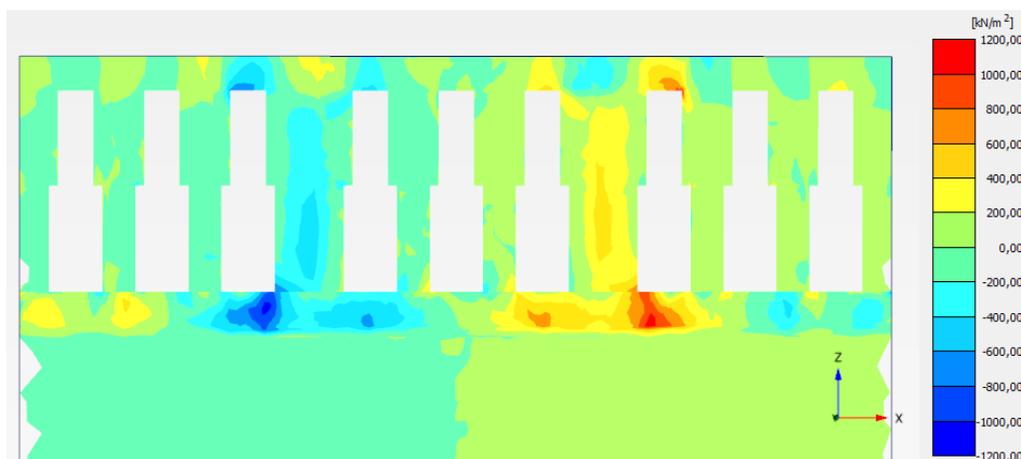


Figura 6.25-Sforzi di taglio σ_{xz} sulla facciata al termine dello scavo

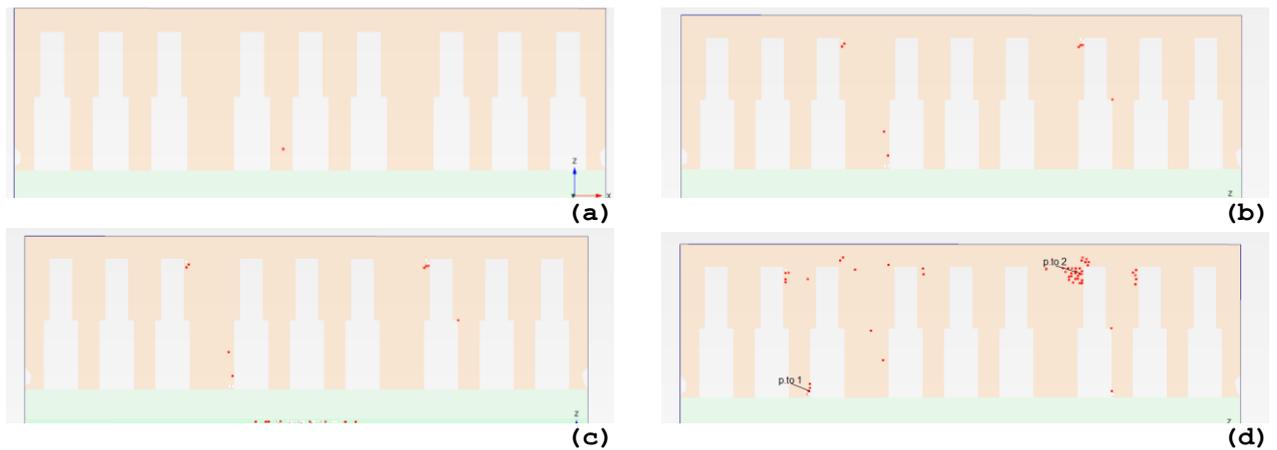


Figura 6.26-Evoluzione dei punti plastici in funzione della posizione del fronte: (a) il fronte è prima della facciata; (b) fronte sotto la facciata; (c) immediatamente dopo il passaggio del fronte; (d) scavo terminato

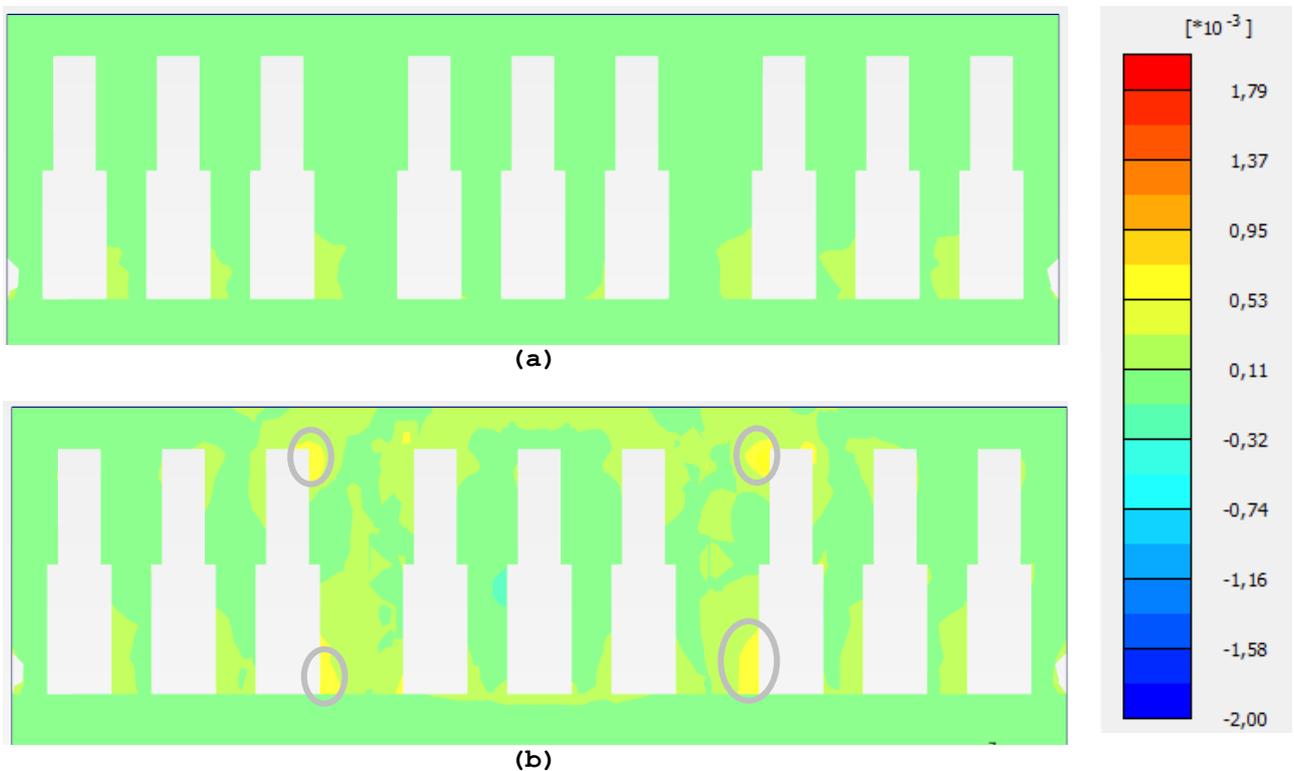
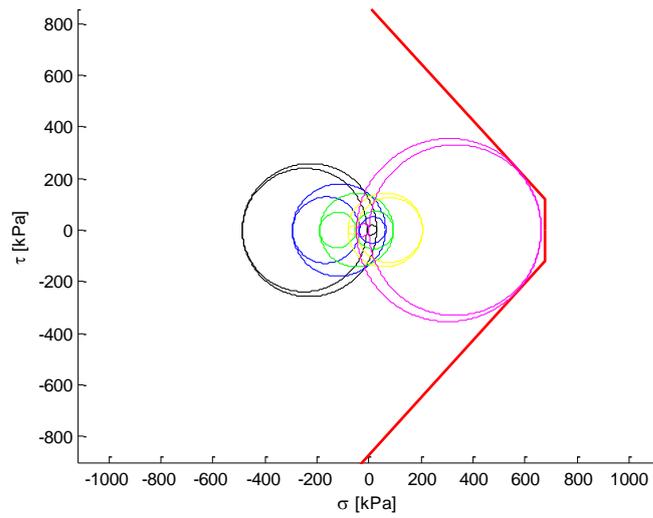
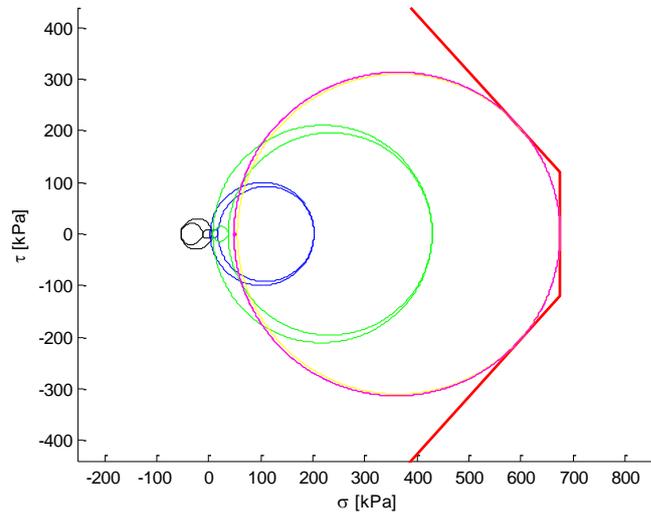


Figura 6.27-Evoluzione della deformazione deviatorica totale γ_s in funzione della posizione del fronte: (a) il fronte è prima della facciata; (b) a scavo terminato; i cerchi grigi mettono in evidenza le zone in cui si sono formati i punti plastici che risultano essere soggette alle maggiori deformazioni positive (trazione)



(a)



(b)

Figura 6.28- Evoluzione dello stato tensionale rappresentato nel piano di Mohr in funzione della posizione del fronte: (a) punto 1; (b) punto 2

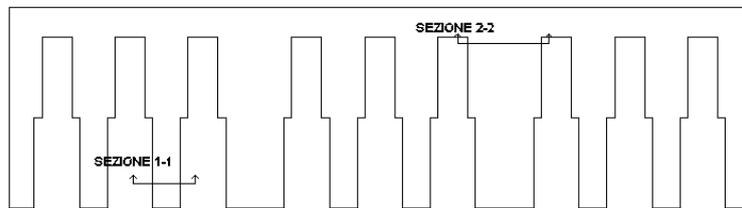


Figura 6.29- Sezioni verificate per il modello M1

SEZIONE	T_{Ed} [kN]	T_{Rd} [kN]	VERIFICA	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	VERIFICA
1-1	230,46	259,21	Soddisfatta	94,37	2,28	Non soddisfatta
2-2	499,88	472,12	Non soddisfatta	387,85	556,73	Soddisfatta

Tabella 6.4- Risultati delle verifiche in accordo alle NTC2008

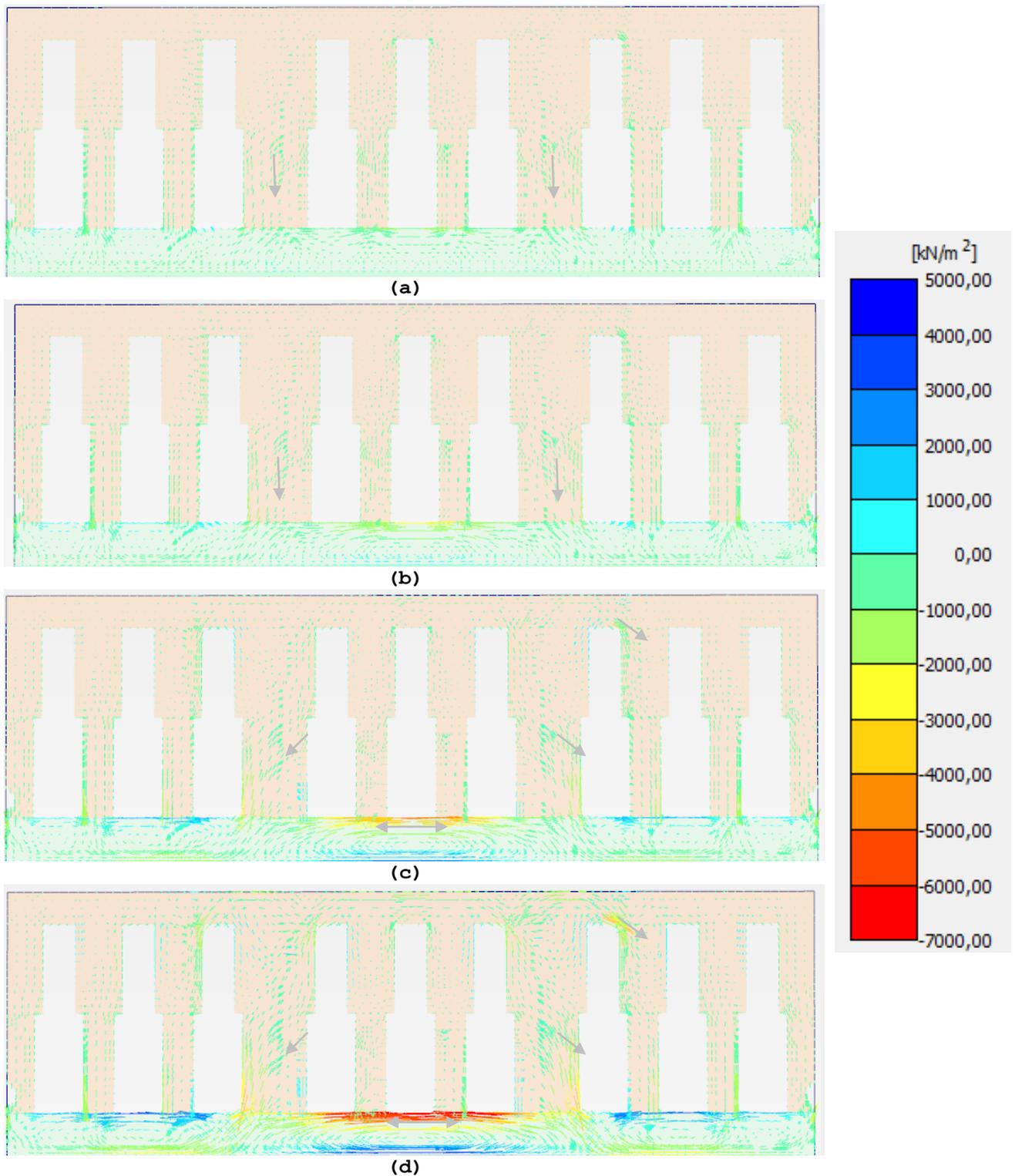


Figura 6.30-Evoluzione delle direzioni principali di tensione in funzione della posizione del fronte: (a) il fronte è prima della facciata; (b) fronte sotto la facciata; (c) immediatamente dopo il passaggio del fronte; (d) scavo terminato; le frecce grigie indicano il percorso tensionale

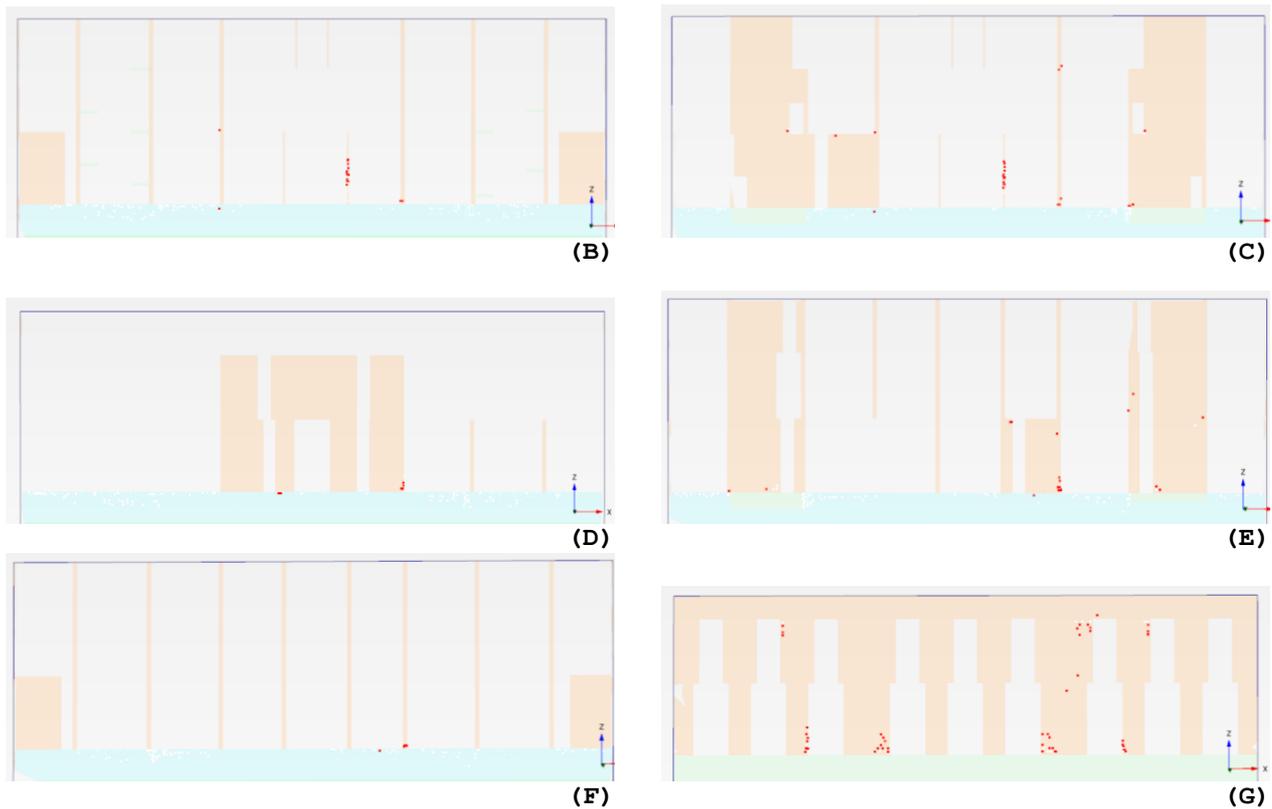


Figura 6.31-Punti di rottura nei maschi murari, la lettera tra parentesi indica l'allineamento secondo la Figura 3.50 e 3.52

