

Committente:



# AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.P.A.

Via Camboara 26/A - Frazione Ponte Taro - 43015 NOCETO (PR)

Impresa Esecutrice:



AUTOSTRADA DELLA CISA A15  
RACCORDO AUTOSTRADALE A15/A22  
CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENO-BRENNERO  
RACCORDO AUTOSTRADALE FRA L' AUTOSTRADA DELLA CISA-FONTEVIVO (PR)  
E L' AUTOSTRADA DEL BRENNERO-NOGAROLE ROCCA (VR). I LOTTO.

C.U.P. G61B04000060008 C.I.G. 307068161E

**PROGETTO ESECUTIVO**

AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.p.A.

Il Direttore TIBRE:

Il Responsabile del Procedimento:

Il Presidente:

**IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.**

IMPRESA PIZZAROTTI *Responsabile di Progetto*  
Il Direttore Tecnico: *Dot. Ing. Luca Bondanelli*

Il Geologo:

PROGETTAZIONE DI:



Il Progettista:

Ing. Giovanni **Pizzarotti**  
Ordine degli Ingegneri di Roma n. A-27296

A.T.I.:

**idroesse**  
engineering  
MANDATARIA

**ROXSOIL**  
S.p.A.  
MANDATARIA

**VIA**  
CONSULENZA S.r.l.  
MANDAVANTE

Ing. Giovanni Maria Cepparotti  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Viterbo n. 392

Consulenza specialistica a cura di:

**Pietro Mazzoli**  
Progettista Responsabile Integrazione Prestazioni  
Impresa Pizzarotti & C. S.p.A. A.T.I.  
Ing. Pietro Mazzoli  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Parma n. 821

Titolo Elaborato:

**Asse Principale  
Cavalcavia**

Data Emissione Progetto:  
18/03/2014

**Ponte svincolo A1 sul torrente Recchio (ramo E)  
Relazione di calcolo – Opere di sostegno a protezione scavi**

Scala:

Identif. Elaborato:

N.RO IDENTIFICATIVO	CODICE COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	AMBITO	CAT OPERA	N OPERA	PARTI OP	TIPO DOC	N PROGR. DOC.	REV.
	RAAA	1	E	V	AP	PV	03	G	RE	003	A
A		13/06/2014			RIEMMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO		MAFFEI	PIAZZA			MAZZOLI
Rev.		Data			DESCRIZIONE REVISIONE		Redatto	Controllato			Approvato

## SOMMARIO

1. GENERALE .....	4
1.1. Premessa	4
1.2. Descrizione dell'opera	4
1.3. Fasi di realizzazione	6
1.3.1. Paratie a sbalzo .....	6
2. <b>NORMATIVA</b> .....	7
2.1. Cemento armato e acciaio	7
2.2. Sismica	7
2.3. Carichi e sovraccarichi	7
2.4. Opere di sostegno e fondazioni	7
2.5. Ponti stradali	8
3. <b>NORME TECNICHE</b> .....	9
4. <b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b> .....	10
4.1. Acciaio per palancole	10
5. <b>INQUADRAMENTO GEOTECNICO</b> .....	11
5.1. Stratigrafia di progetto	11
6. <b>MODELLO DI CALCOLO</b> .....	12
6.1. Analisi con il software <b>PARATIE</b>	12
6.2. Rigidezza equivalente della paratia	13
6.3. Coefficienti di spinta	13
6.4. Sovraccarico accidentale sul terrapieno	15
6.5. Spinta dell'acqua	15
6.6. Combinazioni di carico	15
6.7. Storie di carico	16
6.8. Fattore moltiplicativo $\gamma_F$ per sollecitazioni Caso B	17
6.9. Verifica sugli spostamenti	17
7. <b>RISULTATI E VERIFICHE – SEZIONE 1</b> .....	18
7.1. Geometria di calcolo	18
7.2. Caratteristiche inerziali	18
7.3. Parametri geotecnici	18

7.4. Sovraccarico accidentale	19
7.5. Spinta dell'acqua	19
7.6. Risultati analisi	20
7.7. Verifica strutturale	20
7.8. Verifica geotecnica	20
7.9. Spostamenti	20
8. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI	21
8.1. Confronto con un modello di calcolo semplificato	21
9. CONCLUSIONI	22
10. ALLEGATO 1 – DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO	23
10.1. Struttura di Paratie	23
10.2. Fasi tipiche dell'analisi	24
10.2.1. La fase zero	25
10.2.2. Una fase di scavo	25
10.2.3. La simulazione di un reinterro	26
10.2.4. L'applicazione di tiranti o di puntoni	26
10.2.5. Applicazione di carichi esterni e vincoli	28
10.3. Il modello del terreno	28
10.3.1. Considerazioni generali sulla scelta dei parametri	29
10.3.2. Parametri che caratterizzano il modello	29
10.4. La presenza di acqua nel terreno	32
10.5. L'effetto di carichi nastroformi	32
10.5.1. Carichi preesistenti allo scavo	32
10.5.2. Carichi nastroformi applicati in una fase successiva	36
10.5.3. Rimozione di carichi nastroformi	37
11. ALLEGATO 2 – TABULATI DI CALCOLO	39
11.1. SEZ-1 - M1	39
11.2. SEZ-1 – M2	42

## 1. GENERALE

### 1.1. Premessa

La presente relazione si inserisce nell'ambito del progetto esecutivo dei lavori del Corridoio plurimodale Tirreno Brennero - Raccordo autostradale autostrada della cisa A15 e autostrada del brennero A22 tra Fontevivo (PR) e Nogarole Rocca (VR) – 1° lotto da Fontevivo (PR) all'autostazione "Trecasali - Terre verdiane" ed opere accessorie.

In particolare nel presente elaborato si riportano i calcoli e le verifiche strutturali relativi alle opere di sostegno a protezione degli scavi per la realizzazione delle fondazioni delle spalle A e B del ponte PV03 - Ponte svincolo A1 sul torrente Recchio (ramo E).

### 1.2. Descrizione dell'opera

Per la realizzazione delle fondazioni delle pile sono previste opere di sostegno a protezione degli scavi realizzate attraverso paratie di palancole infisse nel terreno. Tali opere hanno una vita utile in esercizio di pochi mesi, pertanto, nel loro dimensionamento non è stato tenuto conto dell'azione sismica.

Per il calcolo ed il dimensionamento dell'opera è stata considerata la sezione di calcolo più significativa che si ha in corrispondenza della Spalla A. In tale sezione si hanno palancole di tipo PU28 di lunghezza pari a 12.0 m a sbalzo con un'altezza di scavo pari a 2.80 m. Di seguito sono riportate alcune immagini delle opere di sostegno in esame.