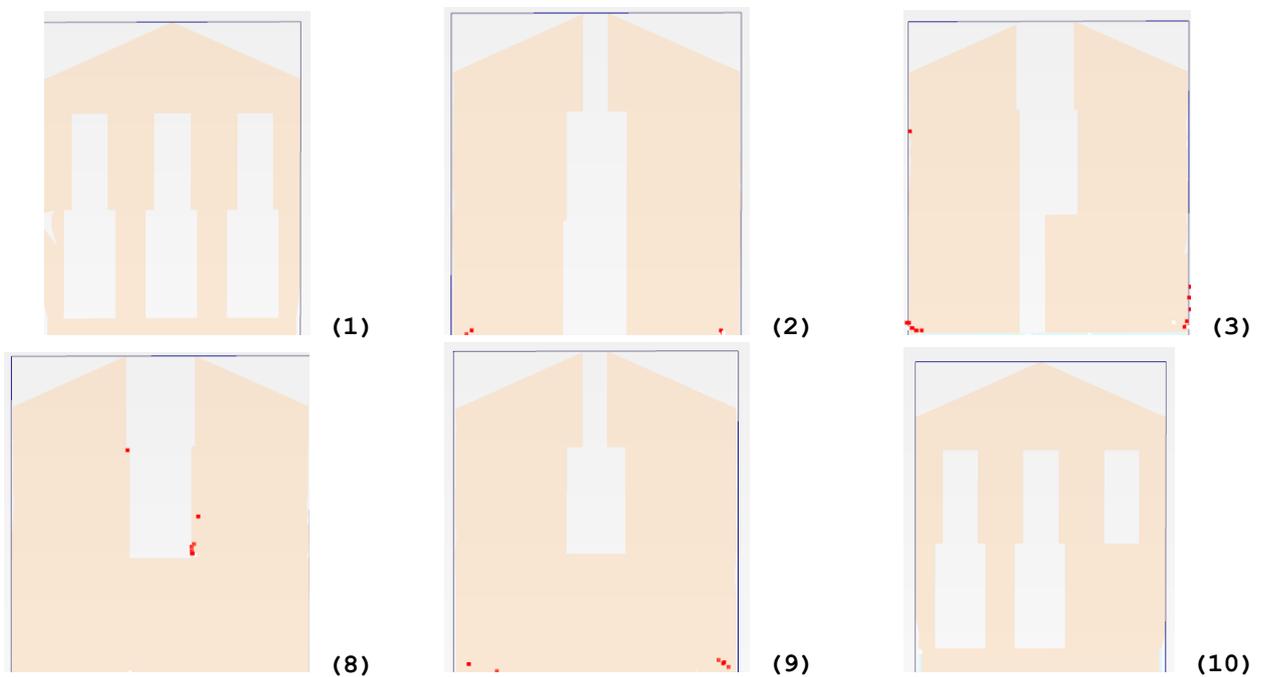


Figura 6.32-Punti di rottura nei maschi murari, il numero tra parentesi indica l'allineamento secondo la Figura 3.50 e 3.52; (1) lato sinistro; (2)-(3)-(8)-(9) vani scala; (10) lato destro

Analisi accoppiata e=10 m $V_L=1\%$

Anche nel caso di problema eccentrico i cedimenti si sviluppano quasi interamente immediatamente dopo il passaggio del fronte (Figura 6.33):

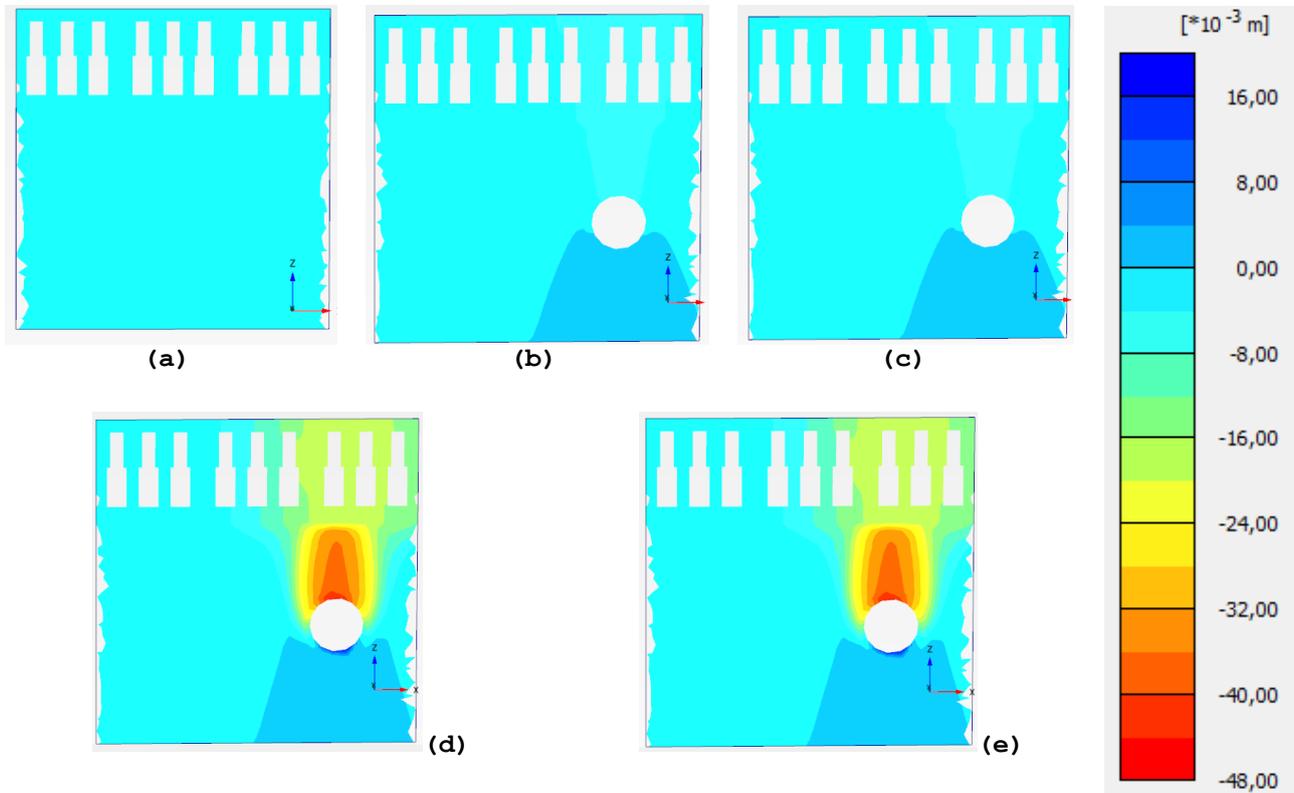


Figura 6.33-Evoluzione degli spostamenti in funzione della posizione del fronte:
(a) prima dello scavo (solo peso proprio); (b) il fronte è prima della facciata;
(c) fronte sotto la facciata; (d) immediatamente dopo il passaggio del fronte;
(e) scavo terminato

Nel caso di eccentricità permane l'emi-simmetria dei risultati non più per l'intera costruzione ma per la porzione simmetrica rispetto all'asse della galleria, come evidenziano le tensioni tangenziali in Figura 6.34:

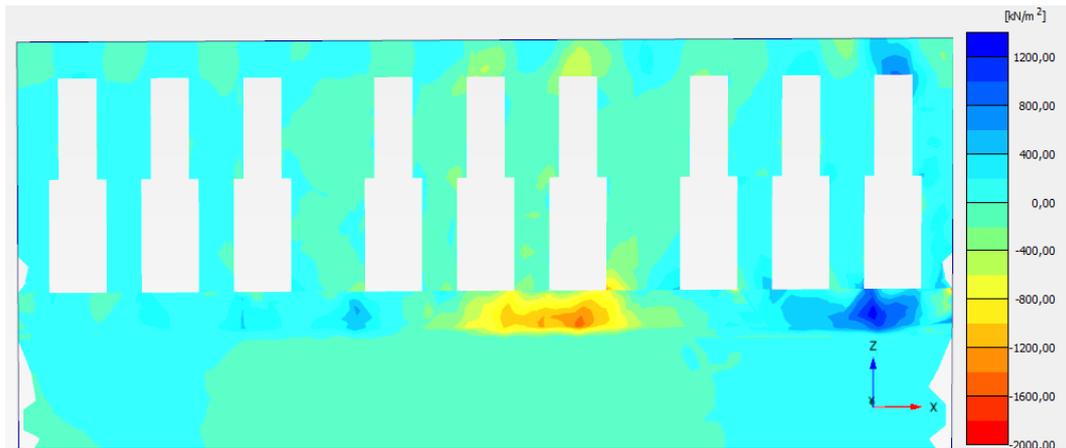


Figura 6.35-Sforzi di taglio σ_{xz} sulla facciata al termine dello scavo

I punti plastici nella muratura (Figura 6.36) cominciano a manifestarsi dopo il passaggio del fronte contestualmente allo sviluppo dei cedimenti. Si nota come al passaggio del fronte i punti plastici si concentrano nella parte centrale della facciata (cioè nella zona immediatamente sopra il fronte che sta passando, Figura 6.36-(c), mentre a scavo ultimato (Figura 6.36-(d), quando il profilo di cedimento è completamente sviluppato, l'abbassamento è invece massimo al di sotto dell'estremo destro dell'edificio e proprio in questa zona si ha una forte concentrazione di punti plastici.

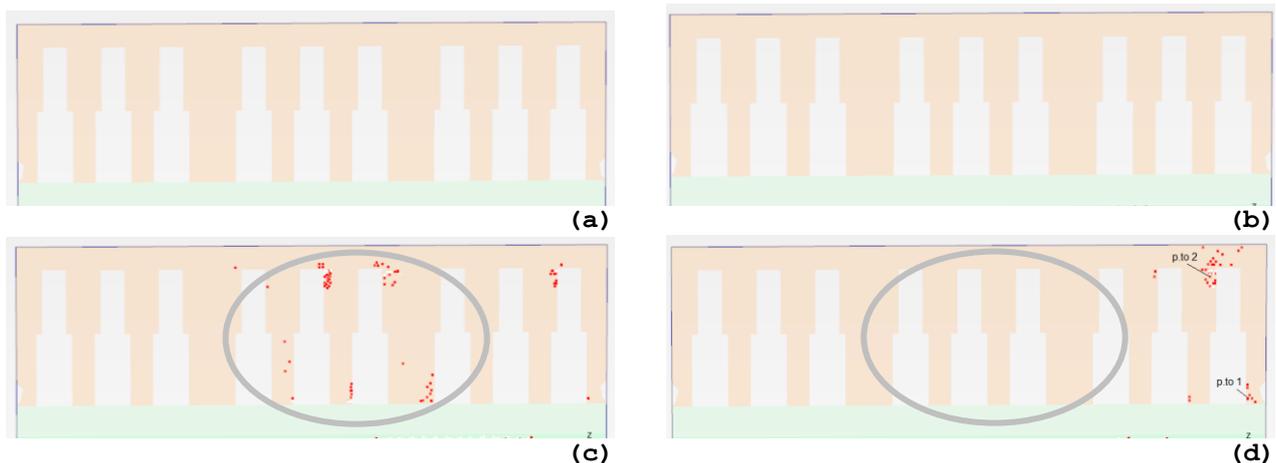


Figura 6.36-Evoluzione dei punti plastici in funzione della posizione del fronte: (a) il fronte è prima della facciata; (b) fronte sotto la facciata; (c) immediatamente dopo il passaggio del fronte; (d) scavo terminato; i cerchi grigi mettono in evidenza i punti plastici che sembrano regredire nella transizione dalla fase dopo il passaggio del fronte al termine dello scavo

Come già detto, la diminuzione dei punti plastici dalla Figura 6.36-(c) alla 6.36-(d) non ha significato fisico ma è dovuta a problemi numerici; se si osserva la deformazione deviatorica totale γ_s in Figura 6.37-(b) si evince come al termine dello scavo anche in corrispondenza dei punti plastici che si sono sviluppati al passaggio del fronte (cerchiati in grigio in Figura 6.36) la deformazione sia di positiva (trazione).

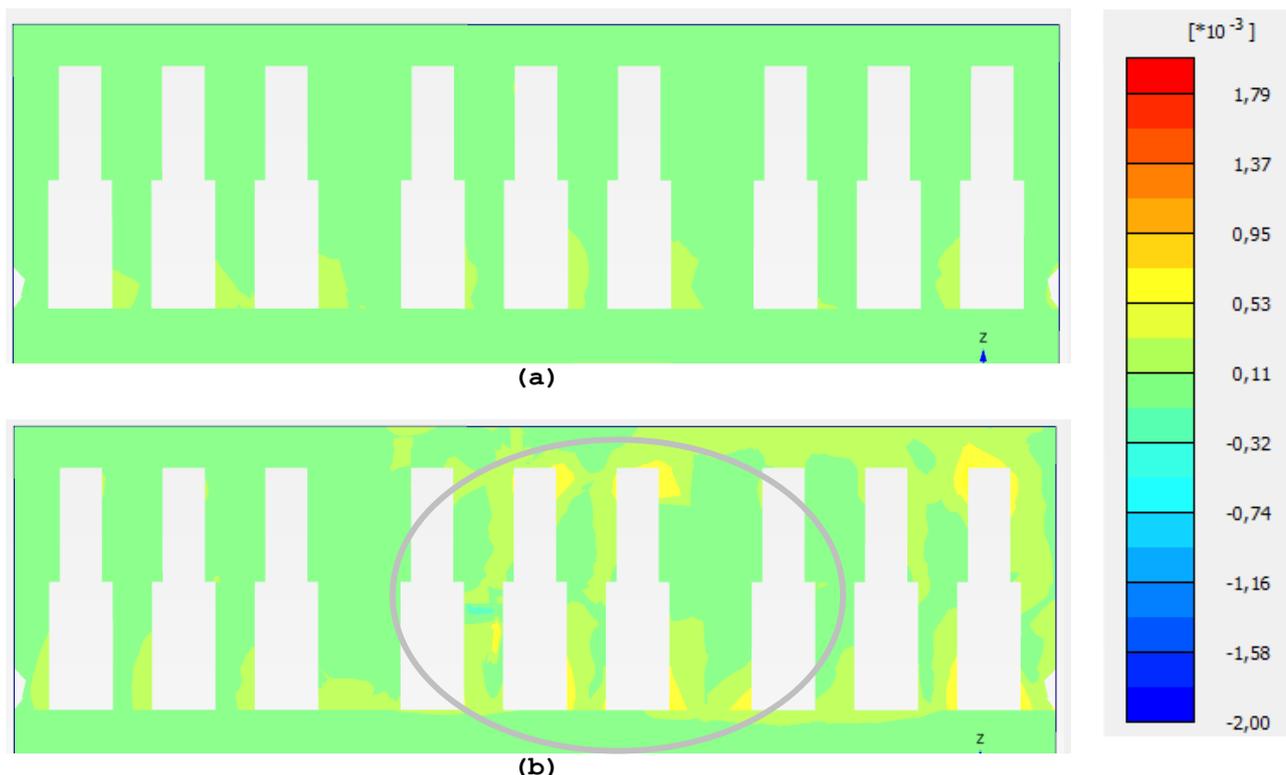


Figura 6.37-Evoluzione della deformazione deviatorica totale γ_s in funzione della posizione del fronte: (a) il fronte è prima della facciata; (b) a scavo terminato; i cerchi grigi mettono in evidenza la deformazione deviatorica totale γ_s in corrispondenza dei punti plastici che sembrano regredire nella transizione dalla fase dopo il passaggio del fronte al termine dello scavo

Dai circoli di Mohr in Figura 6.38 si può vedere come nei punti significativi indicati in Figura 6.36-(d) all'avanzare del fronte il circolo subisce una traslazione verso destra (nella direzione di stati tensionali di trazione); la rottura avviene per raggiungimento della condizione limite alla Mohr-Coulomb al termine dello scavo.

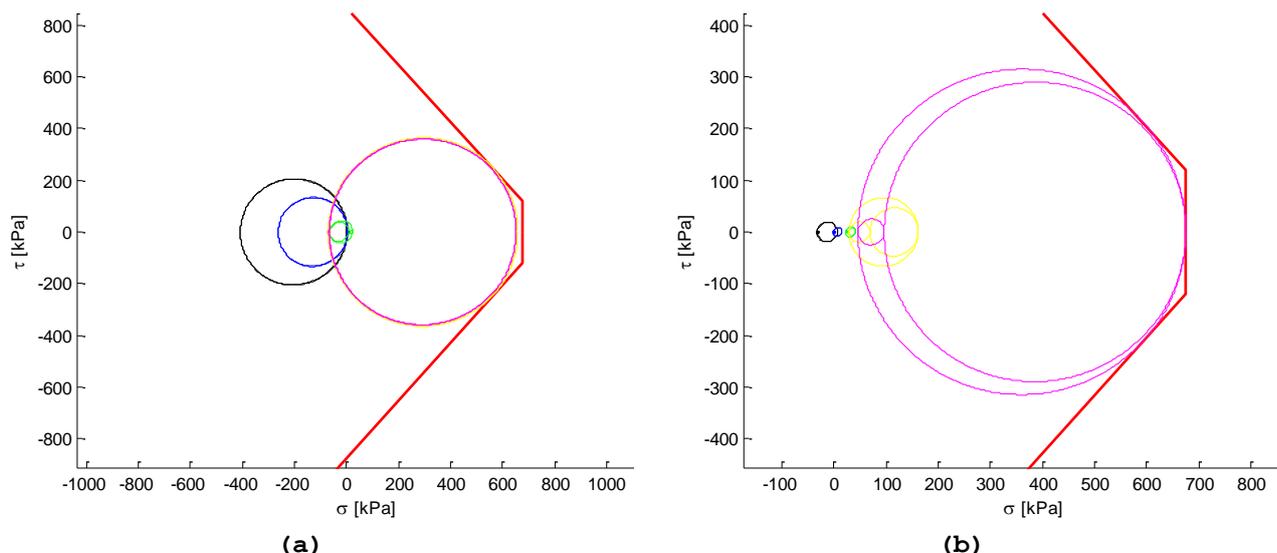


Figura 6.38- Evoluzione dello stato tensionale rappresentato nel piano di Mohr in funzione della posizione del fronte: (a) punto 1; (b) punto 2

In corrispondenza dei punti plastici del modello M2, le sollecitazioni nel modello M1 (Figura 6.39) hanno superato la resistenza a flessione del materiale (Tabella 6.5).

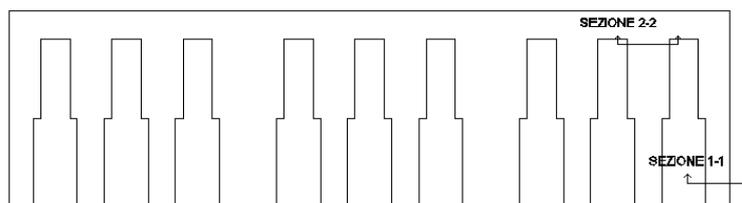


Figura 6.39-Sezioni verificate per il modello M1

SEZIONE	T_{Ed} [kN]	T_{Rd} [kN]	VERIFICA	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	VERIFICA
1-1	78,46	230,85	Soddisfatta	71,44	0	Non soddisfatta
2-2	187,45	204,70	Soddisfatta	122,01	80,03	Non soddisfatta

Tabella 6.5- Risultati delle verifiche in accordo alle NTC2008

Dalle direzioni principali in Figura 6.40 si vede come nel caso eccentrico la facciata perde l'appoggio all'estremo in corrispondenza dell'asse della galleria (lato destro) a causa della subsidenza e il peso della struttura va a gravare sulla parte di costruzione che giace fuori dalla zona di influenza della galleria. Dai punti plastici in Figura 6.41 e 6.42 si osserva come il danneggiamento nei principali maschi murari secondo gli allineamenti del paragrafo 3.2.4 sia lieve.

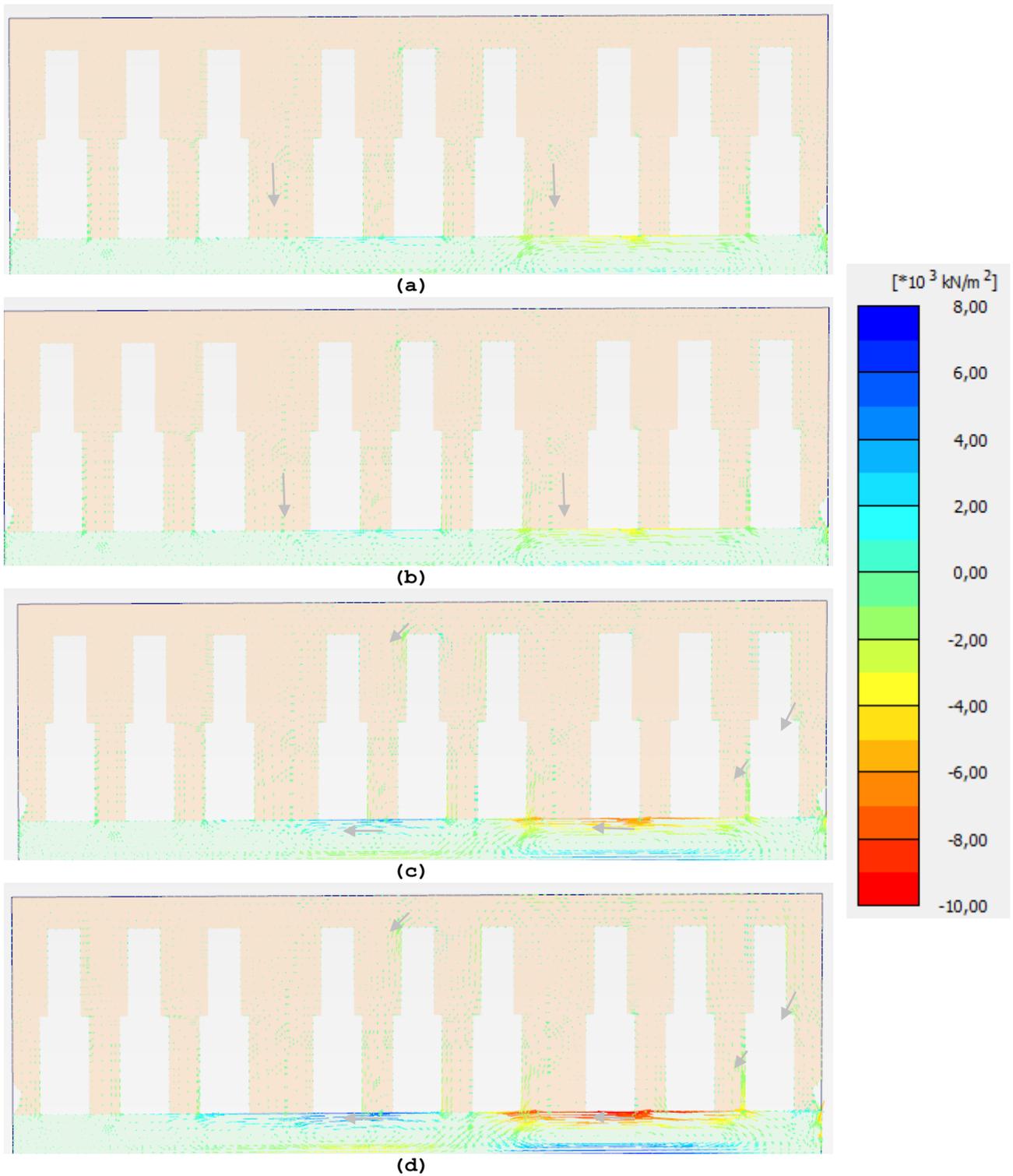


Figura 6.40-Evoluzione delle direzioni principali di tensione in funzione della posizione del fronte: (a) il fronte è prima della facciata; (b) fronte sotto la facciata; (c) immediatamente dopo il passaggio del fronte; (d) scavo terminato; le frecce grigie indicano il percorso tensionale

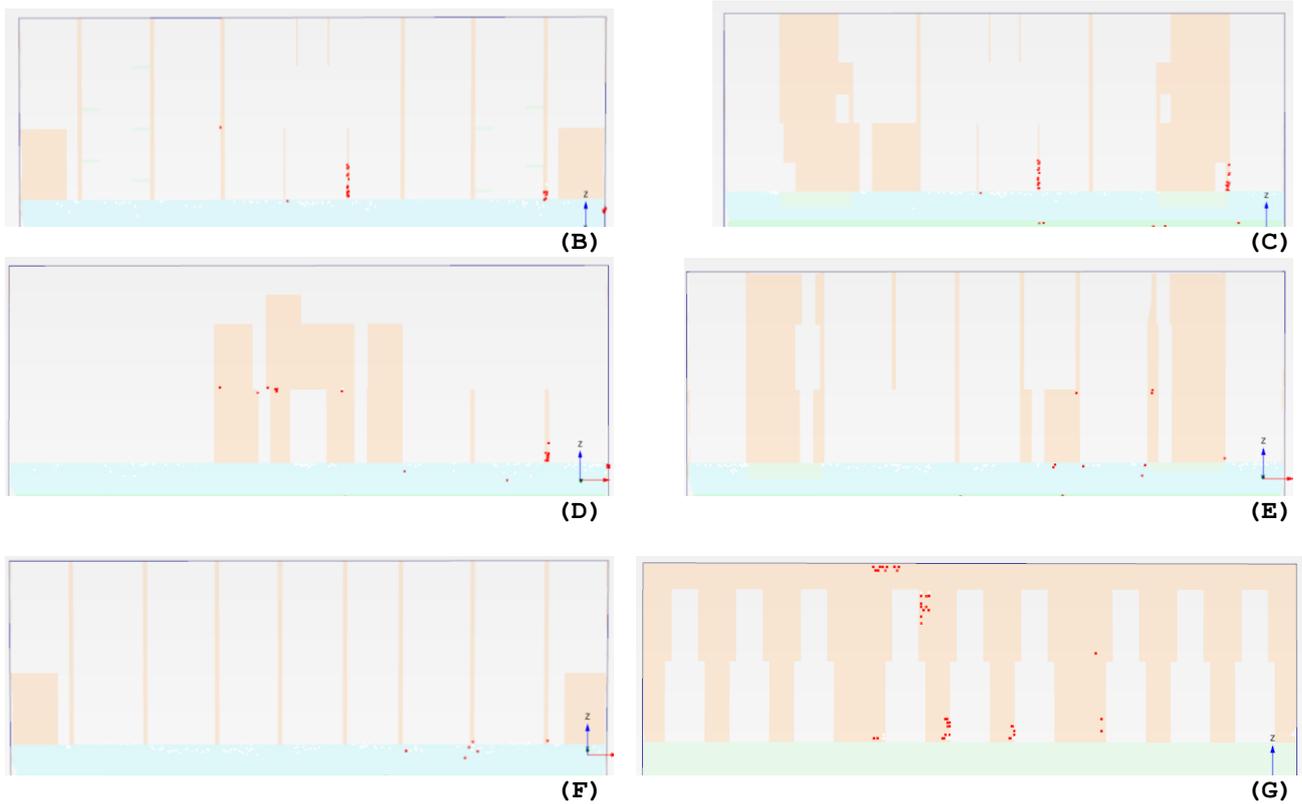


Figura 6.41-Punti di rottura nei maschi murari, la lettera tra parentesi indica l'allineamento secondo la Figura 3.50 e 3.52

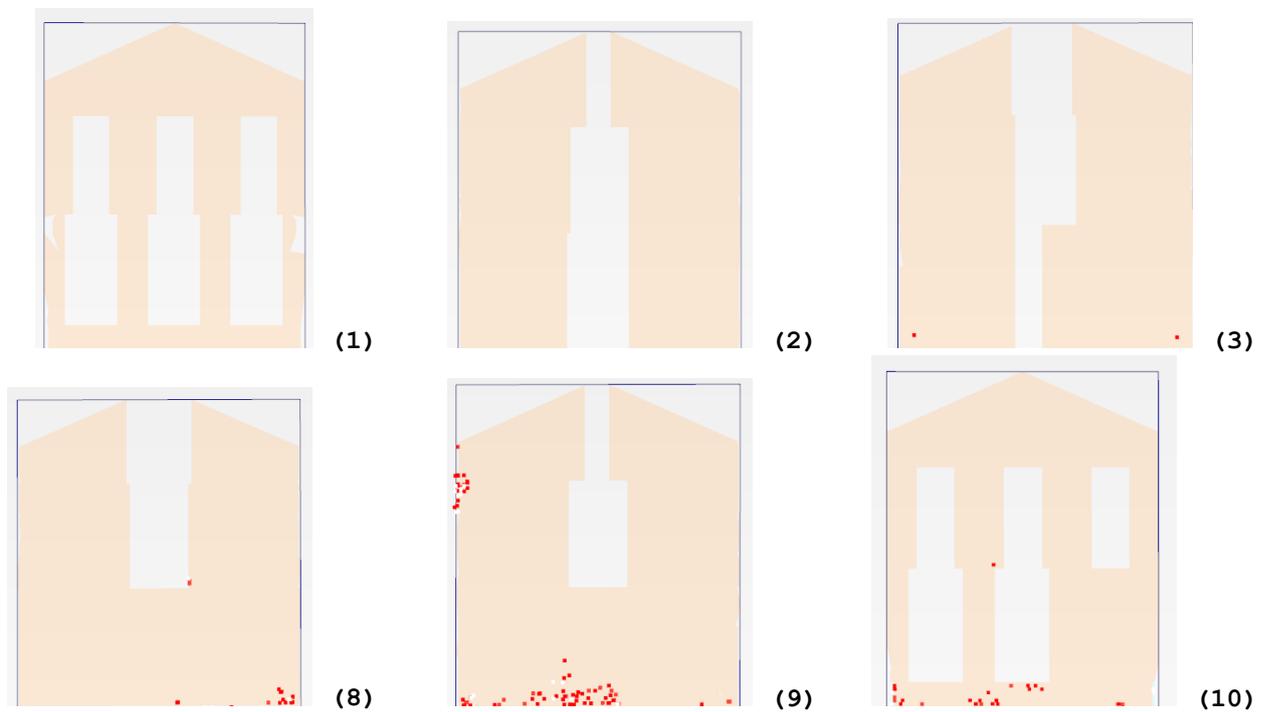


Figura 6.42-Punti di rottura nei maschi murari, il numero tra parentesi indica l'allineamento secondo la Figura 3.50 e 3.52; (1) lato sinistro; (2)-(3)-(8)-(9) vani scala; (10) lato destro

Analisi accoppiata e=10 m $V_L=0,5\%$

Analoghe considerazioni sul problema eccentrico valgono per il caso di scavo in condizioni ottimali, caso in cui il danneggiamento è, però, davvero trascurabile, la fessurazione si concentra in prossimità dello spigolo superiore dell'ultima apertura sul lato destro dell'edificio (in corrispondenza dei punti 1 e 2 in Figura 6.45-(d), dove si ha il cedimento massimo. Si riportano i risultati in Figura 6.43-6.51 e Tabella 6.6.

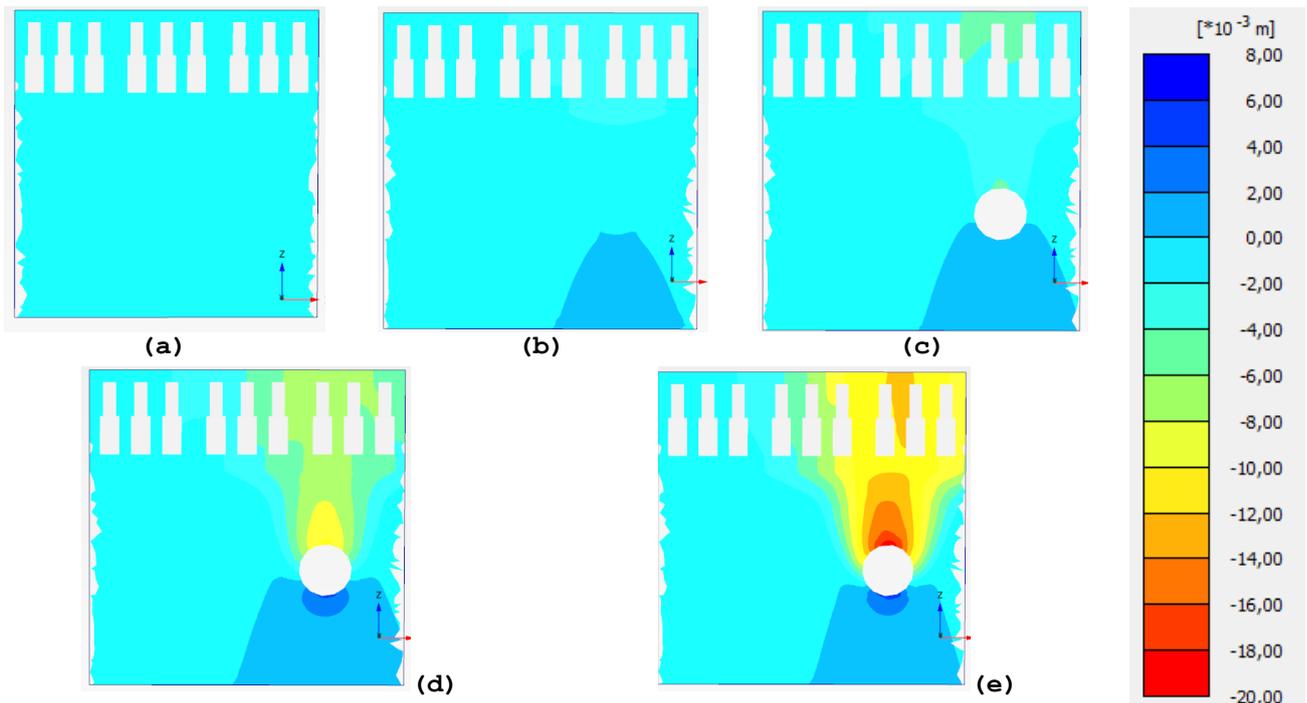


Figura 6.43-Evoluzione degli spostamenti in funzione della posizione del fronte:

(a) scavo non iniziato (solo peso proprio); (b) il fronte è prima della facciata; (c) fronte sotto la facciata; (d) immediatamente dopo il passaggio del fronte; (e) scavo terminato