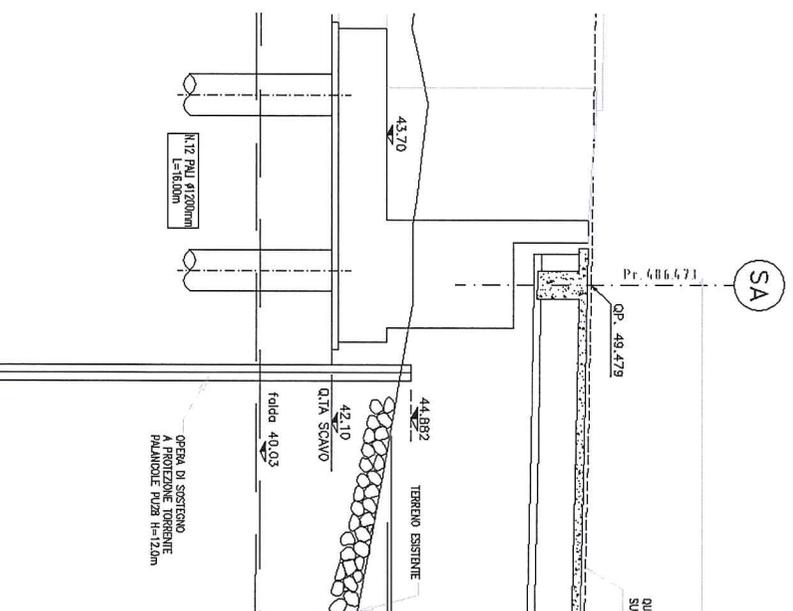


FIGURA 1 – SEZIONE LONGITUDINALE SPALLA A

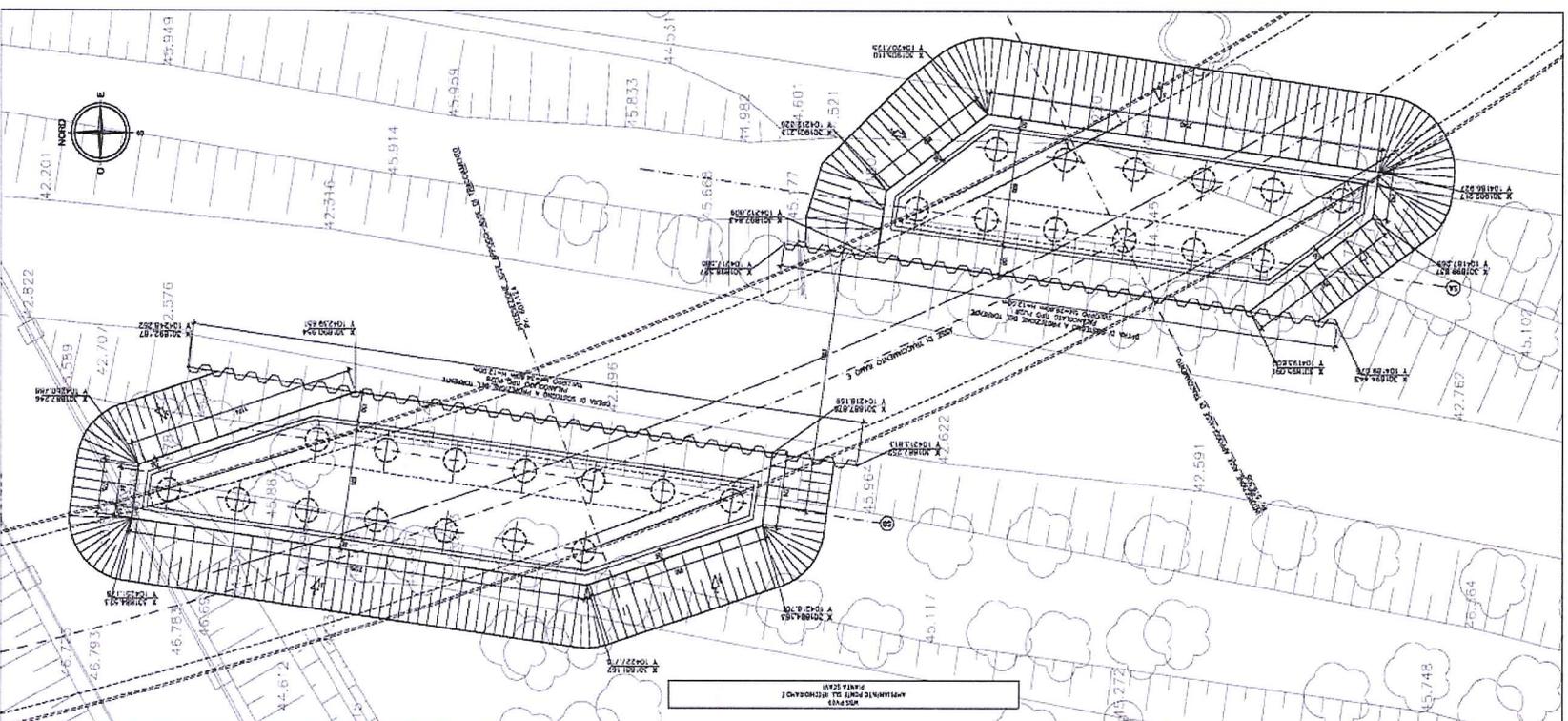


FIGURA 2 – PIANTA DELLE OPERE DI SOSTEGNO

### **1.3. Fasi di realizzazione**

#### **1.3.1. Paratie a sbalzo**

Di seguito si repleggano le fasi costruttive in esame:

1. Infissione delle palancole;
2. Scavo di spancamento fino alla quota di posa in opera delle fondazioni del plinto;
3. Realizzazione del plinto di fondazione e delle elevazioni
4. Rinterro del terreno sopra il plinto
5. Rimozione delle palancole.

L'analisi delle paratie di palancole a sbalzo si limita alle prime due fasi che risultano le più significative ai fini della verifica strutturale.

## 2. NORMATIVA

I calcoli sono stati svolti in ottemperanza alla normativa posta a base del progetto definitivo a base d'appalto, antecedente alla entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008 e relative Istruzioni applicative.

### 2.1. Cemento armato e acciaio

- 1 - Legge 5-11-1971 n° 1086: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica".
- 2 - D.M. 9-1-1996: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche", per quanto riguarda le prescrizioni sui materiali.
- 3 - Circ. Ministeriale protocollo n° 252/DD.GG./STC del 15-10-1996: "Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato".
- 4 - CNR 10011/97: "Costruzioni di Acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione";
- 5 - CNR 10016/2000: "Strutture composte di acciaio e calcestruzzo istruzioni per l'impiego nelle costruzioni".
- 6 - UNI EN 206-1:2001: "Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- 7 - UNI 11104: "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità, Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1".

### 2.2. Sismica

- 8 - Ordinanza 20-3-2003 n. 3274 della Presidenza del Consiglio dei Ministri pubblicata sul supplemento Ordinario G.U. n° 105 del 08/05/2003: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normativa tecnica per la costruzione in zona sismica – Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici".
- 9 – Dipartimento della Protezione Civile - Ufficio Servizio Sismico Nazionale 04/06/2003: "Nota esplicativa dell'Ordinanza 20 marzo 2003 n. 3274 della Presidenza del Consiglio dei Ministri".
- 10 - Ordinanza 2-10-2003 n. 3316 della Presidenza del Consiglio dei Ministri: "Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003"

### 2.3. Carichi e sovraccarichi

- 11 - D.M. 16-1-1996: "Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- 12 – Circ. LL.PP. protocollo n. 156 AA.GG/STC del 4-7-1996: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi di cui al D.M. 16-01-1996".

### 2.4. Opere di sostegno e fondazioni

- 13 - D.M. 11-3-1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, ed i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- 14 - Circ. LL.PP. 24-9-1988 n° 30483: "Istruzioni relative alle Norme Tecniche del D.M. 11.3.88" citato al punto 13.

15 – Eurocodice 7 UNI ENV 1977-1, Aprile 1997

16 – Eurocodice 7 prEN 1977-1, Gennaio 2004

## **2.5. Ponti stradali**

17 - D.M. 4-5-1990: "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali".

18 - Circ. Min. LL.PP. n° 34233 del 25-2-1991: "Istruzioni relative alla Normativa tecnica dei ponti stradali".

### 3. NORME TECNICHE

I calcoli e le verifiche di resistenza relative alle sezioni più sollecitate vengono condotte nel rispetto del metodo degli stati limite secondo quanto previsto nella Sezione II del D.M. 09-01-1996.

Per la combinazione delle azioni e la determinazione delle sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali è stato fatto riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 7 UNI ENV 1977-1, Aprile 1997 e nell'Eurocodice 7 prEN 1977-1, Gennaio 2004.

## 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Di seguito si riepilogano le caratteristiche di resistenza considerate in sede di calcolo:

### 4.1. Acciaio per palancole

- Acciaio S240GP – UNI EN 10248-1;
- Tensione limite di snervamento  $R_{eH}$  240 Mpa;
- Resistenza tensionale di progetto  $f_{rd}$  240 Mpa.

## 5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

### 5.1. Stratigrafia di progetto

L'opera si inserisce principalmente in uno strato di Ghiaia prevalente. Per semplicità di calcolo ed in favore di sicurezza, nel calcolo delle opere di sostegno è stata considerata la seguente stratigrafia di progetto:

	Da quota	A quota	$\gamma$	$c'$	$\phi$	$E_o$	$E_r$
	<i>m da p.c.</i>	<i>m da p.c.</i>	<i>kN/m<sup>3</sup></i>	<i>kPa</i>	<i>°</i>	<i>Mpa</i>	<i>Mpa</i>
L1_SX	0.00	-3.00	20	0	26	15	22.5
G1_SX	-3.00	In giù	20	0	40	50	75

La quota della falda si trova a circa 2.10 m al di sotto della quota di imposta delle fondazioni. In favore di sicurezza, poiché l'opera si trova in prossimità del torrente Recchio, nei calcoli è stata considerata la spinta dell'acqua a quota -1.20 m da testa paratia corrispondente alla quota di pelo libero del torrente.

## 6. MODELLO DI CALCOLO

### 6.1. Analisi con il software PARATIE

Le analisi di stabilità locale delle opere di sostegno e quelle per la valutazione delle sollecitazioni negli elementi resistenti (micropali e tiranti) sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo PARATIE release 7.0 prodotto da CeAS.

In tale codice la schematizzazione dell'interazione tra paratia e terreno avviene considerando:

- la paratia come una serie di elementi il cui comportamento è caratterizzato dalla rigidità flessionale EJ;
- il terreno come una serie di molle di tipo elasto-plastico connesse ai nodi della paratia.

Il problema è risolto con una schematizzazione a modello piano in cui viene analizzata una "fetta" di parete di larghezza unitaria.

La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "trave su suolo elastico": le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno.

Il limite di questo schema sta nell'ammettere che ogni porzione di terreno, schematizzata da una "molla", abbia comportamento del tutto indipendente dalle porzioni adiacenti; l'interazione fra le varie regioni di terreno è affidata alla rigidità flessionale della parete.

La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie puntionate/tirantate viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un insieme di puntoni/tiranti applicati, da una precisa disposizione di carichi.

Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elasto-plastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson.

L'analisi ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla parete durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. Per far questo, in corrispondenza di ogni nodo è necessario definire due soli gradi di libertà, cioè lo spostamento orizzontale e la rotazione attorno all'asse X ortogonale al piano della struttura (positiva se antioraria).

In questa impostazione particolare, inoltre, gli sforzi verticali nel terreno non sono per ipotesi influenzati dal comportamento deformativo orizzontale, ma sono una variabile del tutto indipendente, legata ad un calcolo basato sulle classiche ipotesi di distribuzione geostatica.

Nei modelli di calcolo implementati, l'esecuzione dello scavo è schematizzata mediante una successione di step. Il calcolo della pressione dell'acqua nei pori è, per ipotesi, del tutto indipendente da qualsiasi deformazione e conseguente stato di sforzo nello scheletro solido del terreno.

La legge costitutiva, rappresentativa del comportamento elasto-plastico del terreno, è identificata dai parametri di spinta e di deformabilità del terreno.

## 6.2. Rigidezza equivalente della paratia

Nei modelli di calcolo la paratia è schematizzata mediante elementi beam aventi rigidezza equivalente. La rigidezza flessionale ed il modulo resistente caratteristico della paratia prevista dal progetto sono stati valutati riconducendosi ad una sezione equivalente rettangolare di larghezza unitaria e spessore valutato secondo la formula:

$$s = \sqrt[3]{12 \cdot J}$$

dove:

s : spessore equivalente;

J<sub>eq</sub> : momento d'inerzia della paratia per unità di lunghezza.

## 6.3. Coefficienti di spinta

Nel modello di calcolo impiegato dal software di calcolo PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l'interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta del terreno sulla paratia.

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ , il coefficiente di spinta attiva  $K_a$  ed il coefficiente di spinta passiva  $K_p$ .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace  $\sigma'_h$  a quella verticale  $\sigma'_v$  attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

$K_0$  dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace  $\phi'$  e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^m$$

Dove

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato (OCR=1). OCR è il grado di sovraconsolidazione e m è un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7.

Per tener conto dell'angolo di attrito  $\delta$  tra paratia e terreno il software PARATIE impiega per  $K_a$  e  $K_p$  la formulazione rispettivamente di Coulomb e Caquot – Kerisel.

Secondo la formulazione di Coulomb il coefficiente di spinta attiva  $K_a$  vale:

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2(\phi' + \delta) \left[ 1 + \frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)} \right]^2}$$

dove:

- $\phi'$  è l'angolo di attrito del terreno
- $\beta$  è l'angolo di inclinazione del diaframma rispetto alla verticale
- $\delta$  è l'angolo di attrito paratia-terreno posto pari a  $0.5 \phi'$ .
- $i$  è l'angolo di inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale

Secondo la formulazione di Caquot – Kerisel il coefficiente di spinta passiva  $K_p$  viene calcolato secondo la seguente figura:

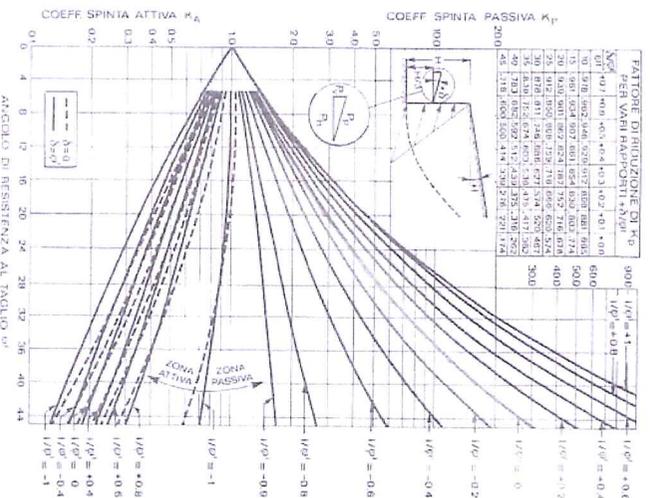


Figura 3. Formulazione di Caquot – Kerisel per  $K_p$  che considera superfici di rottura curvilinee

Il valore limite della tensione orizzontale sarà dato da:

$$\sigma_h^i = K_a \cdot \sigma_v^i - 2 \cdot c^i \cdot \sqrt{K_a}$$

$$\sigma_h^p = K_p \cdot \sigma_v^p + 2 \cdot c^p \cdot \sqrt{K_p}$$

a seconda che il collasso avvenga in spinta attiva o passiva rispettivamente.

I parametri di deformabilità del terreno compaiono nella definizione della rigidezza delle molle. Per un letto di molle distribuite la rigidezza di ciascuna di esse,  $k_i$ , è data da:

$$K = E / L$$

ove  $E$  è un modulo di rigidezza del terreno mentre  $L$  è una grandezza geometrica caratteristica.

Poiché nel programma PARATIE le molle sono posizionate a distanze finite  $\Delta_i$ , la rigidezza di ogni molla è:

$$K = (E \cdot \Delta) / L$$

Il valore di  $\Delta$  è fornito dalla schematizzazione ad elementi finiti. Il valore di  $L$  è fissato automaticamente dal programma. Esso rappresenta una grandezza caratteristica che è diversa a valle e a monte della paratia perché diversa è la zona di terreno coinvolta dal movimento in zona attiva e passiva.

in zona attiva (uphill)  $L_A = 2/3 \cdot l_a \cdot \tan(45^\circ - \phi'/2)$

in zona Passiva (downhill)  $L_P = 2/3 \cdot l_p \cdot \tan(45^\circ + \phi'/2)$

con  $l_a$  e  $l_p$  rispettivamente:

$$l_a = \min (l, 2H)$$

$$l_p = \min (l - H, H)$$

dove  $l$  = altezza totale della paratia e  $H$  = altezza corrente dello scavo

Per i coefficienti di spinta attiva e passiva, tenuto conto che le corrispondenti forze risultano inclinate sul piano orizzontale, si considerano le componenti in direzione orizzontale.

#### 6.4. Sovraccarico accidentale sul terrapieno

Si considera un sovraccarico accidentale a monte della paratia pari a 20 kN/m<sup>2</sup>.

#### 6.5. Spinta dell'acqua

Si considera l'azione di spinta dell'acqua a partire da 1.20 m al di sotto della testa della paratia.

#### 6.6. Combinazioni di carico

Le verifiche strutturali sono state effettuate in fase statica agli SLE ed agli SLU facendo riferimento ai coefficienti moltiplicativi delle azioni (indicati d'ora in avanti con "A") ed ai coefficienti riduttivi dei parametri geotecnici del terreno (indicati d'ora in avanti con "M") indicati nell'Eurocodice 7 UNI ENV 1977-1, Aprile 1997.

In particolare nella combinazione SLE sono stati considerati tutti coefficienti moltiplicativi delle azioni pari ad 1.00 e sono stati considerati i parametri caratteristici della resistenza del terreno.

Sono invece previste due distinte combinazioni SLU:

- SLU – CASO B: Le azioni agenti sulla struttura sono amplificate attraverso coefficienti moltiplicativi (vedere tabella seguente). I parametri di resistenza del terreno sono pari a quelli caratteristici.
- SLU – CASO C: Le azioni agenti sulla struttura sono amplificate attraverso coefficienti moltiplicativi (vedere tabella seguente). I parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite coefficienti riduttivi. Di conseguenza vengono considerati un valore maggiore della spinta attiva e minore della spinta passiva dei corrispondenti valori caratteristici.

Di seguito sono riportati i coefficienti di sicurezza parziali utilizzati per le verifiche.

CASO	Azioni		Proprietà del terreno		
	Permanenti	Temporane e variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$c_u$
SLE	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SLU - Caso B	1.35	1.5	1.00	1.00	1.00
SLU - Caso C	1.00	1.30	1.25	1.60	1.4

Ai fini della verifica strutturale è stato considerato l'involuppo delle due combinazioni di carico SLU corrispondenti al Caso B e C, mentre la combinazione SLE è stata considerata per valutare la deformazione dell'opera che deve risultare compatibile con la funzionalità della stessa.