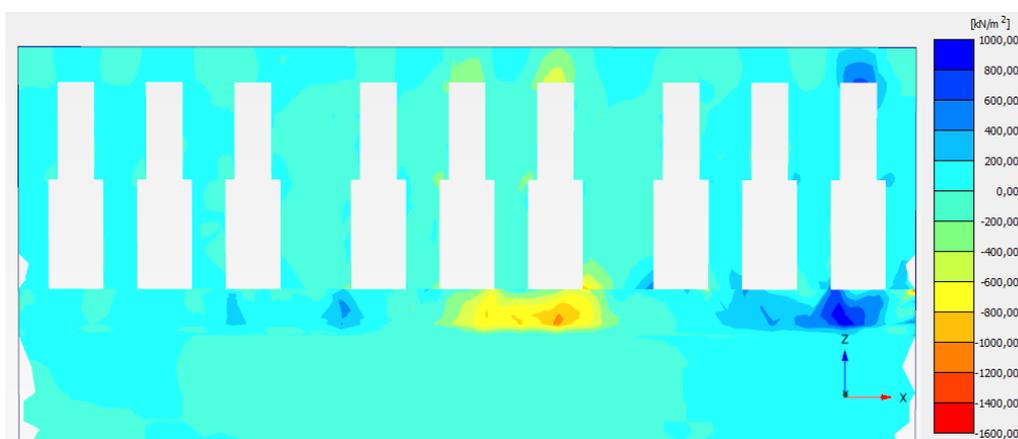


Figura 6.44-Sforzi di taglio σ_{xz} sulla facciata al termine dello scavo

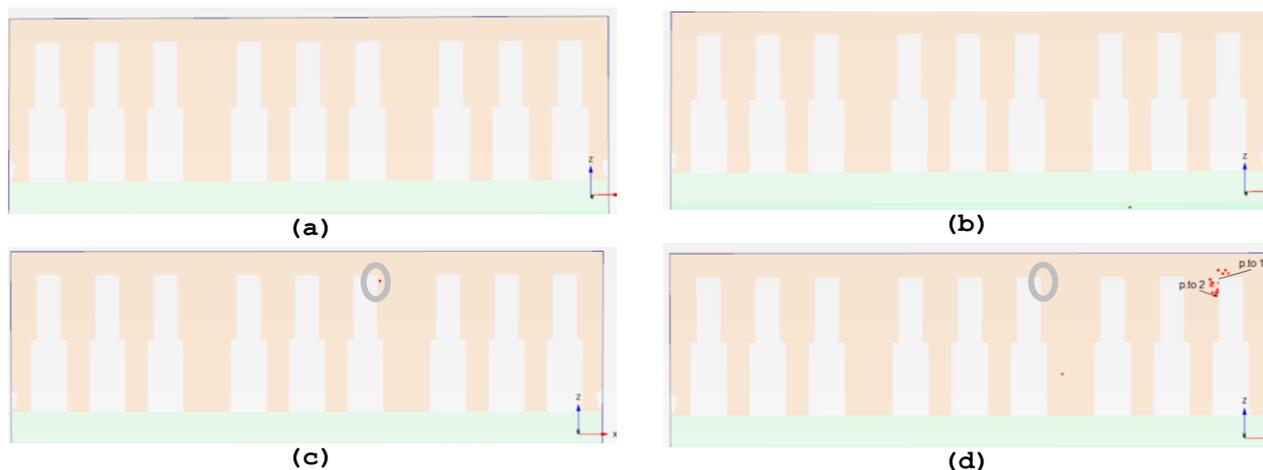


Figura 6.45-Evoluzione dei punti plastici in funzione della posizione del fronte: (a) il fronte è prima della facciata; (b) fronte sotto la facciata; (c) immediatamente dopo il passaggio del fronte; (d) scavo terminato; i cerchi grigi mettono in evidenza i punti plastici che sembrano regredire nella transizione dalla fase dopo il passaggio del fronte al termine dello scavo

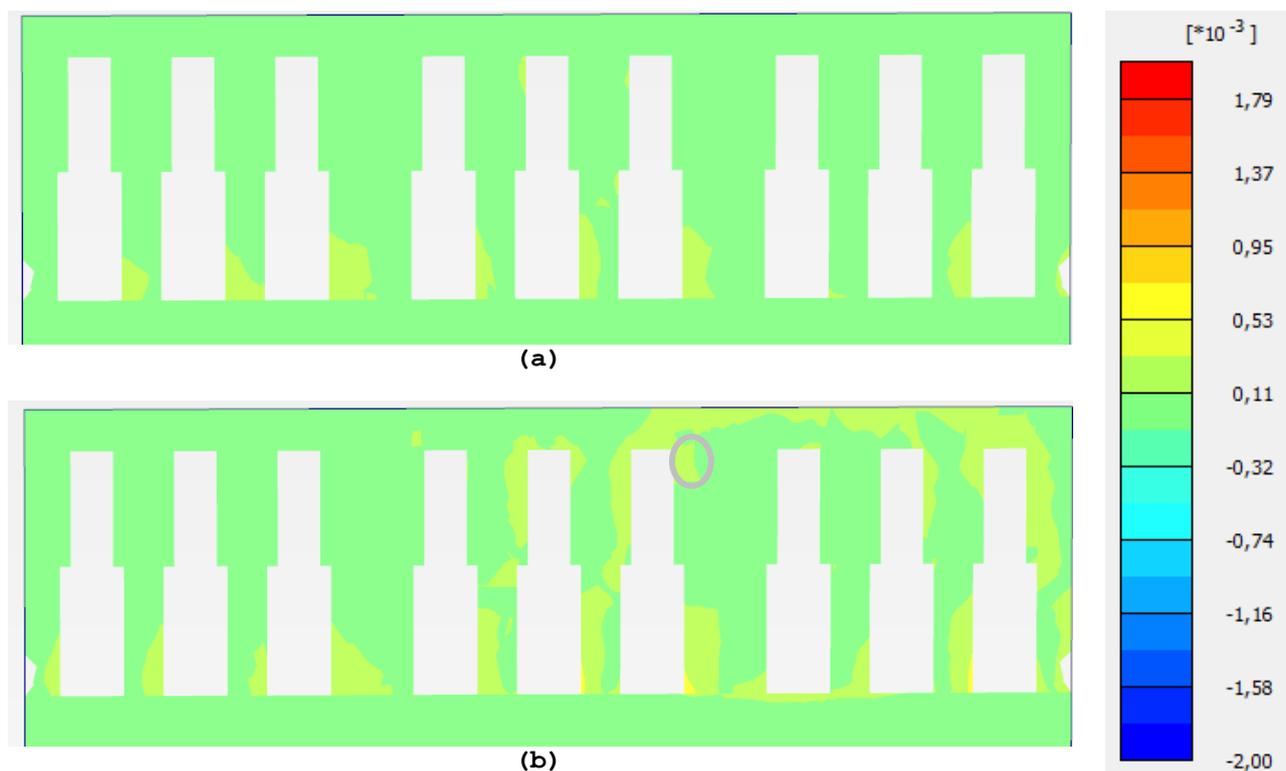


Figura 6.46-Evoluzione della deformazione deviatorica totale γ_s in funzione della posizione del fronte: (a) il fronte è prima della facciata; (b) a scavo terminato; i cerchi grigi mettono in evidenza la deformazione deviatorica totale γ_s in corrispondenza dei punti plastici che sembrano regredire nella transizione dalla fase dopo il passaggio del fronte al termine dello scavo

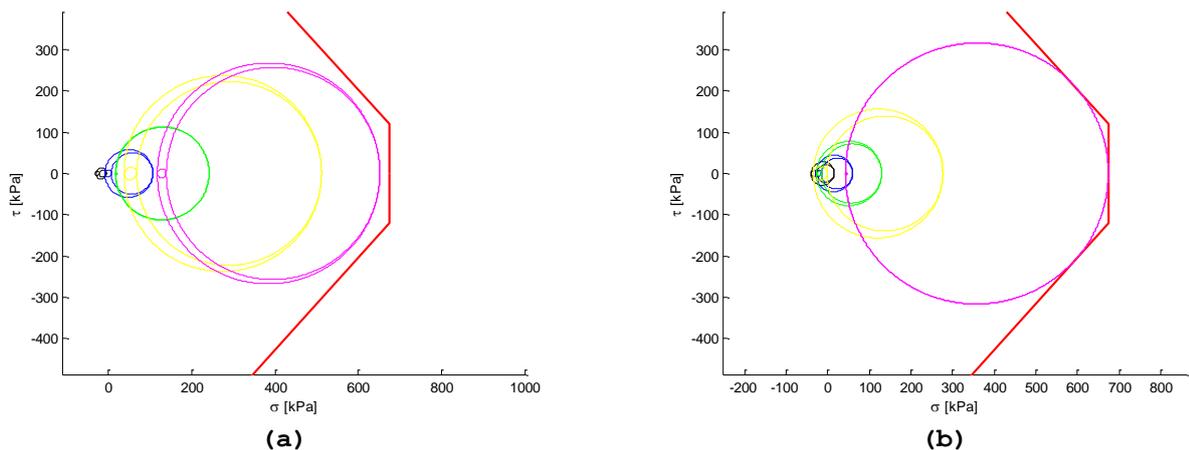


Figura 6.47- Evoluzione dello stato tensionale rappresentato nel piano di Mohr in funzione della posizione del fronte: (a) punto 1; (b) punto 2

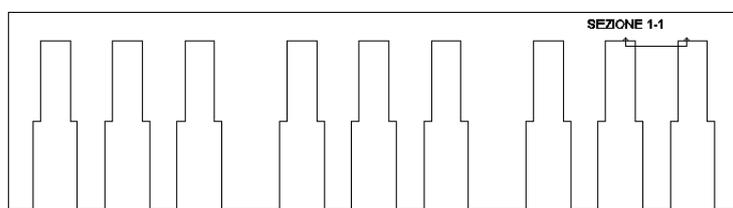
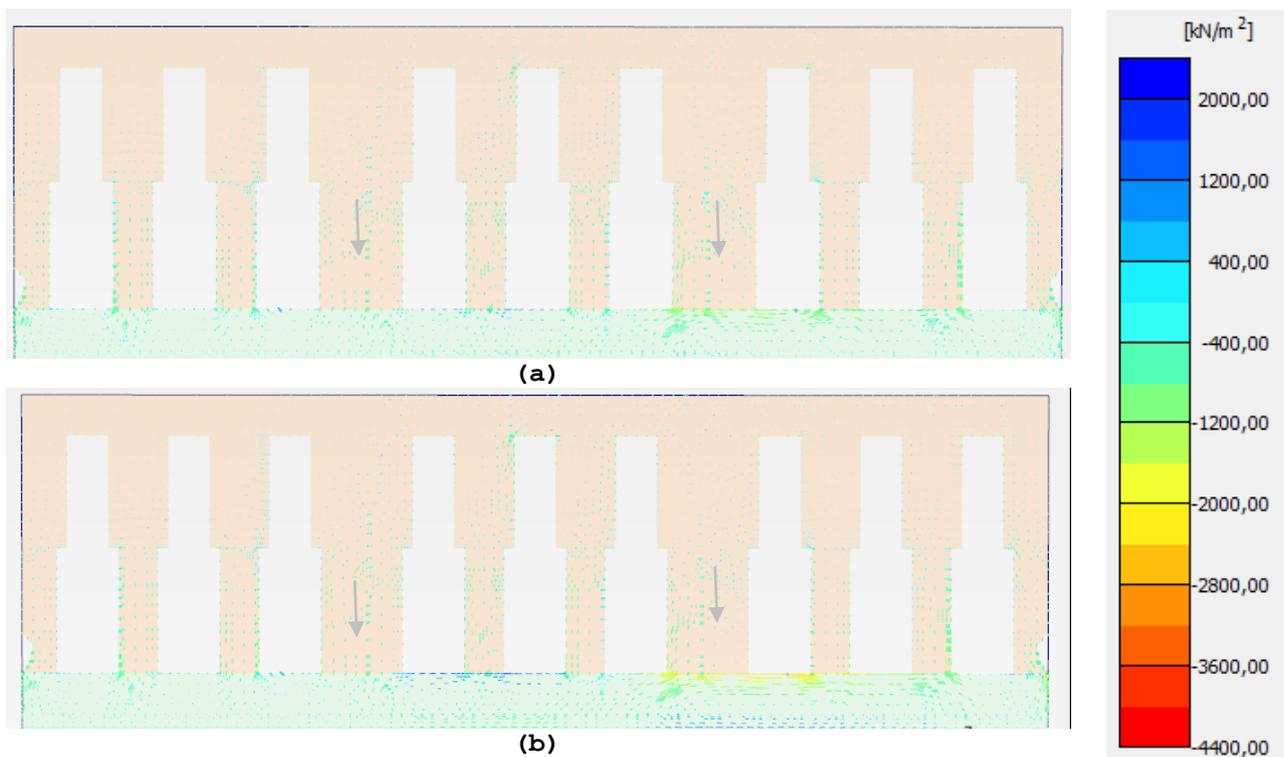
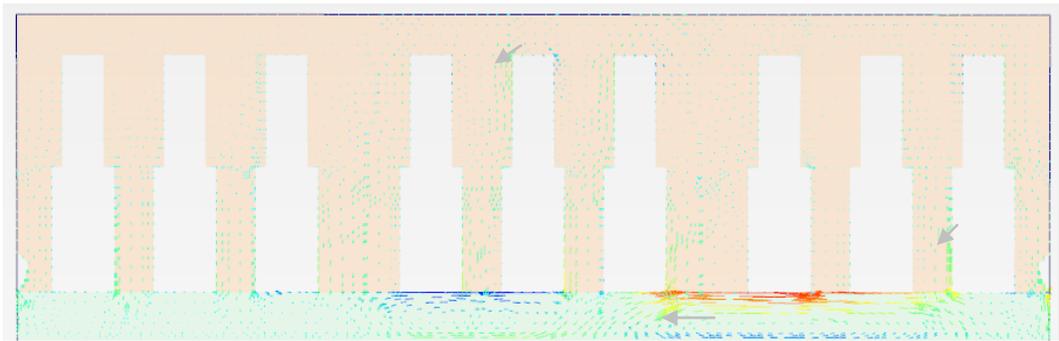


Figura 6.48-Sezioni verificate per il modello M1

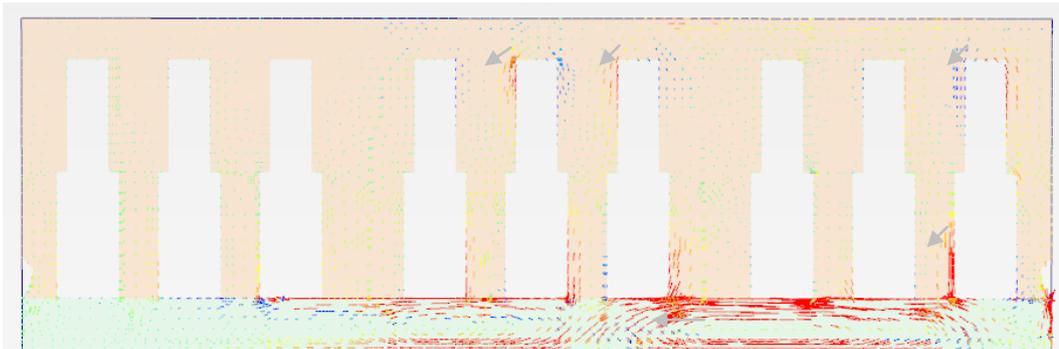
SEZIONE	T_{Ed} [kN]	T_{Rd} [kN]	VERIFICA	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	VERIFICA
1-1	72,42	191,67	Soddisfatta	71,79	50,06	Non soddisfatta

Tabella 6.6- Risultati delle verifiche in accordo alle NTC2008



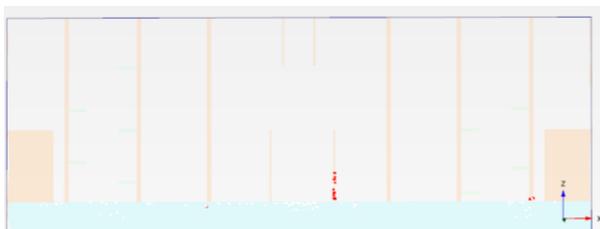


(c)

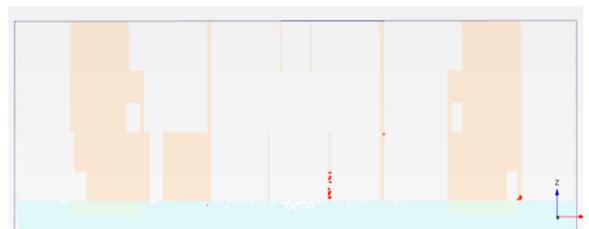


(d)

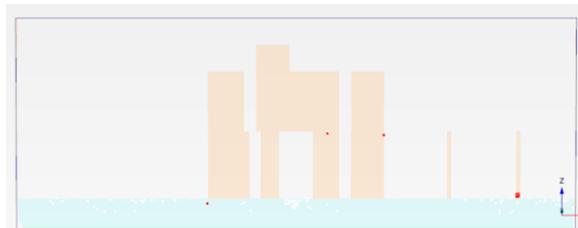
Figura 6.49-Evoluzione delle direzioni principali di tensione in funzione della posizione del fronte: (a) il fronte è prima della facciata; (b) fronte sotto la facciata; (c) immediatamente dopo il passaggio del fronte; (d) scavo terminato; le frecce grigie indicano il percorso tensionale



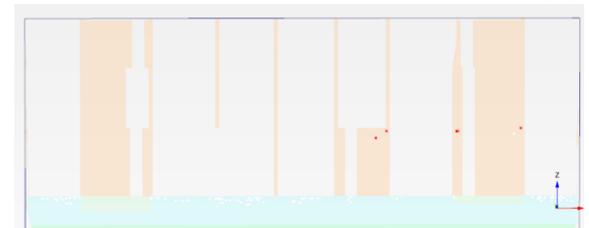
(B)



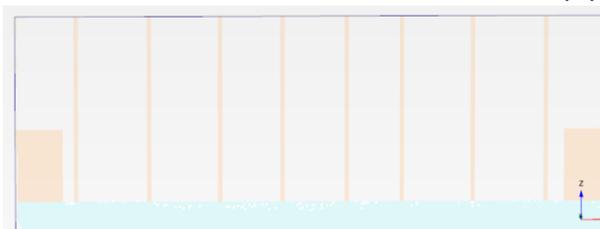
(C)