## 6.7. Storie di carico

Tenendo conto delle verifiche da effettuare agli SLE ed agli SLU sono state considerate le seguenti storie di carico:

- Una prima storia di carico in cui i parametri del terreno sono considerati con riferimento ai loro valori caratteristici ed le azioni sono considerate con fattore parziale unitario. Questa storia fornisce le sollecitazioni sugli elementi strutturali e gli spostamenti orizzontali delle paratie per le successive verifiche agli SLE. Inoltre, le sollecitazioni per la verifica SLU combinazione Caso B, sono ottenute da questa storia di carico applicando il fattore moltiplicativo  $\gamma_F$  di cui al successivo paragrafo.
- Una seconda storia di carico in cui i parametri del terreno sono stati ridotti attraverso i coefficienti parziali rispetto ai loro valori caratteristici ed le azioni sono considerate con fattore parziale unitario. In questo caso le azioni amplificate secondo i coefficienti parziali sono inserite direttamente all'interno del modello di calcolo..

## 6.8. Fattore moltiplicativo $\gamma_F$ per sollecitazioni Caso B

Nelle verifiche SLU-Caso B i coefficienti parziali amplificativi delle azioni sono stati applicati direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni (cioè non fattorizzate). In questo caso le sollecitazioni da utilizzare per le verifiche agli SLU sono state ottenute da quelle di calcolo, moltiplicandole per un coefficiente amplificativo che tiene conto dei diversi pesi dei coefficienti parziali relativi a carichi permanenti ed accidentali:

$$\gamma_F = \frac{\gamma_G \cdot \frac{\gamma \cdot H}{2} + \gamma_Q \cdot q}{\frac{\gamma \cdot H}{2} + q}$$

Dove:

$H$  è l'altezza di scavo;

$\gamma$  è il peso specifico del terreno;

$q$  è il sovraccarico accidentale a monte della paratia;

$\gamma_G$  è il coefficiente di sicurezza per le azioni permanenti;

$\gamma_Q$  è il coefficiente di sicurezza per le azioni accidentali.

## 6.9. Verifica sugli spostamenti

E' stato anche sviluppato un specifico calcolo agli SLE valutando gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante verificandone la compatibilità con la funzionalità delle opere.

## 7. RISULTATI E VERIFICHE – SEZIONE 1

### 7.1. Geometria di calcolo

Di seguito sono riportate le caratteristiche dimensionali dell'opera di sostegno. In particolare, per altezza complessiva della paratia, si intende la lunghezza delle palancole utilizzate. Per altezza massima di scavo si considera, a favore di sicurezza, la distanza tra la testa della paratia e la quota di fondo scavo nonché di imposta delle opere di fondazione.

Geometria sezione	Var	unità
Altezza complessiva paratia	Lp	m
Altezza massima di scavo	Hs	m

### 7.2. Caratteristiche inerziali

L'analisi della paratia è di tipo bidimensionale ed è stata svolta considerando un conio di larghezza unitaria. L'analisi è stata quindi svolta considerando una sezione rettangolare di larghezza unitaria e spessore variabile in funzione della rigidezza delle palancole. Di seguito è riportato il calcolo dello spessore equivalente utilizzato nei calcoli.

Caratteristiche geometriche-inerziali paratia	Var	unità
Tensione di snervamento acciaio	fya	MPa
Rigidezza paratia al ml	I/intp	m <sup>4</sup> /m
Modulo di resistenza elastico al ml	W/inttp	m <sup>3</sup> /m
Spessore equivalente $(12 \cdot (I/intp))^{(1/3)}$	seq	m
Resistenza di calcolo acciaio	fda	Mpa
Momento Resistente di progetto	MR	kNm/m

### 7.3. Parametri geotecnici

Di seguito sono riportate le le caratteristiche geotecniche del terreno da cui sono ricavati i parametri utilizzati per le verifiche nel Caso B (verifica degli elementi strutturali) e nel caso C (verifica degli elementi strutturali e verifiche di stabilità geotecnica). Per la verifica SLE degli spostamenti orizzontali delle paratie è stato fatto riferimento ai parametri utilizzati per la verifica nel Caso B considerando i carichi non amplificati.

Stratigrafia e parametri geotecnici	Var	unità
Strato n.	st	1
Descrizione	Desc	L1_SX      2 G1_SX

Da quota	Zs	m	0.00	-3.00
A quota	Zi	m	-3.00	in giù
peso specifico del terreno secco	$\gamma_d$	KN/m <sup>3</sup>	20.0	20.0
peso specifico del terreno immerso	$\gamma_s$	KN/m <sup>3</sup>	20.0	20.0
Grado di sovracconsolidazione	OCR		1.0	1.0
Modulo elastico	E'	MPa	15	50

**Parametri per Caso B (UNI ENV 1997-1)**

coesione	$c'$ (M1)	kPa	0.0	0.0
angolo d'attrito interno	$\phi$ k(M1)	deg	26.0	40.0
angolo d'attrito interno	$\phi$ k(M1)	rad	0.4538	0.6981
angolo d'attrito terra-paratia (0.5 $\phi$ )	$\delta$ (M1)	deg	13.0	20.0
angolo d'attrito terra-paratia	d(M1)	rad	0.2269	0.3491

Coefficiente di spinta attiva	$k_a$ (M1)		0.344	0.187
Coefficiente di spinta a riposo	$k_0$ (M1)		0.562	0.357
Coefficiente di spinta passiva	$k_p$ (M1)		3.511	9.021

**Parametri per Caso C (UNI ENV 1997-1)**

coesione	$c'$ (M2)	kPa	0.0	0.0
angolo d'attrito interno	$\phi$ k(M2)	deg	21.3	33.9
angolo d'attrito interno	$\phi$ k(M2)	rad	0.3720	0.5912
angolo d'attrito terra-paratia (0.5 $\phi$ )	$\delta$ (M2)	deg	10.7	16.9
angolo d'attrito terra-paratia	d(M2)	rad	0.1860	0.2956

Coefficiente di spinta attiva (M2)	$k_a$ (M2)		0.417	0.247
Coefficiente di spinta a riposo (M2)	$k_0$ (M2)		0.637	0.443
Coefficiente di spinta passiva (M2)	$k_p$ (M2)		2.689	5.740

*N.B. Valori dei coefficienti di spinta riferiti alle rispettive componenti orizzontali*

**7.4. Sovraccarico accidentale**

E' stato considerato un sovraccarico a monte pari a:

Sovraccarico accidentale unif. distribuito	pv	KN/m <sup>2</sup>	20.0
--	----	-------------------	------

**7.5. Spinta dell'acqua**

E' stata considerata una spinta dell'acqua a partire da una quota di 1.20 m dalla testa della paratia.

## 7.6. Risultati analisi

Le sollecitazioni ottenute dalla combinazioni di carico B è ottenuta moltiplicando i risultati ricavati dal modello di calcolo 1 per il seguente fattori moltiplicativo di cui si è parlato nel relativo paragrafo.

<b>Coefficiente parziale per le azioni per verifiche SLU</b>	<b>Caso B</b>
Altezza di scavo	Hs m <b>2.80</b>
Peso specifico terreno mediato sull'altezza di scavo	$\gamma$ KN/m <sup>3</sup> <b>20</b>
sovraccarico accidentale sul terrapieno	<b>q</b> KN/m <sup>2</sup> <b>20</b>
fattore parziale per verifiche SLU-STR-permanenti	$\gamma_{F1}$ <b>1.35</b>
fattore parziale per verifiche SLU-STR-accidentali	$\gamma_{F2}$ <b>1.50</b>
fattore parziale per verifiche SLU-STR	$\gamma_F$ <b>1.41</b>

Pertanto si ha:

		<b>MED,SLE</b>	<b>MED,SLU</b>		
<b>Modello 1</b>	<b>Modello 2</b>	<b>SLE</b>	<b>SLU - Caso B</b>	<b>SLU - Caso C</b>	<b>Inviluppo</b>
<b>(kNm/m)</b>	<b>(kNm/m)</b>	<b>(kNm/m)</b>	<b>(kNm/m)</b>	<b>(kNm/m)</b>	<b>(kNm/m)</b>
<b>126.0</b>	<b>219.0</b>	126.0	178.0	219.0	<b>219.0</b>

## 7.7. Verifica strutturale

La verifica strutturale SLU fornisce il seguente fattore di sicurezza:

<b>Med,SLU</b>	<b>W</b>	<b>sigma</b>	<b>Mr-d</b>	<b>FS</b>
<b>(kNm/m)</b>	<b>(m3)</b>	<b>Mpa</b>	<b>(kNm/m)</b>	<b>MRd/MEd</b>
<b>219.0</b>	<b>0.002840</b>	<b>77.1</b>	<b>681.6</b>	<b>3.11</b>

Le verifiche di resistenza sono pertanto soddisfatte.

## 7.8. Verifica geotecnica

Tale verifica consiste nel valutare la spinta passiva mobilitata ovvero la percentuale della massima spinta passiva possibile durante la fase finale di scavo. Nel caso specifico la spinta passiva mobilitata è pari al **22%** di quella disponibile corrispondente ad un fattore di sicurezza pari a **4.47**.

## 7.9. Spostamenti

Lo spostamento massimo in fase di esercizio (modello 1) è pari a **2.1 cm** circa.



## 9. CONCLUSIONI

La presente relazione riguarda le opere di sostegno a protezione degli scavi per la realizzazione delle fondazioni delle spalle A e B del ponte PV03 - Ponte svincolo A1 sul torrente Recchio (ramo E).

E' stata analizzata la sezione di calcolo più significativa che si localizza in corrispondenza della Spalla A. In tale sezione si hanno palancole di tipo PU28 di lunghezza pari a 12.0 m a sbalzo con un'altezza di scavo pari a 2.80 m.

Di seguito sono riepilogati i risultati delle verifiche:

Fattore di sicurezza per la verifica di resistenza strutturale: **3.11**

Fattore di sicurezza per la verifica di mobilitazione della spinta passiva: **4.47**

Spostamento massimo in fase di esercizio: **2.1 cm**

## 10. ALLEGATO 1 – DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

### 10.1. Struttura di Paratie

PARATIE è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Il problema è visto ad un problema piano in cui viene analizzata una "fetta" di parete di larghezza unitaria, come mostrato nella Figura 1.

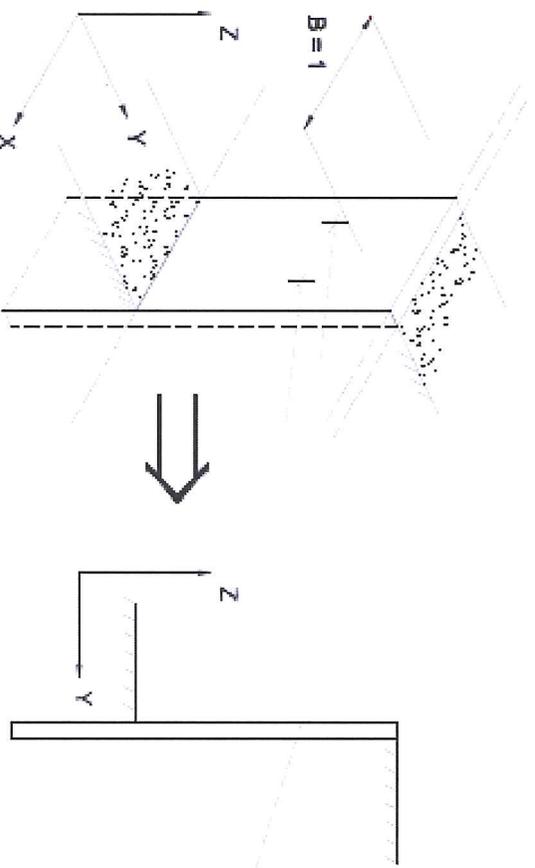


Figura 1

La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "TRAVE SU SUOLO ELASTICO": le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale  $EJ$ , mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno.

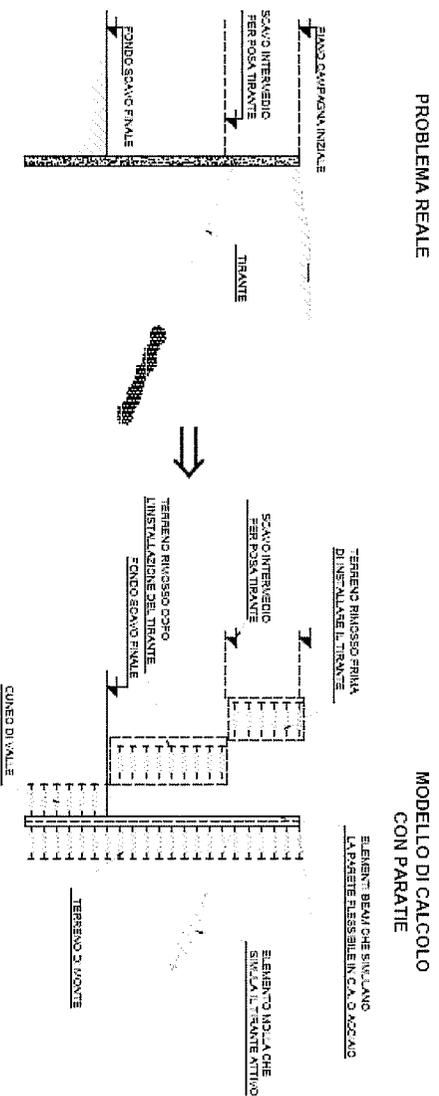


Figura 2

Il limite di questo schema sta nell'ammettere che ogni porzione di terreno, schematizzata da una "molla", abbia comportamento del tutto indipendente dalle porzioni adiacenti; l'interazione fra le varie regioni di terreno è affidata alla rigidità flessionale della parete.

La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi **STATICA INCREMENTALE**: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe (1996)).

L'analisi ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla parete durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. Per far questo, in corrispondenza di ogni nodo è necessario definire due soli gradi di libertà, cioè lo spostamento orizzontale e la rotazione attorno all'asse X ortogonale al piano della struttura (positiva se antioraria).

## 10.2. Fasi tipiche dell'analisi

Si elencano, nel seguito, le fasi tipiche di una modellazione di scavo affrontata con **PARATIE**. La grande flessibilità del programma permette anche altre possibilità di simulazione.

### 10.2.1. La fase zero

La simulazione numerica di un generico problema geotecnico richiede generalmente che sia prevista una fase *zero* coincidente con la configurazione a riposo nella quale viene riprodotto lo stato tensionale supposto esistente nel terreno prima di ogni intervento. In PARATIE, la configurazione *zero* deve prevedere uno step di carico in cui tutti gli elementi terreno siano presenti e bilanciati tra monte e valle; la quota di scavo coincide inoltre con la quota del piano di campagna e la freatica a monte e a valle sono alla stessa quota.

La soluzione relativa a questo primo step porta ad un campo di spostamenti nodali ovunque nullo e quindi ad uno stato tensionale nullo negli elementi trave che simulano i diaframmi. Negli elementi terreno vi sarà per contro uno stato tensionale non nullo ma relativo a condizioni indisturbate, cioè la pressione verticale funzione della quota del piano di campagna e dei sovraccarichi ed una pressione orizzontale legata alla precedente attraverso il coefficiente di spinta a RIPOSO.

Alla pressione orizzontale così calcolata si sommano gli effetti di pressioni iniziali dovute a sovraccarichi concentrati calcolate sulla base di formule della teoria dell'Elasticità.

Si suppone in pratica che l'inserimento della parete, prima dello scavo, perturbi di poco lo stato tensionale nel terreno.

Il solutore risolve la fase *zero* impiegando al massimo due iterazioni di equilibrio: se al primo passo sono necessarie più iterazioni, i dati di input normalmente non sono corretti.

### 10.2.2. Una fase di scavo

Un passo dell'analisi incrementale coincidente con l'abbassamento della quota di fondo scavo viene simulato come segue. Viene assegnata—per questo passo—una quota di fondo scavo inferiore a quella dei passi precedenti; PARATIE rimuove automaticamente gli elementi terreno al di sopra della quota di fondo scavo, perturbando la configurazione di equilibrio nella fase precedente. L'equilibrio viene ristabilito, con una procedura iterativa, a prezzo di una variazione del quadro deformativo. Se non è possibile raggiungere una nuova configurazione rispettosa sia dell'equilibrio che della condizione di rottura del terreno, il processo iterativo non converge.

Durante una fase di scavo, può essere prescritto l'abbassamento della freatica all'interno dello scavo.

Inoltre può essere simulata la realizzazione di un tampone di fondo tramite il miglioramento del terreno naturale con tecnologie quali il jetgrouting o simili.

### 10.2.3. La simulazione di un reinterro

Una porzione di terreno, dopo essere stata rimossa, in seguito ad un scavo, può essere riattivata: in questo modo viene simulato un reinterro. Lo stato di sforzo negli elementi finiti appena riattivati viene calcolato nel seguente modo:

- La componente verticale efficace viene calcolata tenendo conto della componente geostatica, del sovraccarico uniformemente distribuito e degli effetti di eventuali fondazioni nastroformi, secondo i criteri esposti nel capitolo 9;
- La componente orizzontale efficace viene calcolata moltiplicando per il coefficiente di spinta  $\alpha$   $K_0^{NC}$ , lo sforzo verticale efficace dovuto alla componente geostatica ed al sovraccarico uniformemente distribuito, ma non agli effetti di eventuali carichi nastroformi;
- La pressione dell'acqua viene valutata come in qualsiasi altro elemento.