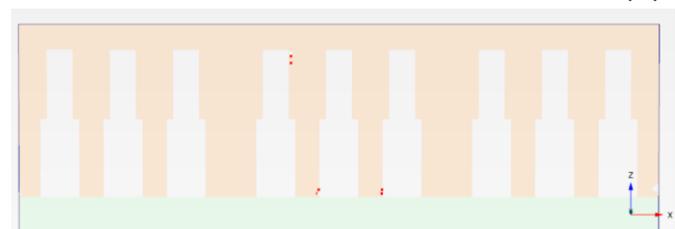
(D)



(E)



(F)



(G)

Figura 6.50-Punti di rottura nei maschi murari, la lettera tra parentesi indica l'allineamento secondo la Figura 3.50 e 3.52

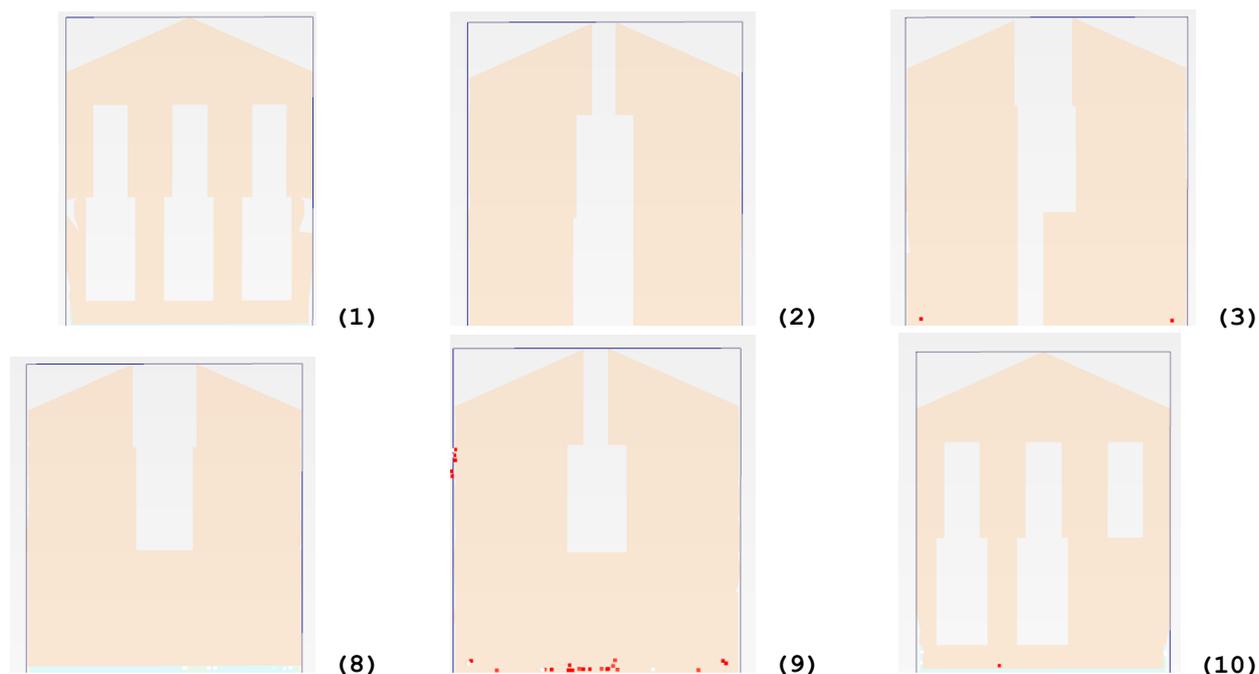


Figura 6.51-Punti di rottura nei maschi murari, il numero tra parentesi indica l'allineamento secondo la Figura 3.50 e 3.52

A seguito di quanto discusso, si può concludere che una costruzione sottopassata dallo scavo di una galleria in assenza di eccentricità risponde come una trave appoggiata agli estremi: la "trave" resiste sfruttando l'effetto arco e scaricando agli estremi e il danneggiamento si concentra nella parte centrale dell'edificio. Nel caso, invece, di eccentricità della struttura rispetto alla galleria, il meccanismo resistente è più difficilmente schematizzabile. Si ravvisano comunque delle similitudini con il comportamento di una trave a sbalzo e in questo caso le rotture si localizzano nella zona di influenza della galleria e sulla parte superiore dell'edificio (tesa in una mensola); come atteso, in questo caso la parte di struttura situata al di fuori di tale zona risulta illesa.

Dato che il danneggiamento della muratura si manifesta in termini di fessurazione al raggiungimento della deformazione di trazione critica ($\varepsilon_{crit}=0,05\%$), per valutare il danneggiamento della facciata si considerano le deformazioni principali con segno positivo (Figura 6.52 e Tabella 6.7) nella facciata e si valuta in quale degli intervalli proposti da Burland (Tabella 6.8) si trova il massimo valore raggiunto per ciascuna analisi.

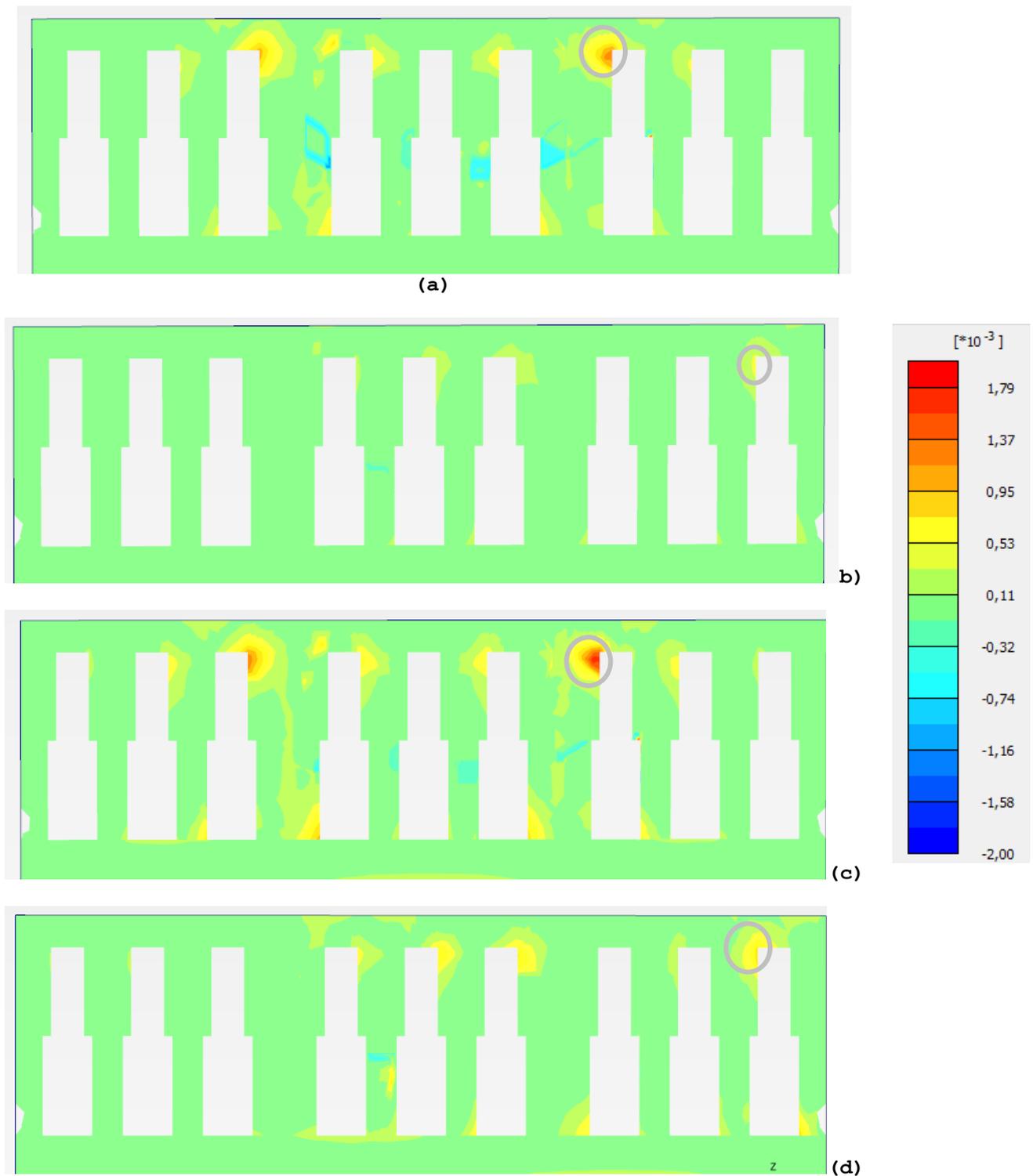


Figura 6.52-Deformazione principale ε_3 (a) scenario di scavo in condizioni ottimali $e=0$ m; (b) $e=10$ m; (c) scenario $V_L=1\%$ $e=0$ m; (d) $e=10$ m

Sulla base dei valori della deformazione di trazione verificatisi sulla facciata della struttura e ottenuti con le analisi accoppiate nel codice di calcolo Plaxis 3D, si può concludere che in nessuno dei casi analizzati il danneggiamento è importante (Tabella 6.9). Il danneggiamento aumenta in caso di scavo con

problemi. Passando da eccentricità nulla ad $e=10$ m della struttura rispetto all'asse della galleria il livello di danno è accresciuto per entrambi gli scenari di scavo, ciò probabilmente è dovuto al fatto che, in questo caso, parte del cedimento è dovuto ad una rotazione rigida della struttura attorno al lato al di fuori della zona di influenza della galleria.

$\epsilon_{3,max}$ [%] (trazione)		
ANALISI ACCOPPIATA	e=0 m	e=10 m
$V_L=0,5\%$ (in campo libero)	0,116-0,137	0,053-0,074
$V_L=1\%$ (in campo libero)	0,158-0,179	0,074-0,095

Tabella 6.7-Massima deformazione principale ϵ_3 di trazione (positiva) nelle analisi accoppiate

Categoria di danno	Gradi di severità	Deformazione limite di trazione ϵ_{lim} [%]
0	Trascurabile	0-0,05
1	Molto lieve	0,05-0,075
2	Lieve	0,075-0,15
3	Moderato	0,15-0,3
4-5	Da severo a molto severo	>0,3

Tabella 6.8- Relazione tra la categoria di danno e la deformazione limite di trazione ϵ_{lim} (dopo Boscarding e Cording 1989) (Burland, 1997)

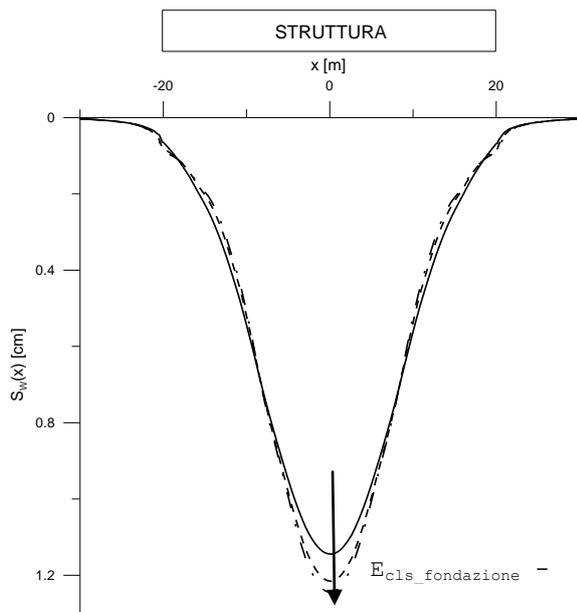
CATEGORIA DI DANNO		
ANALISI ACCOPPIATA	e=0 m	e=10 m
$V_L=0,5\%$ (in campo libero)	2-Lieve	1-Molto lieve
$V_L=1\%$ (in campo libero)	3-Moderato	2-Lieve

Tabella 6.9-Livello di danneggiamento delle facciate nelle quattro analisi

6.3.1 INFLUENZA DELLA RIGIDEZZA RELATIVA TERRENO-STRUTTURA

Non avendo a disposizione informazioni sul calcestruzzo utilizzato per le fondazioni dell'edificio, è stato fatto uno studio parametrico variando la rigidezza del calcestruzzo di fondazione. Assumendo come riferimento un valore del modulo di rigidezza E_{c1s} di 35 GPa, tipico per i calcestruzzi odierni, si sono confrontati i risultati dei cedimenti sotto la facciata dell'edificio per valori di tale modulo E_{c1s} pari alla metà e ad un terzo del valore di riferimento, nel caso di scavo in condizioni ottimali ($V_L=0,5\%$)

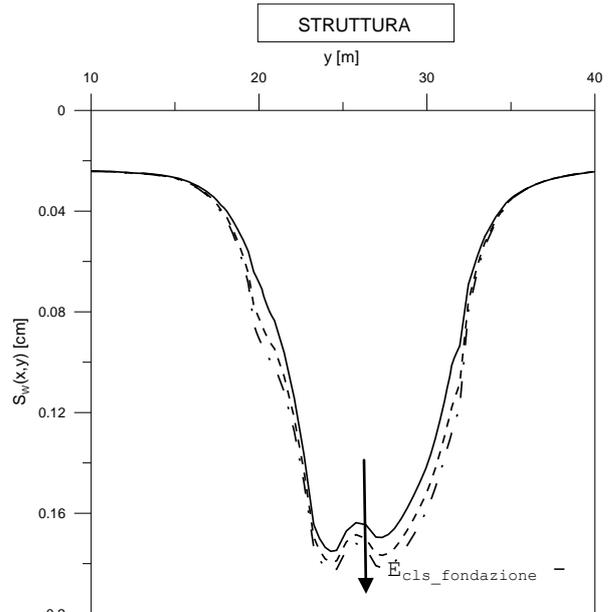
ed eccentricità nulla (Figura 6.53). Come atteso, al diminuire della rigidezza della fondazione il cedimento aumenta: dalla Figura 6.53-(a)-(b) si vede come al decrescere del modulo E_{c1s} i profili di cedimento non si modificano significativamente nelle zone ai lati della galleria mentre in corrispondenza dell'asse, si verifica un incremento non particolarmente significativo del cedimento massimo (del 17% nel caso limite di rigidezza pari ad un terzo del valore iniziale). In Figura 6.53-(c)-(d) si riportano i profili di cedimento, a parità di modulo elastico E_{c1s} del calcestruzzo, utilizzando per il terreno dello strato superficiale un modulo di rigidezza a taglio alle piccole deformazioni G_0 dimezzato e pari ad un terzo rispetto al valore iniziale di 35 GPa. Nello stesso grafico si mostrano anche le curve ottenute dimezzando e utilizzando un valore pari ad un terzo del modulo di taglio alle piccole deformazioni G_0 di tutti gli strati. Al diminuire della rigidezza dello strato superficiale le curve in Figura 6.53-(c)-(d) risultano praticamente coincidenti; è interessante invece notare come all'aumentare della deformabilità di tutti gli strati di terreno, quindi sia quelli interessati dallo scavo che lo strato superficiale in cui è presente la fondazione, il profilo di cedimento trasversale (Figura 6.53-(c)) si allarga, senza un incremento significativo del cedimento massimo, e ciò comporta un aumento del volume perso V_L allo 0,85% e 1% rispettivamente nel caso di modulo di rigidezza a taglio di tutti gli strati dimezzato e ridotto ad un terzo del valore iniziale. Il valore massimo del cedimento non aumenta significativamente in quanto la zona dell'asse della galleria è fortemente controllata dallo spostamento imposto lungo lo scudo per simulare lo scavo. Lo spanciamento delle curve trasversali si riflette anche nei profili di cedimento longitudinale (Figura 6.53-(d): essendo tali curve relative all'ascissa $x=20$ m in Figura 6.53-(c), dai cedimenti longitudinali risulta più evidente la differenza tra i profili al variare della rigidezza del terreno.