Tutto questo alla prima iterazione del passo in cui avviene la riattivazione: alla fine del processo iterativo che porta alla soluzione equilibrata, lo sforzo efficace orizzontale può differire dal valore di spinta a riposo, se in terreno appena riattivato subisce delle deformazioni.

Per specificare un reinterro, è sufficiente assegnare una quota di fondo scavo (o di piano campagna), superiore a quella della fase precedente.

È possibile simulare—in via approssimata—anche l'effetto di una compattazione, applicando, e poi rimuovendo, un sovraccarico uniformemente distribuito equivalente al rullaggio stesso.

### 10.2.4. L'applicazione di tiranti o di puntoni

La messa in opera di un ordine di tiranti va generalmente simulata con uno step a se stante, se non altro per poter valutare le conseguenze di questa variazione, al netto di altri effetti collaterali di disturbo.

L'applicazione di un tirante, di solito, viene preceduta da una fase nella quale lo scavo è approfondito appena al di sotto della quota di inserimento dell'ancoraggio. In questo modo il vero processo realizzativo è simulato in modo abbastanza fedele. Invece, attivando il tirante contemporaneamente all'approfondimento dello scavo, si perde la possibilità di valutare una fase intermedia che talora potrebbe essere critica.

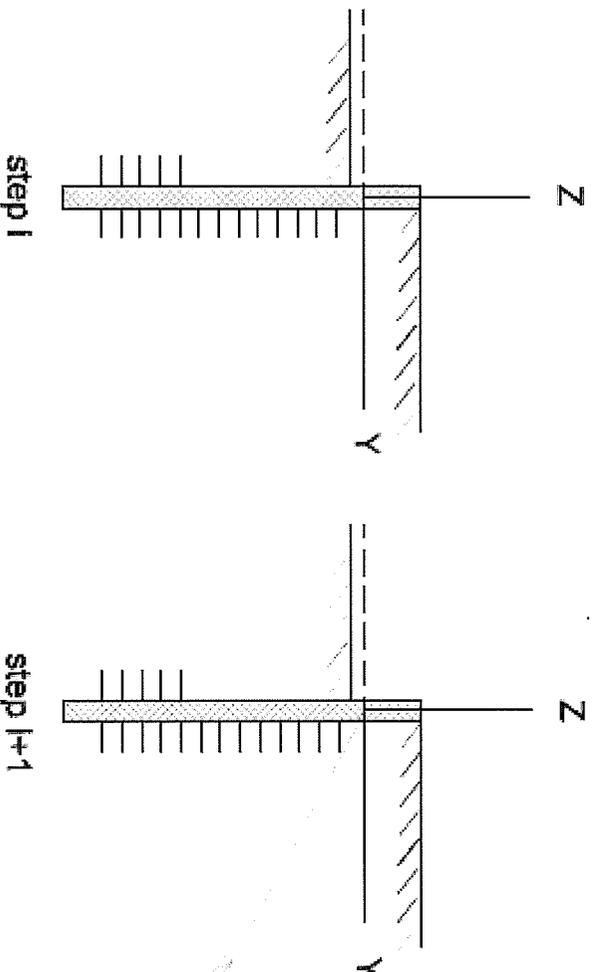


Figura 3

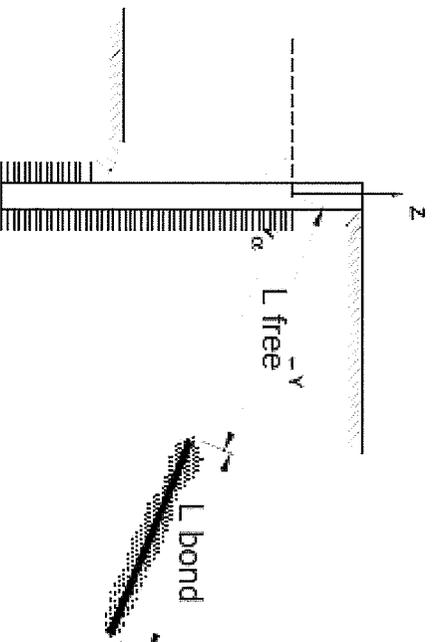
Il tirante applicato è un elemento finito che diviene attivo a partire da questo step e che può eventualmente essere rimosso in seguito. La sua "nascita" provoca nel modello due effetti:

- Sorge una forza al nodo di applicazione del tirante, forza dovuta allo stato di coazione (la prentensione) con cui l'elemento nasce;
- La rigidezza globale della struttura riceve un contributo dovuto alla rigidezza estensionale del tirante stesso. Quando, nelle fasi successive, il nodo ove il tirante è connesso, subirà ulteriori spostamenti, la forza nel tirante subirà mutamenti.

Un tirante attivo viene caratterizzato anche da una rigidezza assiale data da un'espressione del tipo:

$$K=E \cdot x(A/L)$$

ove  $E$  è il modulo elastico della barra,  $A$  l'area per unità di larghezza della barra nel tratto deformabile e  $L$  la lunghezza del tratto deformabile del tirante, che può essere stimata come indicato nella figura che segue.



$$L = L_{free} + L_{bond} \cdot \eta \quad (\eta < 1)$$

Figura 4

Se il tirante viene imposto senza una pretensione iniziale, nel modello non si hanno ripercussioni. In modo analogo, la simulazione della messa in opera di un puntone (un elemento TRUSS) o di una soletta (elemento SLAB) che collega punti di due diaframmi opposti, non provoca di per se stessa variazioni e quindi non vale la pena prevedere uno step dell'analisi per questo solo motivo.

Per l'elemento TRUSS che collega due nodi, è possibile definire un comportamento "gap", cioè prevedere resistenza nulla a trazione.

#### 10.2.5. Applicazione di carichi esterni e vincoli

Generalmente la simulazione del processo realizzativo di un diaframma non necessita la definizione di forze esterne. La struttura è sollecitata dalla differente distribuzione di coazioni negli elementi terreno a monte e a valle della paratia.

È comunque possibile definire anche forze laterali esterne, concentrate e distribuite, facendole variare durante le varie fasi.

Infine conviene ricordare che i sovraccarichi verticali non vengono trattati come carichi esterni, ma servono esclusivamente a determinare uno stato geostatico nel terreno.

Quanto all'imposizione di condizioni di vincolo, PARATIE permette di specificare condizioni al contorno che impongono un ben preciso valore di spostamento o rotazione (assoluta o incrementale rispetto al passo di attivazione del vincolo) ad una generica quota.

### 10.3. Il modello del terreno

### 10.3.1. Considerazioni generali sulla scelta dei parametri.

Il terreno è schematizzato come un letto di molle, come già fatto da molti autori, vedi ad esempio Bowles (1988). La novità rispetto a precedenti lavori consiste nella legge costitutiva che tiene conto dei più importanti aspetti del comportamento sperimentale osservato.

Il limite dei modelli a molle tradizionali consiste infatti nella semplificazione eccessiva che essi danno del comportamento del terreno. Perché questi modelli forniscano risultati in buon accordo con l'evidenza sperimentale, è necessario che la rigidità delle molle dipenda non solo dalle caratteristiche meccaniche del terreno, ma anche dal grado di vincolo della paratia e dalle sue caratteristiche di snellezza e deformabilità: vedi ad esempio Jamiolkowski e Pasqualini (1979).

### 10.3.2. Parametri che caratterizzano il modello

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ , il coefficiente di spinta attiva  $K_A$  e il coefficiente di spinta passiva  $K_P$ .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace  $\sigma'_h$  a quella verticale  $\sigma'_v$  attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$$

$K_0$  dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace  $\phi'$  e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_0^{NC} (OCR)^m$$

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \sin \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ( $OCR=1$ ).  $OCR$  è il grado di sovraconsolidazione e  $m$  è un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7. Ladd et al. (1977), Jamiolkowski et al. (1979) forniscono valori di  $m$  per argille italiane.

Il coefficiente di spinta attiva e passiva sono dati secondo Rankine per una parete liscia, da

$$K_A = \tan^2(45^\circ - \phi'/2)$$

$$K_P = \tan^2(45^\circ + \phi'/2)$$

Attraverso valori opportuni di  $K_A$  e  $K_P$  si può tener conto dell'angolo di attrito  $\delta$  tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948).

Il valore limite della tensione orizzontale sarà dato da

$$\sigma'_h = K_A \sigma'_v - 2c' \sqrt{K_A}$$

$$\sigma'_h = K_P \sigma'_v + 2c' \sqrt{K_P}$$

a seconda che il collasso avvenga in spinta attiva o passiva rispettivamente.  $c'$  è la coesione drenata del terreno.

I parametri di deformabilità del terreno compaiono nella definizione della rigidità delle molle. Per un letto di molle distribuite la rigidità di ciascuna di esse,  $k$ , è data da

$$k = E / L$$

ove  $E$  è un modulo di rigidità del terreno mentre  $L$  è una grandezza geometrica caratteristica. Poiché nel programma PARTIE le molle sono posizionate a distanze finite  $\Delta$ , la rigidità di ogni molla è

$$K = \frac{EA}{L}$$

Il valore di  $\Delta$  è fornito dalla schematizzazione ad elementi finiti. Il valore di  $L$  è fissato automaticamente dal programma. Esso rappresenta una grandezza caratteristica che è diversa a valle e a monte della paratia perché diversa è la zona di terreno coinvolta dal movimento in zona attiva e passiva. Si è scelto, in zona attiva (uphill):

$$L_A = \frac{2}{3} \ell_A \tan(45^\circ - \phi'/2)$$

e in zona passiva (downhill):

$$L_P = \frac{2}{3} \ell_P \tan(45^\circ + \phi'/2)$$

dove  $\ell_A$  e  $\ell_P$  sono rispettivamente:

$$\ell_A = \min\{1, 2H\};$$

$$\ell_P = \min\{1 - H, H\}$$

e dove  $l$  = altezza totale della paratia e  $H$  = altezza corrente dello scavo. La logica di questa scelta è illustrata nella pubblicazione di Becci e Nova (1987).

Si assume in ogni caso un valore di  $H$  non minore di  $1/10$  dell'altezza totale della parete.

Il parametro  $E$  dipende dalla storia tensionale del sito nonché dall'incremento locale dello stato tensionale come illustrato in Becci e Nova (1987).

Il modulo  $E$  può essere considerato dipendente dalla pressione media

$$P = \left( \sigma'_v + \sigma'_h \right) / 2$$

secondo la legge:

$$E = R \left( P / P_a \right)^n$$

in cui  $P_a$  è la pressione atmosferica mentre  $R$  e  $n$  sono quantità determinabili sperimentalmente.

È ovvio che ponendo  $n=0$  si può considerare il caso di modulo costante, mentre se  $n$  è posto pari a 1, si ha il caso, tipico delle argille normalconsolidate, in cui il modulo varia linearmente con la profondità.

Il valore  $R$  è diverso in condizioni di carico vergine o di scarico-ricarico. Valori indicativi di  $R$  e  $n$  sono dati da Janbu (1963).

Si noti inoltre che, poiché lo stato tensionale iniziale vergine non è isotropo, la rigidità del terreno in condizioni di carico vergine è minore di quella che si può misurare in prove triassiali drenate isotropicamente consolidate.

Nel caso in cui  $n=0$ , il valore del modulo  $R$  in condizioni di carico vergine può essere considerato identico al valore del modulo elastico inteso tradizionalmente.

Il modulo di scarico-ricarico è da 3 a 10 volte maggiore nel caso di argille, mentre è in genere da 1.5 a 3 volte più grande nel caso di sabbie.

Si noti infine che il programma può essere utilizzato, rinunciando peraltro a buona parte delle sue possibilità, anche per esaminare paratie su letto di molle alla Winkler. I valori della costante di sottofondo da utilizzare sono ad esempio indicati nel testo di Cestelli-Guidi (1984), in quello di Scott (1981) oppure in Bowles (1988).

#### **10.4. La presenza di acqua nel terreno**

Nel tenere conto della presenza di acqua nel terreno PARATIE assume che il terreno immerso sia saturo (grado di saturazione 100%).

Il calcolo della pressione dell'acqua nei pori è, per ipotesi, del tutto indipendente da qualsiasi deformazione e conseguente stato di sforzo nello scheletro solido del terreno. Nel solo caso in cui uno strato di terreno (immerso nella falda) venga dichiarato come non drenato, in questa zona la pressione dell'acqua non viene definita.

Sono ignorati effetti quali la consolidazione (trasferimento graduale di sforzi dall'acqua allo scheletro solido).

Possono darsi due condizioni da intendersi come stazionarie:

- condizioni di acqua in quiete, in cui la distribuzione delle pressioni è idrostatica;
- condizioni di moto stazionario di acqua in un mezzo poroso, in cui la distribuzione delle pressioni non è idrostatica ma tiene conto della dissipazione di energia potenziale causata dalla filtrazione.

Il primo caso è banale, mentre nel secondo caso si ricorre ad uno schema semplificato.

### **10.5. L'effetto di carichi nastroformi**

#### **10.5.1. Carichi preesistenti allo scavo**

##### Descrizione del metodo di simulazione

Lo sforzo verticale efficace  $\sigma'_v$  nel terreno è calcolato, in PARATIE, indipendentemente dalle deformazioni alle quali la parete va incontro: è cioè ricavato attraverso semplici formule che tengono conto, fase per fase, della quota del piano campagna, di un sovraccarico uniformemente distribuito, ecc.

Nella fase iniziale, lo sforzo orizzontale efficace nel generico elemento terreno è calcolato come:

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_{v \text{ (step 1)}}$$

in cui  $K_0$  è il coefficiente di spinta a riposo. Nelle fasi successive,  $\sigma'_h$  si modifica tenendo conto della deformazione laterale subita.

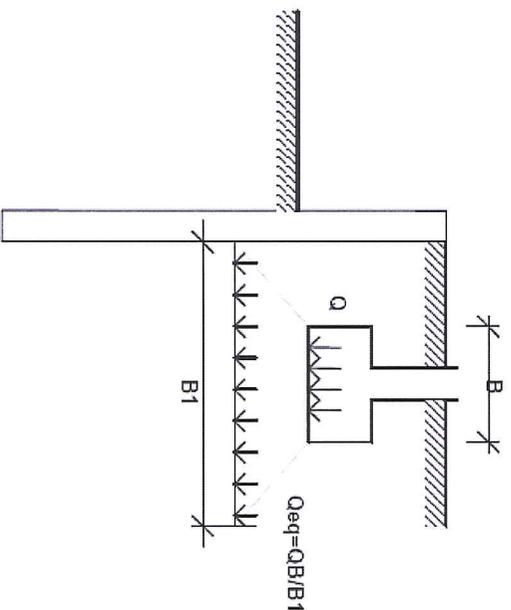


Figura 5

Questa impostazione cade in difetto se lo stato tensionale all'inizio non è descrivibile con le semplici formule sopra illustrate. Questa situazione si verifica se esistono fondazioni di dimensioni ridotte molto vicine alla parete.

In tal caso, il contributo allo stato tensionale verticale e orizzontale nel terreno, dovuto al solo plinto, è rappresentato da una distribuzione complessa. Sforzi verticali ed orizzontali di intensità significativa perturbano lo stato di sforzo geostatico in una zona di influenza limitata.

Per tener conto di questo effetto, in PARATIE si può operare in due modi:

- Se il plinto è sufficientemente distante dalla parete e l'entità del carico trasmesso al terreno non è troppo elevata, è bene, da parte dell'utente, schematizzare tale effetto attraverso un carico  $Q$  equivalente ridotto pensato applicato ad una quota più bassa rispetto all'imposta della fondazione. (Vedi figura precedente). In questo modo si ricade nel caso di sovraccarico uniforme; in genere, così facendo, si sottostimano le pressioni laterali a quote prossime a quella ove è imposta la fondazione, ma si sovrastimano gli effetti della fondazione in profondità.
- Si può assumere che il carico concentrato induca, nel terreno, prima dello scavo, uno stato di sforzo addizionale, calcolabile ad esempio attraverso note formule della Teoria dell'Elasticità (Vedi Lancellotta (1988), Nova (1978) e più in generale Timoshenko e Goodier (1970)). Questo sforzo, sommato a quello geostatico (dipendente da  $K_0$ ), consente di calcolare lo sforzo efficace presente negli elementi molli, all'inizio dell'analisi, cioè a spostamenti nulli.

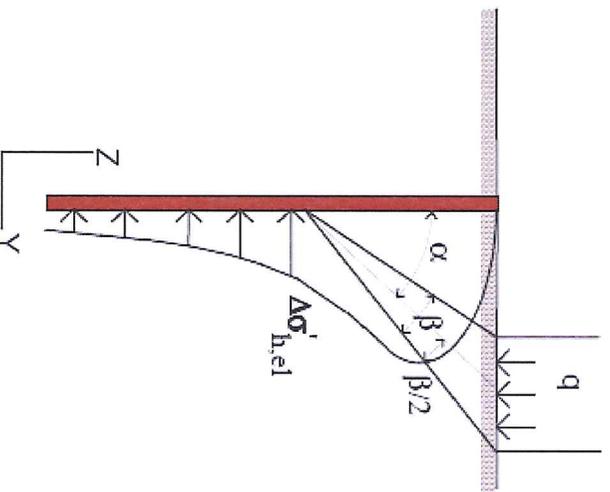
In questa seconda ipotesi, nella prima fase dell'analisi (vedi cap. "LA FASE ZERO"), in tutti gli elementi molla (sia a monte che a valle),  $\sigma'_h$  è calcolato come:

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_{v(\text{step } 1)+} + \Delta\sigma'_h$$

$\sigma'_v$ , nella formula precedente, non tiene conto dell'incremento di tensione verticale dovuto alla fondazione.  $\Delta\sigma'_h$  è calcolata attraverso la soluzione del semispazio elastico sollecitato da un carico nastroforme sulla superficie libera.  $\sigma'_h$  così calcolato stabilisce solamente lo sforzo iniziale nella molla generica. lo sforzo orizzontale in seguito varierà, in accordo con le deformazioni subite. In particolare, se la parete subisce deformazioni molto elevate, l'effetto di  $\Delta\sigma'_h$  può azzerarsi.