PROFILO TRASVERSALE $V_L=0,5\%$ ANALISI SIMMETRICA FACCIATA

- $E_{cls_fondazione}=35$ GPa
- - - $E_{cls_fondazione}=17,5$ GPa
- · - $E_{cls_fondazione}=11,66$ GPa

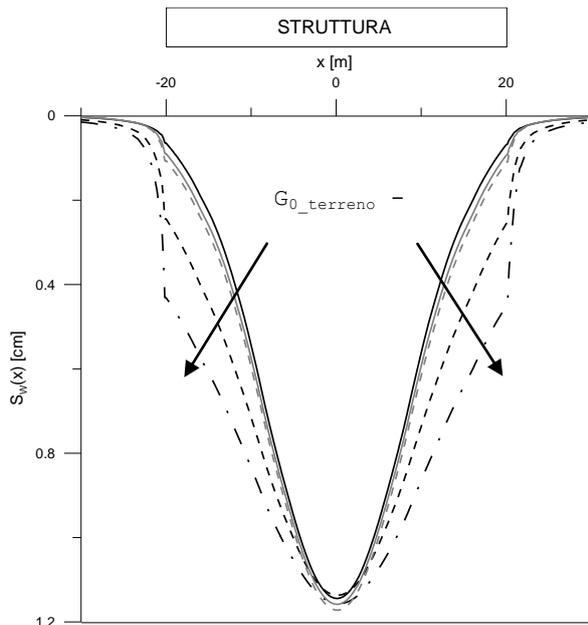
(a)



PROFILO LONGITUDINALE $V_L=0,5\%$ ANALISI SIMMETRICA LATO DX

- $E_{cls_fondazione}=35$ GPa
- - - $E_{cls_fondazione}=17,5$ GPa
- · - $E_{cls_fondazione}=11,66$ GPa

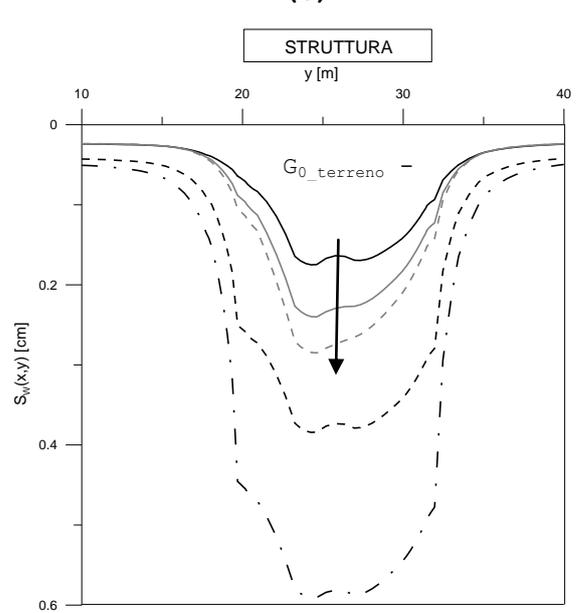
(b)



PROFILO TRASVERSALE $V_L=0,5\%$ ANALISI SIMMETRICA FACCIATA

- Rigidezza di tutte le U.G. da calibrazione
- - - G_0 di tutte le U.G. dimezzato
- · - G_0 di tutte le U.G. pari ad 1/3 del valore iniziale
- $G_{0,U.G.1}$ dimezzato
- - - $G_{0,U.G.1}$ pari ad 1/3 del valore iniziale

(c)



PROFILO LONGITUDINALE $V_L=0,5\%$ ANALISI SIMMETRICA LATO DX

- Rigidezza di tutte le U.G. da calibrazione
- - - G_0 di tutte le U.G. dimezzato
- · - G_0 di tutte le U.G. pari ad 1/3 del valore iniziale
- $G_{0,U.G.1}$ dimezzato
- - - $G_{0,U.G.1}$ pari ad 1/3 del valore iniziale

(d)

Figura 6.53-Confronto dei cedimenti (a) sotto la facciata della struttura; (b) longitudinali al variare della rigidezza della fondazione (c) sotto la facciata della struttura; (d) longitudinali al variare della rigidezza del terreno

6.3.2 INFLUENZA DELLA COESIONE SUL DANNEGGIAMENTO DELLA MURATURA

E' stata svolta un'analisi parametrica, nel caso di problema simmetrico e scavo in condizioni ottimali, sul ruolo della coesione variabile dal valore da caratterizzazione di 870 kPa ai valori di 435 kPa e 290 kPa. L'indagine ha messo in luce come per un valore di tale parametro pari ad un terzo del valore iniziale, cioè 290 kPa, sia abbia un incremento dei cedimenti al più del 2% (Figura 6.54). La coesione della muratura non influenza, quindi, in modo significativo il campo di spostamenti della struttura.

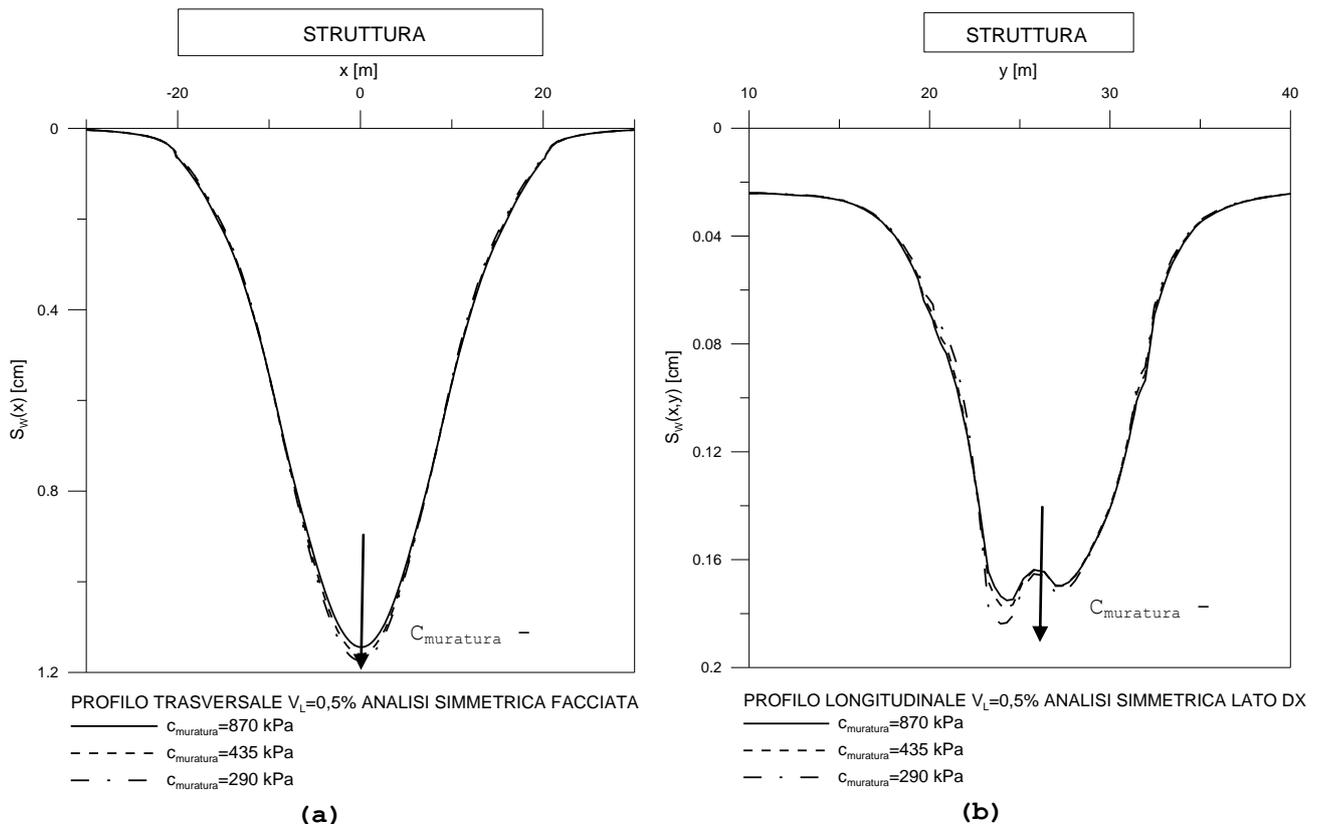


Figura 6.54-Confronto dei cedimenti (a) sotto la facciata della struttura; (b) longitudinali al variare della coesione per l'analisi simmetrica

La coesione ha, invece, un ruolo più importante in relazione al danno nella struttura: se si confrontano i punti plastici al diminuire della coesione (valore dimezzato e pari ad un terzo di quello di riferimento) e in funzione della posizione del fronte (Figura 6.55-6.57), si vede come dimezzando la coesione (435 kPa) il danneggiamento rimane lieve mentre per un valore della coesione della muratura pari ad un terzo (290 kPa) di quello iniziale, i punti plastici aumentano notevolmente. Il danneggiamento diventa importante nella zona centrale dell'edificio, si hanno inoltre

rottore anche in porzioni di muratura che prima non erano interessate dalla fessurazione. Oltre ai punti plastici si ritiene significativo riportare la deformazione deviatorica totale γ_s al variare della posizione del fronte e dalla coesione: passando dalla Figura 6.58 che si riferisce al valore della coesione di 870 kPa alla Figura 6.60 per cui la coesione è pari ad un terzo del valore iniziale, ossia 290 kPa, le deformazioni positive (trazione) aumentano in corrispondenza dei punti plastici. La coesione gioca un ruolo cruciale quindi nel danneggiamento di una costruzione in muratura (essendo questa modellata con un criterio di rottura alla Mohr-Coulomb). Il valore utilizzato in questa analisi, desunto sulla base delle indagini sperimentali di cui al paragrafo 3.3, è piuttosto elevato e può ritenersi responsabile del danneggiamento molto lieve o al più moderato della costruzione in questo studio.

In Figura 6.61 è rappresentato lo stato tensionale al termine dello scavo nei due punti significativi indicati in Figura 6.55-6.57: in nero nel caso di coesione di 870 kPa e in blu per un valore di coesione pari ad un terzo (290 kPa). Il criterio di rottura in nero corrisponde ad un valore di coesione pari a 870 kPa, per la retta blu la coesione vale 290 kPa (un terzo del valore iniziale). Il punto 1 non era danneggiato nell'analisi di riferimento, ma raggiunge la condizione limite nel caso di coesione pari ad un terzo (Figura 6.61-(a); il punto 2 invece va in crisi in entrambe le analisi (Figura 6.61-(b)).

Infine si confrontano le deformazioni principali con segno positivo (trazione) nella facciata (Figura 6.62), al diminuire della coesione, e si valuta in quale degli intervalli proposti da Burland (Tabella 6.8) si trovano i massimi valori (Tabella 6.10). Come si può vedere anche dai punti plastici in Figura 6.55-6.57, dimezzando il valore della coesione (435 kPa) il livello di danno rimane lieve (Tabella 6.11). Spingendosi invece, fino ad un valore di coesione di 290 kPa (pari ad un terzo del valore iniziale) il livello di danno da lieve diventa moderato (Tabella 6.11).

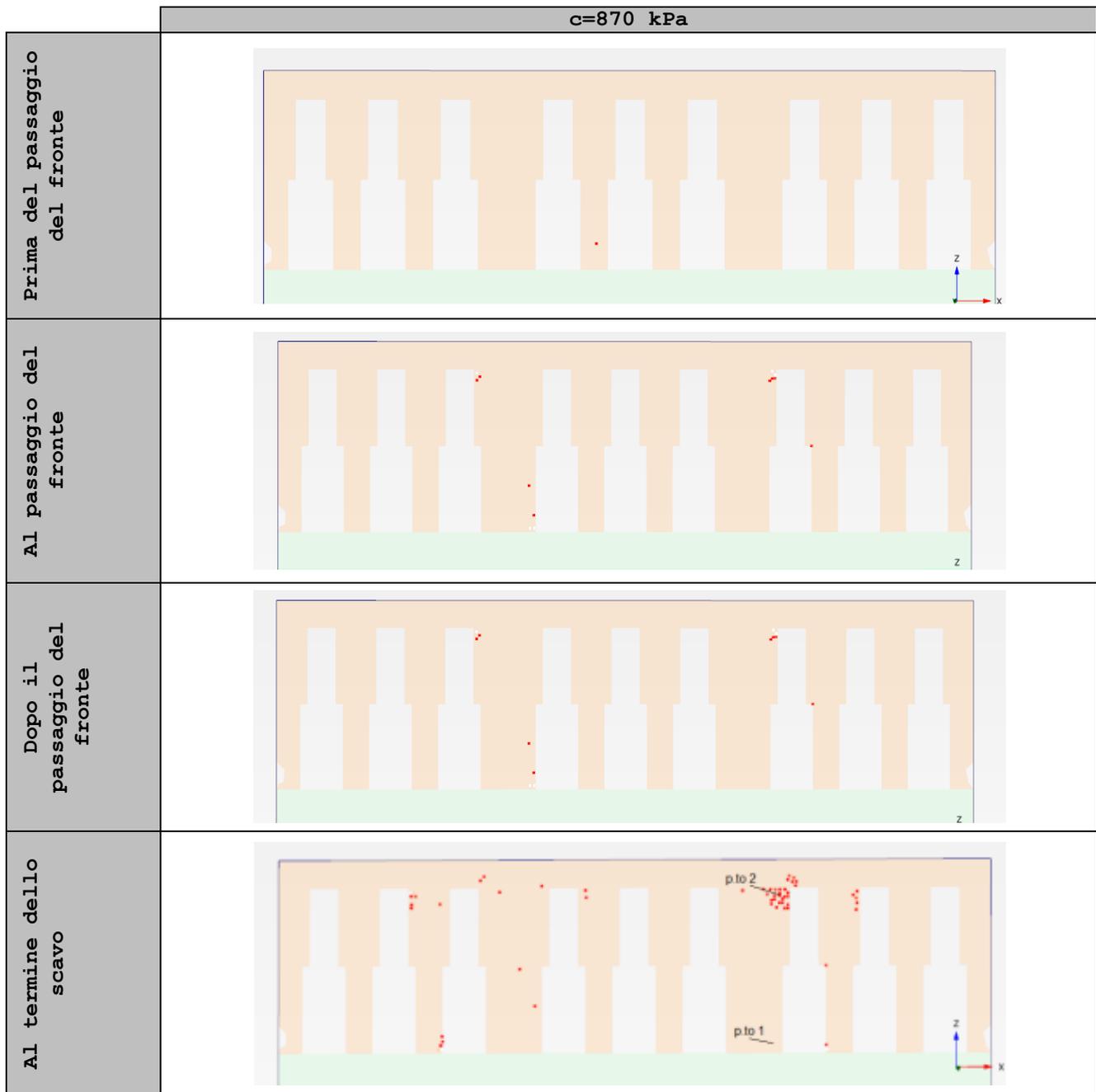


Figura 6.55-Punti di rottura al variare della coesione della muratura e della posizione del fronte

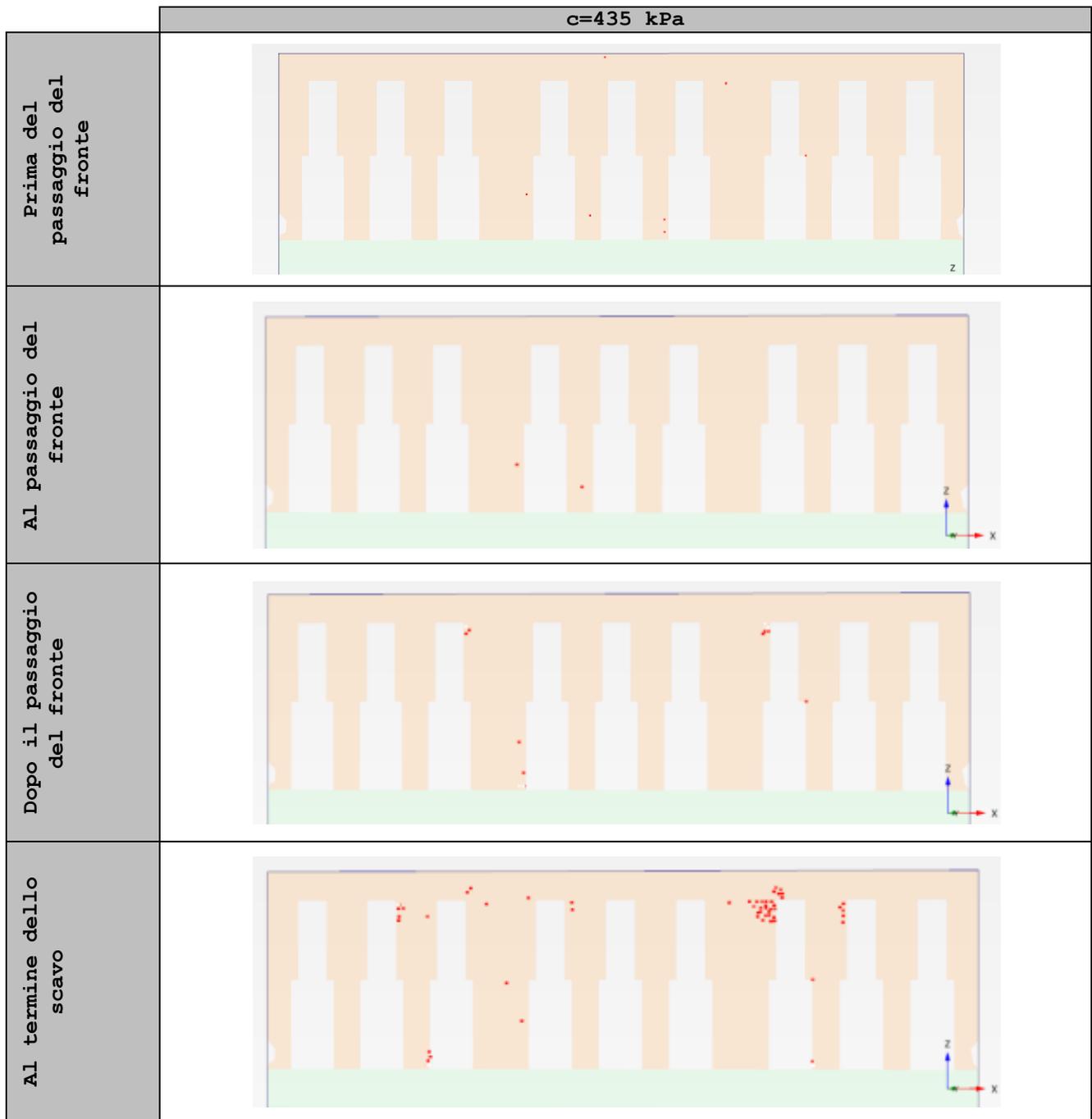


Figura 6.56-Punti di rottura al variare della coesione della muratura e della posizione del fronte

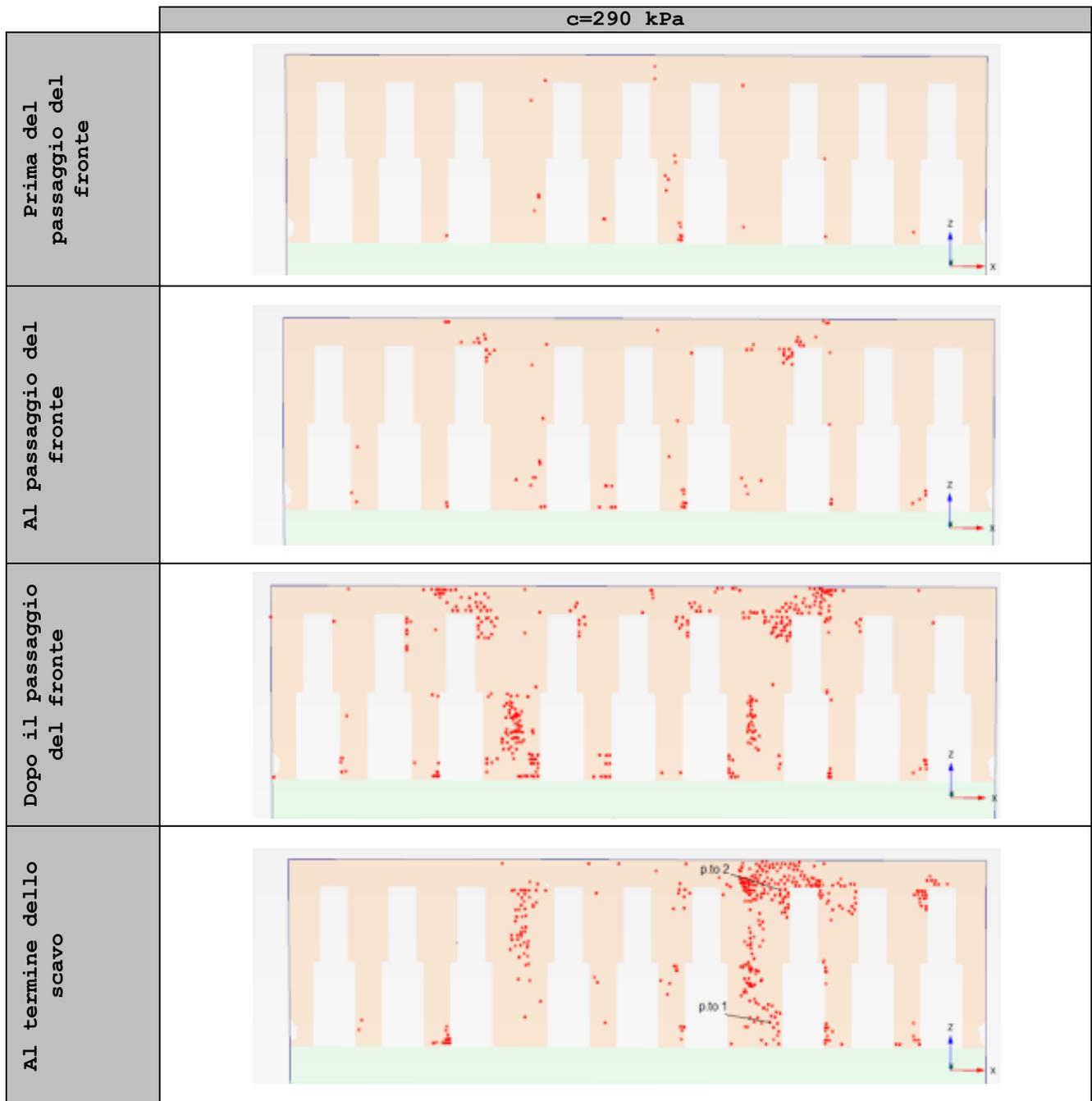


Figura 6.57-Punti di rottura al variare della coesione della muratura e della posizione del fronte

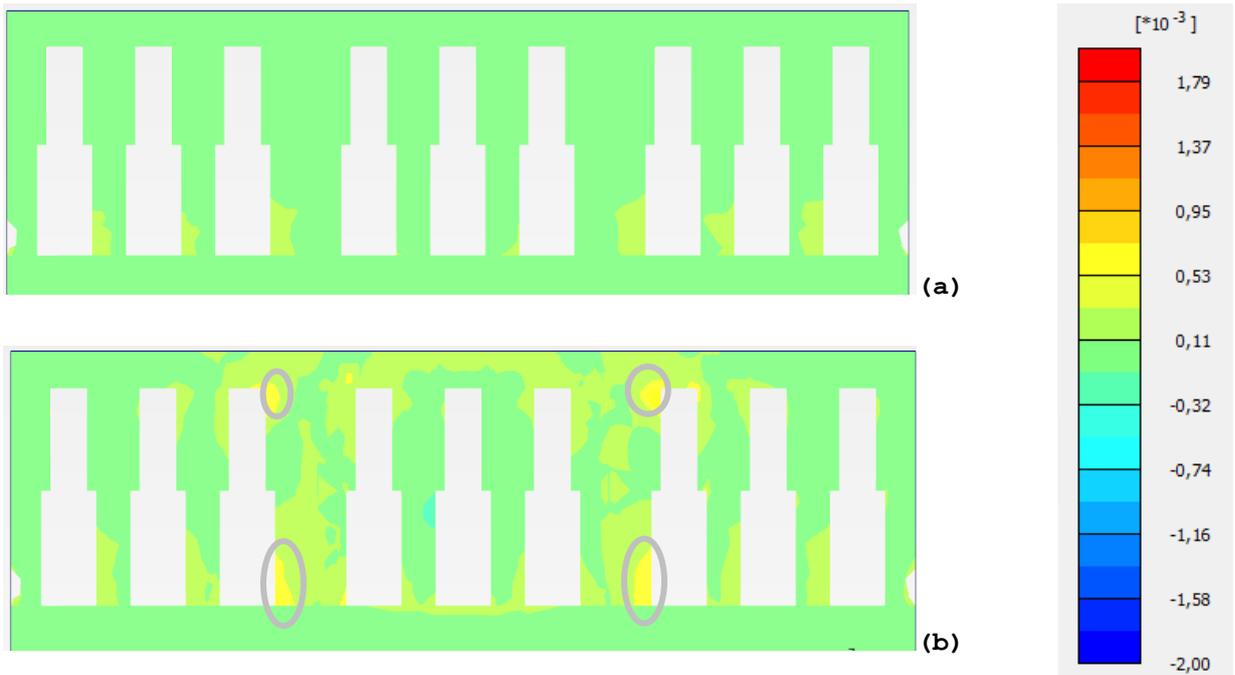


Figura 6.58-Evoluzione della deformazione deviatorica totale γ_s per $c=870$ kPa in funzione della posizione del fronte: (a) il fronte è prima della facciata; (b) a scavo terminato; le zone cerchiare in grigio sono soggette a importante deformazione di trazione

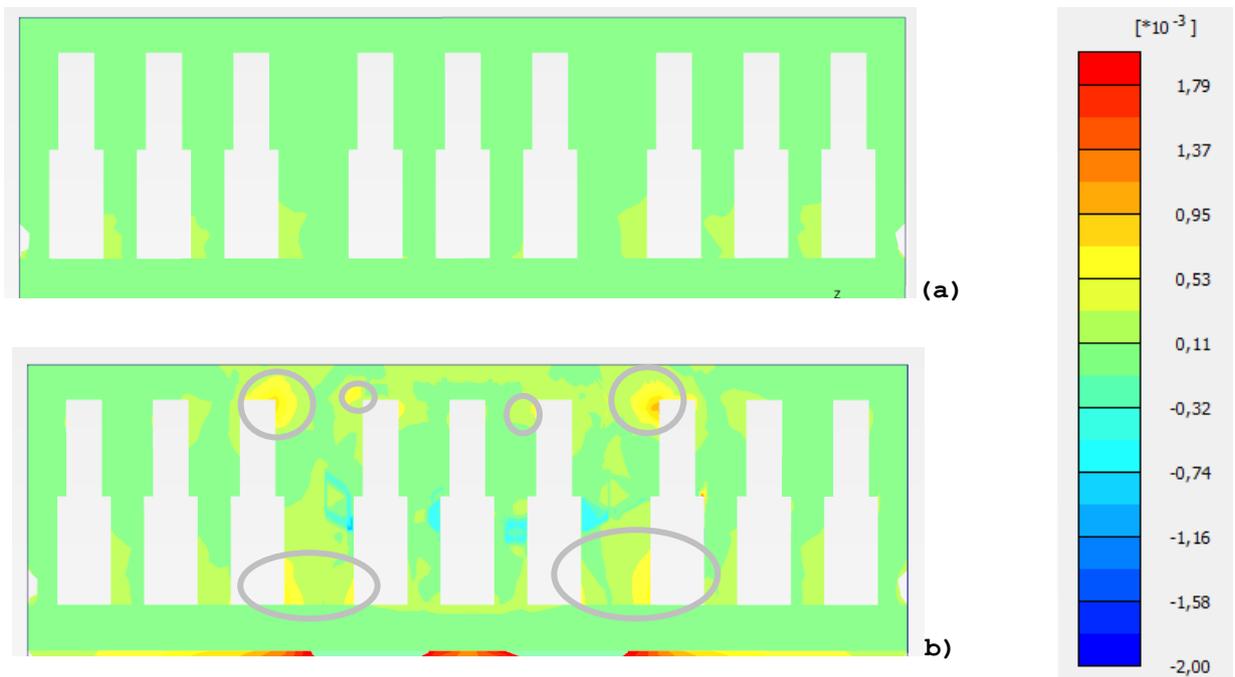


Figura 6.59-Evoluzione della deformazione deviatorica totale γ_s per $c=435$ kPa in funzione della posizione del fronte: (a) il fronte è prima della facciata; (b) a scavo terminato; le zone cerchiare in grigio sono soggette a importante deformazione di trazione

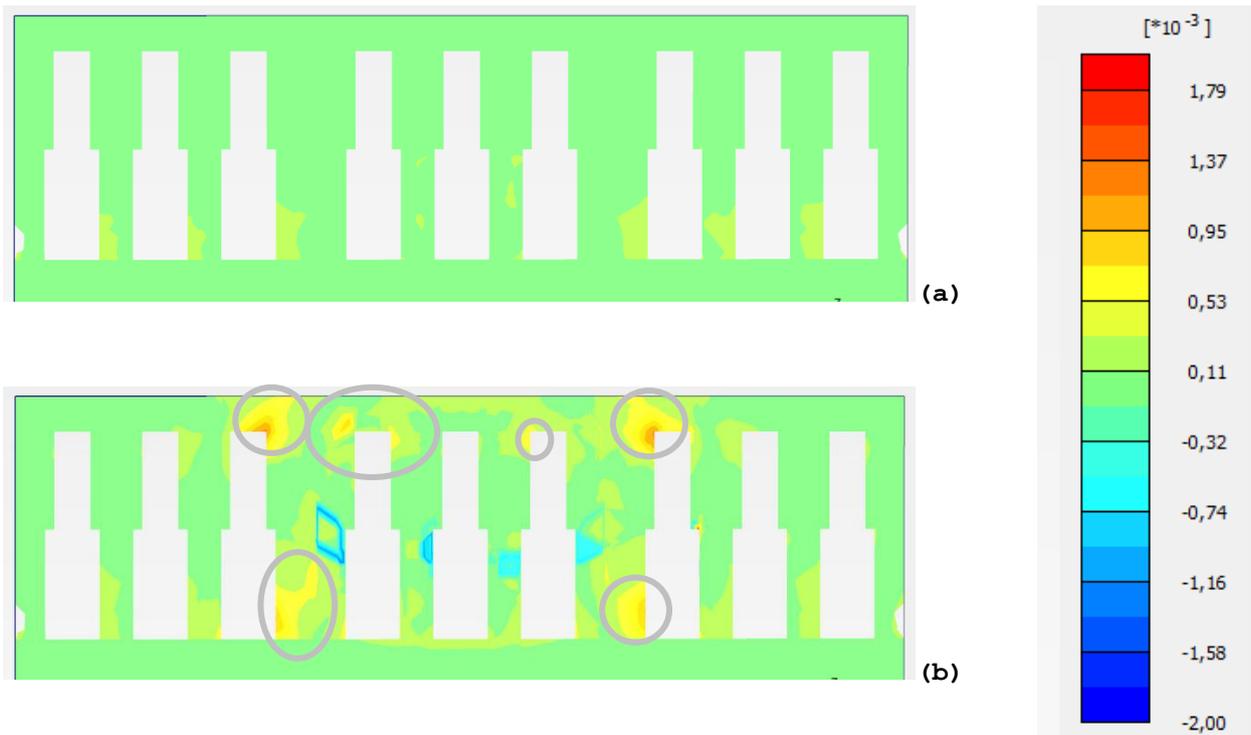


Figura 6.60-Evoluzione della deformazione deviatorica totale γ_s per $c=290$ kPa in funzione della posizione del fronte: (a) il fronte è prima della facciata; (b) a scavo terminato; le zone cerchiare in grigio sono soggette a importante deformazione di trazione

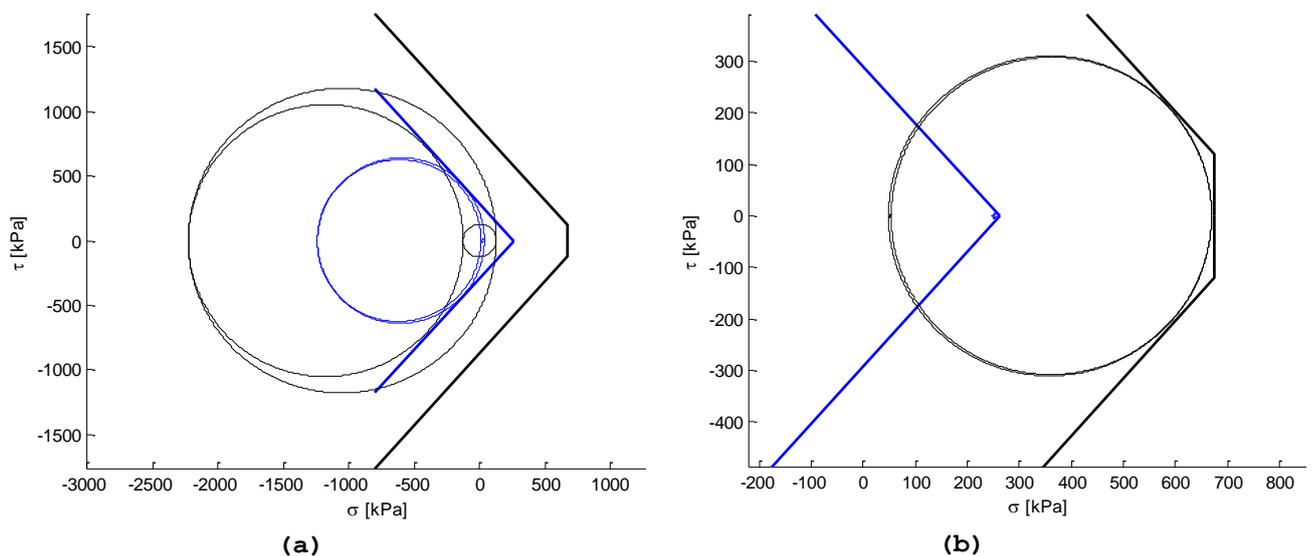


Figura 6.61- Stato tensionale rappresentato nel piano di Mohr in funzione della coesione della muratura: (a) punto 1; (b) punto 2

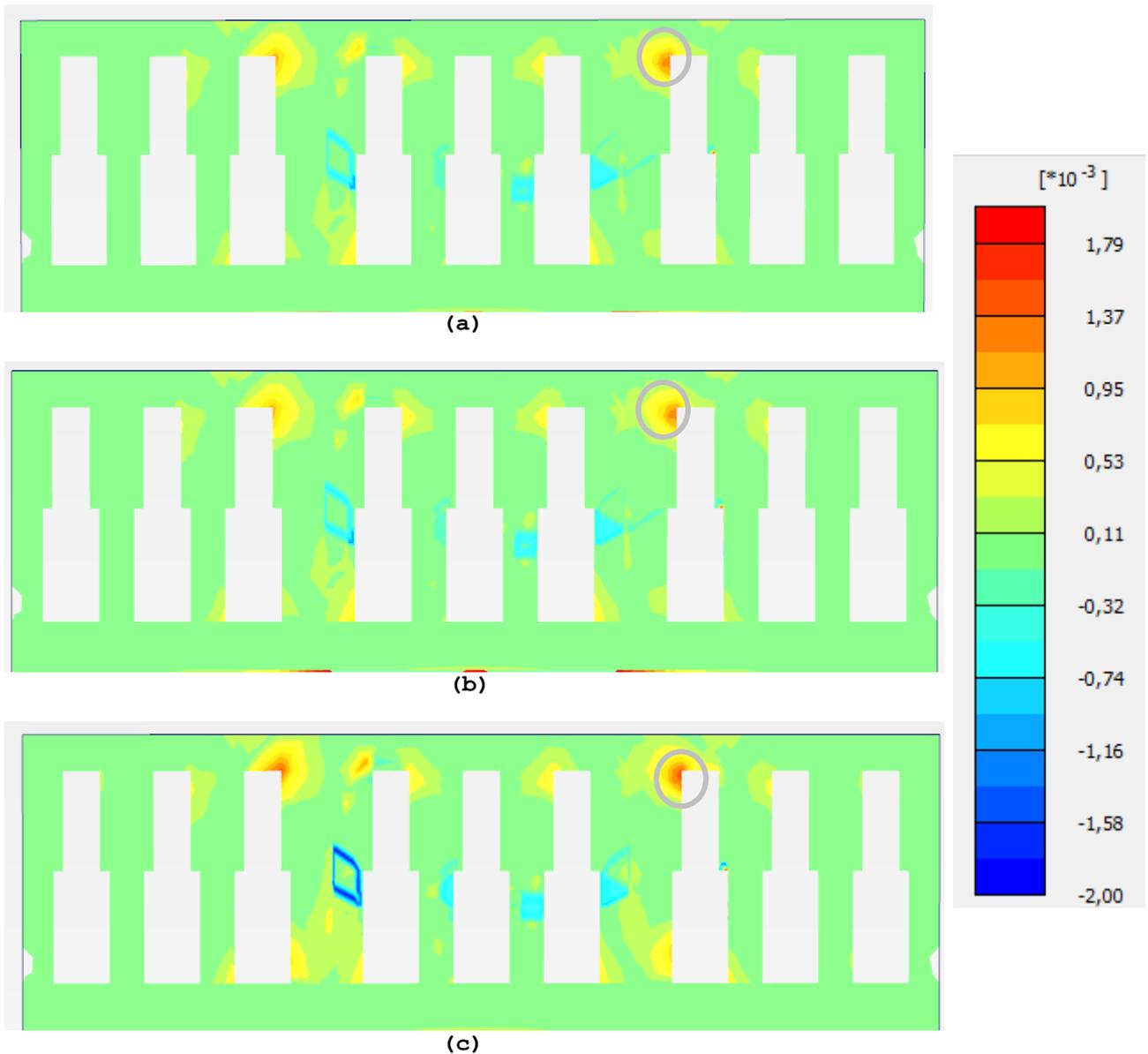


Figura 6.62-Deformazione principale ϵ_3 (a) $c=870$ kPa; (b) $c=435$ kPa; (c) $c=290$ kPa

ϵ_{max} [%] (trazione)		
$c=870$ kPa	$c=435$ kPa	$c=290$ kPa
0,116-0,137	0,14-0,16	0,158-0,179

Tabella 6.10-Massima deformazione principale ϵ_3 di trazione (positiva) a scavo ultimato per diversi valori di coesione

CATEGORIA DI DANNO		
$c=870$ kPa	$c=435$ kPa	$c=290$ kPa
Lieve	Da Lieve a moderato	Moderato

Tabella 6.11-Livello di danneggiamento della facciata per diversi valori di coesione

7. CONCLUSIONI

Il presente lavoro ha riguardato lo studio numerico, condotto con il programma di calcolo agli elementi finiti Plaxis 3D, del processo di interazione tra lo scavo di una galleria urbana e un edificio esistente in muratura.

Nel modello tridimensionale messo a punto, la struttura è un edificio risalente ai primi del '900, la Stazione di Ferrara Porta Reno, mentre la galleria è stata schematizzata con riferimento alle caratteristiche della linea metropolitana 5 recentemente costruita a Milano. Il modello geotecnico del sottosuolo, invece, è stato definito a partire dai risultati di indagini geognostiche eseguite nella zona dell'aeroporto di Bologna.

Nello studio numerico, per il terreno è stato adottato un modello costitutivo avanzato elasto-plastico con incrudimento isotropo, l'Hardening soil model with small strain stiffness, mentre per la muratura è stato utilizzato il criterio di Mohr-Coulomb. Inoltre, lo scavo della galleria è stato simulato con una procedura per passi, tenendo in conto i principali aspetti del processo: l'avanzamento del fronte di scavo e la contestuale applicazione di una pressione di supporto al fronte linearmente variabile con la profondità, la geometria troncoconica dello scudo, l'azione della malta di intasamento in corrispondenza della coda dello scudo e la posa in opera del rivestimento definitivo. La subsidenza in superficie è stata controllata applicando una contrazione fittizia lungo lo scudo.

I risultati delle analisi numeriche condotte hanno messo in luce, confermando quanto ampiamente discusso in letteratura, che la presenza di un edificio a piano campagna interagente con l'opera di scavo modifica la forma del profilo dei cedimenti relativa alle condizioni di campo libero (assenza di strutture sulla superficie del terreno). Tale modifica, che dipende dalle specifiche caratteristiche di rigidità e peso della struttura presa in esame, generalmente si traduce in una riduzione del cedimento

differenziale che può influenzare in modo significativo la stima del danno sull'edificio.

Ciò è tanto più evidente, quanto maggiore è la perdita di volume indotta dallo scavo della galleria.

Nello specifico, dallo studio è emerso che:

- in condizioni di campo libero (assenza di costruzioni sulla superficie del terreno) il profilo dei cedimenti al piano campagna in una sezione trasversale all'asse della galleria è rappresentato da una gaussiana; i cedimenti longitudinali, invece, sono approssimati da una curva di probabilità cumulata. All'aumentare del volume perso i cedimenti aumentano e la gaussiana diventa più stretta, si accrescono, cioè, i cedimenti differenziali;
- in presenza di strutture interagenti con la galleria il cedimento massimo in corrispondenza dell'asse della galleria diminuisce. Inoltre il profilo dei cedimenti trasversali risulta appiattito ovvero si hanno minori cedimenti differenziali al di sotto della costruzione per effetto della rigidità. Tale attenuazione dei cedimenti diventa più rilevante al crescere del volume perso. Il modello costitutivo risente delle variazioni dello stato tensionale indotte dal peso proprio della struttura e, nello scenario di scavo ottimale a parità di contrazione dello scudo, il volume perso che risulta leggermente accresciuto (0,7% invece di 0,5%);
- le considerazioni fatte sui cedimenti sono confermate sia attribuendo alla muratura un comportamento elastico-lineare sia alla Mohr-Coulomb. Utilizzando un legame costitutivo elastico-lineare, tuttavia, il comportamento della struttura è più rigido e si hanno quindi, in generale, minori cedimenti rispetto al caso di comportamento plastico;
- utilizzando una discretizzazione della muratura con elementi finiti 2D, il comportamento risulta di nuovo più rigido

piuttosto che impiegando elementi 3D. L'influenza del tipo di elemento finito utilizzato (2D o 3D) sembra, per il caso in esame, maggiore rispetto a quella del tipo di legame costitutivo utilizzato;

- la rigidità relativa suolo-struttura (fondazione) è un parametro centrale nella determinazione dei cedimenti. Al diminuire della rigidità del terreno o della fondazione, in generale, i cedimenti aumentano. Diminuendo la rigidità del calcestruzzo di fondazione, a parità di quella del suolo, i cedimenti aumentano al più del 17% quando il modulo elastico del calcestruzzo è pari ad un terzo (11,66 GPa) del valore iniziale (35 GPa). Il valore del modulo E_{cls} attribuito al calcestruzzo delle fondazioni non influenza quindi significativamente il risultato. Anche aumentare la deformabilità del terreno in cui sono presenti le fondazioni modifica i cedimenti in modo trascurabile. Al crescere, invece, della deformabilità anche degli strati di terreno in cui è scavata la galleria, la gaussiana dei cedimenti risulta spanciata, si ha, cioè, un aumento dei cedimenti ai lati della galleria e un conseguente aumento di volume perso allo 0,85% e 1% rispettivamente nel caso di modulo di rigidità a taglio di tutti gli strati dimezzato e ridotto ad un terzo del valore iniziale. In questo caso il valore massimo del cedimento non aumenta significativamente in quanto la zona dell'asse della galleria è fortemente controllata dallo spostamento imposto lungo lo scudo per simulare lo scavo;
- nel caso di eccentricità nulla della struttura rispetto all'asse della galleria, questa risponde al cedimento indotto dallo scavo della galleria con un meccanismo resistente ad arco-tirante. Nel caso invece di eccentricità dell'edificio rispetto all'asse della galleria, il meccanismo resistente risulta più difficilmente schematizzabile. In quest'ultimo caso comunque il danneggiamento si localizza nella porzione

di struttura collocata nella zona di influenza della galleria;

- dalle diverse analisi emerge come la fessurazione si localizzi, in generale, in prossimità delle aperture. Nel caso di eccentricità nulla della struttura rispetto all'asse della galleria la costruzione risulta praticamente illesa finché il fronte di scavo non ha oltrepassato la struttura stessa. La fase maggiormente critica risulta essere quella al termine dello scavo in cui il profilo dei cedimenti è completamente sviluppato. I danni maggiori si hanno nella parte centrale dell'edificio (in corrispondenza del massimo cedimento). Nel caso invece di eccentricità della struttura rispetto all'asse della galleria, la fase del passaggio del fronte è critica per la porzione centrale della struttura (al di sopra del fronte che sta passando), mentre al termine dello scavo i maggiori danni si hanno al di sotto dell'estremo della costruzione più vicino alla galleria (dove si sviluppa il massimo cedimento). In questo studio, comunque, il livello di danno indotto sulla struttura dallo scavo della galleria è sempre risultato da molto lieve a moderato, dato l'elevato valore di coesione attribuito alla muratura;
- in questo elaborato, avendo utilizzato per la muratura un legame costitutivo elastico-lineare con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb, la coesione gioca un ruolo fondamentale nella determinazione del livello di danno indotto nella struttura. Riducendo la coesione fino ad un valore pari ad un terzo (290 kPa) del valore iniziale (879 kPa), il livello di danno indotto dallo scavo di gallerie da molto lieve diventa moderato. L'effetto della coesione sul campo degli spostamenti risulta invece trascurabile.

8. BIBLIOGRAFIA

1. Amorosi A., Boldini D., Falcone G. (2014). *Numerical prediction of tunnel performance during centrifuge dynamic tests*. Acta Geotechnica. ISSN 1861-1125. DOI 10.1007/s11440-013-0295-7.
2. Amorosi A., Boldini D., de Felice G., Malena M., Sebastianelli M. (2014). *Tunneling-induced deformation and damage on historical masonry structures*. Géotechnique 64, No. 2, 118-130.
3. Amorosi A., Boldini D., di Lernia A. (2014). *Modellazione numerica della risposta sismica locale: il caso di Lotung*. XXV Convegno Nazionale di Geotecnica, Baveno, pp. 21-28
4. Aprile A., Benedetti A. e Grassucci F. (2001). *Assesment of cracking and collapse for old brick masonry columns*. Journal of Structural Engineering, December 2001, pp.1427-1435.
5. Attewell P.B., Woodman J.P. (1982). *Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil*. Ground Engineering. 15 (8), pp. 13-22, 36.
6. Atkinson R. H., Noland J. L., and Abrams D. P. (1969). *A proposed failure theory for brick masonry in compression*. Proceedings of International Conference on Masonry Structural Systems, Gulf Publishong Co., Houston, Texas, pp. 34-41.
7. Benedetti A., Mangoni E. (2008). *NDT evaluation of ancient masonry properties by means of splitting tests on cores with diametric mortar layer*. SACoMATiS 2008: International RILEM Conference, Varenna, Lago di Como.
8. Binda L., Saisi A., Tiraboschi C. (2000). *Investigation procedures for the diagnosis of historic masonries*. Construction and Building Materials 14 (2000), pp. 199-233.
9. Boldini D., Fargnoli V., Gragnano C. G. e Amorosi A. (2014). *Advanced numerical modelling of multi-storey buildings response to tunnelling*. 8th International Symposium on geotechnical aspects of underground construction in soft ground, Seoul, pp. 239-244.

10. Boscardin M. D. and Cording E. J. (1989). *Building response to excavation-induced settlement*. J. Geotech. Engrg. 1989. 115, pp. 1-21.
11. Burd H. J., Houlsby G. T., Augarde C. E. and Liu G. (2000). *Modelling tunnelling-induced settlement of masonry buildings*. Geotech. Engrg. 2000. 143, 17-29.
12. Burland J. B. and Wroth C. P. (1974). *Settlement of buildings and associated Damage*. Proc. Conf. "Settlement of structures" - Pentech Press, Londra.
13. Burland, J.B. (1995). *Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation*. In: Proc. 1st Int. Conf. on Earthquake Geotech. Engineering IS-Tokyo 95, ed. K. Ishihara, Balkema, Tokyo, pp. 1189-1201.
14. Fagnoli V., Boldini D., Amorosi A. (2013). *TBM tunnelling-induced settlements in coarse-grained soils: the case of the new Milan underground line 5*. Tunnelling and Underground Space Technology 38, 2013 pp. 336-347.
15. Giardina G., van de Graaf A. V., Hendriks M. A. N., Rots J. G., Marini A. (2012). *Numerical analysis of a masonry facade subjected to tunnelling-induced settlements*. Engineering Structures 2012. 45, pp. 421-434.
16. Giardina G., Rizzardini F., Giuriani E., Hendriks M. A. N., Rots J. G., Marini A. (2013). *Experimental analysis of a masonry facade subject to tunnelling induced settlement*. Engineering Structures 2013. 54, pp. 234-247
17. Gragnano C. G. (2013). *Valutazione degli effetti di uno scavo di galleria in ambiente urbano*. Tesi di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile, Università di Napoli Federico II.
18. Gragnano C. G., Fagnoli V., Boldini D., (2014). *Comparison of structural elements response in PLAXIS 3D and SAP2000*. Plaxis Bulletin-Spring issue 2014, p. 6-11.
19. Grant R.J., Taylor R.N. (2000). *Tunnelling-induced ground movements in clay*. In: Proc. Instn. Civ. Engrs. Geotech. Engng., vol. 143, pp. 43-55.

20. Gucci N., Barsotti R. (1997). *Determinazione in situ della capacità portante della malta*. Costruire in laterizio 60/97 pp. 454-459.
21. Henzel J., and Karl S. (1987). *Determination of the strength of mortar in the joints of masonry by compression tests on small specimens*. Darmstadt Concrete, 2(1), pp. 123-136.
22. Hilsdorf H. K. (1969). *Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression*. Designing, engineering and constructing with masonry products Gulf Publishing Company, pp. 34-41.
23. Hilsdorf, H. K. (1972). *Masonry materials and their physical properties*. Proc. of the International conference on planning and design of tall buildings, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania, III, pp. 981-100.
24. Houlsby G. T., Augarde C. E. and Liu G. (2001). *2-dimensional analysis of settlement damage to masonry buildings caused by tunnelling*. The Structural Engineer 2001. Vol. 79/No 1.
25. Mair R. J. and Taylor R. N. (1997). *UK Theme lecture: Bored tunnelling in the urban environment*. In: Proc. 14th Int. Conf. on SMFE, Hamburg, vol. 4, pp. 2353-2385.
26. Marastoni D. (2011). *Caratterizzazione meccanica delle malte attraverso prove non distruttive eseguite su differenti campagne d'indagine*. Tesi di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile, Università di Bologna.
27. Moh Z.C., Hwang R.N. (1993). *Underground construction of Taipei Transit Systems*. In: Proc. 11th Southeast Asian Geotechnical Conference, Singapore, pp. 15-24.
28. Moh Z. C., Ju D. H., Hwang R.N. (1996). *Ground movements around tunnels in soft ground*. In: Proc. Int. Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London, ed. Balkema, pp.725-730.

29. O'Reilly M.P., New B.M. (1982). *Settlements above tunnels in United Kingdom - their magnitude and prediction*. Tunnelling 82 Symposium, London IMM, pp. 173-181.
30. Peck R.B. (1969). *Deep excavations and tunnelling in soft ground*. In: Proc. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, State of the Art Volume, pp. 225-290.
31. Pelà L., Benedetti A., Marastoni D. (2012). *Interpretation of experimental tests on small specimens of historical mortars*. SAHC 2012: 8th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions, Breslavia, Polonia.
32. Potts D.M., Addenbrooke T.I. (1997). *A structure's influence on tunnelling-induced ground movements*. Proc. Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering. 125 (2), pp. 109-125.
33. Roca P., Cervera M., Gariup G., Pelà L. (2010). *Structural Analysis of Masonry Historical Constructions Classical and Advanced Approaches*. Arch Comput Methods Eng (2010). 17, pp. 299-325
34. Skempton A. V. (1987). *Standard penetration test procedures*. Géotechnique 1987. 36 (3), pp. 425-557.
35. Son M. and Cording E. J. (2005). *Estimation of building damage due to excavation-induced ground movements*. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 2005. 131, pp. 162-177.
36. Son M. and Cording E. J. (2007). *Evaluation of building stiffness for building response analysis to excavation-induced ground movements*. Journal Geotech. Geoenviron. Eng. 2007.133, pp. 995-1002.
37. Son M. and Cording E. J. (2011). *Response of buildings with different structural types to excavation-induced ground settlements*. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 2011. 137 (4), pp. 323-344.

38. Vrettos C. e Prange B. (1990). *Evaluation of in situ effective shear stress modulus from dispersion measurements*. J. Geotech. Engrg. 1990. 116, pp. 1581-1585.
39. Vucetic M., and Dobry R. (1991). *Effect of soil plasticity on cyclic response*. J. Geotech. Engrg. 1991. 117, pp. 89-107.
40. *Dispense del corso di Opere in Sotterraneo*
41. *Plaxis Manual*

9. RINGRAZIAMENTI

Ringrazio il Prof. Benedetti per l'opportunità che mi ha potuto dare di svolgere la tesi presso il DICAM, per la disponibilità e la cortesia e per tutto l'aiuto fornito durante la stesura.

Ringrazio Prof.ssa Boldini e l'Ing. Fagnoli sempre disponibili a chiarire i miei dubbi: senza il loro supporto e la loro guida questa tesi non esisterebbe.

Intendo poi ringraziare l'Ing. Gianna Pisaneschi dello studio Benedetti and Partners e la Servizi Tecnologie Sistemi S.p.A (STS) per avermi fornito i dati indispensabili per la redazione della mia tesi.

Ringrazio Diego e l'Ing. Bovo che mi hanno dato preziosi suggerimenti per migliorare il mio elaborato.

Grazie ai miei genitori, che mi hanno sempre appoggiata e dato la possibilità di studiare e di vivere fuori casa serenamente.

Un grazie a mia sorella Elisa per tutto l'aiuto che mi ha sempre dato.

Un grazie speciale va a tutti i miei compagni di corso, della magistrale e della triennale, per l'aiuto, il sostegno, i consigli... e le ore di cazzeggio, ma soprattutto la loro amicizia. In particolare voglio ringraziare la Pollicedi per il suo "Bella idea di merda zia!!!" e il prezioso monito della mia anche coinquilina Laura "Pensa che magari domani potrebbe anche venire a piovere....".

Ringrazio tutti i miei amici per avermi sopportato negli ultimi anni e per gli indispensabili momenti lontano dai libri trascorsi insieme.

Un grazie di cuore a tutte le persone che hanno fatto parte di questo percorso (finalmente concluso!!!) e che mi sono sempre state vicine.