Negli elementi a valle,  $\sigma'_v$  non risente della presenza di fondazioni nastroformi; a monte, invece, si tiene conto, in tutte le fasi, di un incremento di  $\sigma'_v$ , a partire da una quota opportuna.

Il profilo degli sforzi orizzontali iniziali è calcolato secondo la formula che fornisce la distribuzione di sforzi in un semispazio elastico caricato da una striscia di carico di lunghezza indefinita. La formula implementata è riportata nella figura 6: lo sforzo attribuito alle molle è lo sforzo orizzontale valutato su tutti i punti di una linea verticale distante  $dx$  dal bordo più vicino della fondazione di larghezza  $B$ .



$$\Delta\sigma'_{h,el} = \frac{q}{\pi} (\beta - \text{sen}\beta\cos 2\alpha)$$

$$\Delta\sigma'_{v,el} = \frac{q}{\pi} (\beta + \text{sen}\beta\cos 2\alpha)$$

Figura 6

La formula è applicata ipotizzando il piano libero del semispazio elastico coincidente con la quota di imposta della fondazione: questa approssimazione è tanto più grave quanto minore è  $Z_F$  rispetto alla quota del piano campagna (ZPC).

Ad una quota  $ZETA > Z_F$ , non vengono considerati incrementi di sforzo.

Alla pressione geostatica  $SIGMA-V$ , solo per gli elementi a monte, in tutte le fasi dell'analisi, è sommato un incremento di sforzo verticale  $DSIGV$ , calcolato come segue (Vedi figura 7):

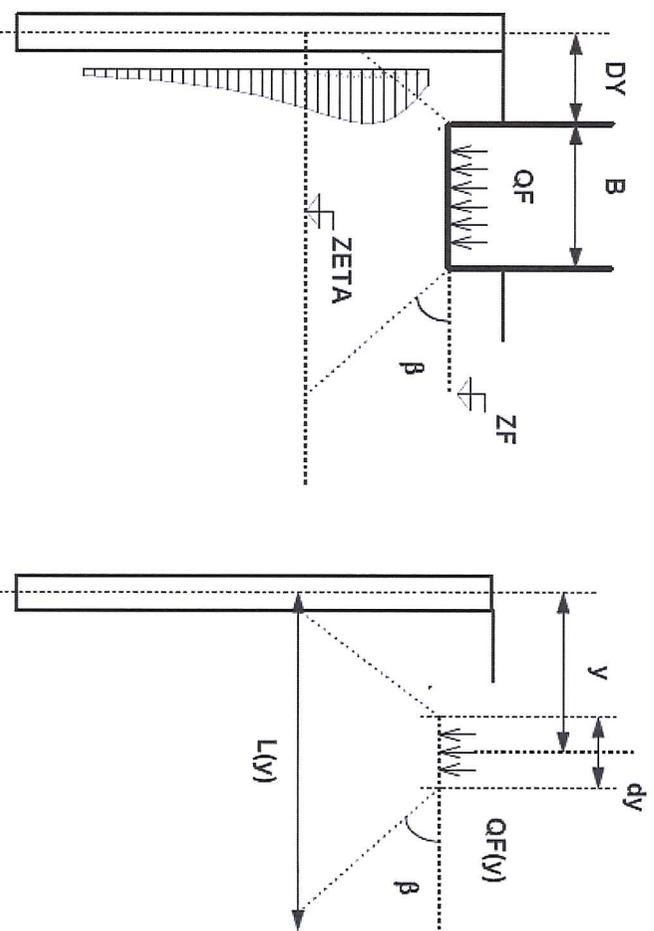


Figura 7

Si calcola dapprima la grandezza  $\Delta\sigma'_{v,1}$  come segue:

se  $ZETA > Z_F - DY \operatorname{tg}(\beta)$  allora

$$\Delta\sigma'_{v,1} = 0$$

se  $ZETA < Z_F - DY \operatorname{tg}(\beta)$

$$\Delta\sigma'_{v,1} = \int_{DY}^{DY+B} \frac{QF(y)}{L(y)} dy$$

ove

$$QF(y) = QF \quad \text{se } y \geq (ZF - ZETA) / tg(\beta)$$

$$QF(y) = 0 \quad \text{se } y < (ZF - ZETA) / tg(\beta)$$

$$L(y) = y + (ZF - ZETA) / tg(\beta)$$

L'integrale è valutato suddividendo l'intervallo di integrazione in 100 tratti.

Si confronta tale valore con quello fornito dalla relazione in figura 6 e si sceglie il massimo fra i due valori.

Cioè:

$$\Delta\sigma'_{v'} = \max(\Delta\sigma'_{v,1}, \Delta\sigma'_{v,el})$$

Si osservi che l'incremento di sforzo verticale dovuto al plinto si riduce con la profondità; in genere,  $\Delta\sigma'_{v,1}$  prevale su  $\Delta\sigma'_{v,el}$ . Infatti, il modo secondo il quale viene calcolato  $\Delta\sigma'_{v,1}$  sottintende che la parete agisca, in qualche modo, da superficie riflettente (o rigida), mentre  $\Delta\sigma'_{v,el}$  deriva dall'ipotesi di semispazio elastico privo dell'ipotesi di superficie riflettente. È semplice rendersi conto che la soluzione del semispazio elastico con piano verticale rigido può essere ottenuta semplicemente raddoppiando i valori di  $\Delta\sigma'_{v,el}$  e  $\Delta\sigma'_{h,el}$ . In questo modo possiamo mettere a confronto  $\Delta\sigma'_{v,1}$  con la soluzione del semispazio elastico privo ( $\Delta\sigma'_{v,el}$ ) e munito di piano verticale riflettente ( $2 \times \Delta\sigma'_{v,el}$ ).

#### 10.5.2. Carichi nastroforni applicati in una fase successiva

È possibile assegnare una carico nastroforni, a monte del diaframma, in una fase successiva alla prima. In questo caso il comportamento di PARATIE differisce da quello descritto nel paragrafo precedente, come segue:

Per i soli elementi terreno a monte della parete:

- allo sforzo verticale geostatico viene aggiunto  $\Delta\sigma'_{v'} = \max(\Delta\sigma'_{v,1}, \Delta\sigma'_{v,el})$  valutato secondo i criteri esposti nel paragrafo precedente;
- lo sforzo laterale  $\sigma'_h$  varia di conseguenza, in funzione dell'incremento di carico verticale, secondo i criteri precedentemente esposti. In pratica l'incremento di sforzo orizzontale è legato  $\Delta\sigma'_v$  attraverso un coefficiente che dipende da  $K_0$  o dai coefficienti di spinta a rottura.

In pratica, l'applicazione di un sovraccarico nastroforni, in una fase successiva alla fase zero, determina, a monte della parete, un incremento di sforzo verticale secondo una distribuzione particolare. Gli incrementi di sforzo

laterale seguono il medesimo criterio applicato agli incrementi dovuti, ad esempio, ad una variazione di sforzo litostatico.

Applicando un carico in una fase successiva alla prima, PARATIE controlla il rispetto del criterio di rottura.

#### 10.5.3. Rimozione di carichi nastroforni

Un carico nastroforni, sia presente dall'inizio, sia applicato in una fase successiva, può essere rimosso. La sua scomparsa determina la rimozione, a monte della paratia, della distribuzione di sforzi verticali aggiuntivi a quelli geostatici. Di conseguenza, a causa di un decremento di  $\sigma'_v$ , lo sforzo  $\sigma'_h$  decresce secondo i criteri precedentemente esposti.



CODIFICA DOCUMENTO

RAAA1EVAPPV03GRE003A.doc

REV.  
A

FOGLIO  
38 di 45



opzione aggiornamento pressioni acqua (I=NO UPD)  
 accelerazione sismica orizz. = 0,0000 [g]  
 accel. sismica vert. a monte = 0,0000 [g]  
 accel. sismica vert. a valle = 0,0000 [g]  
 accel. sismica orizz. a monte = 0,0000 [g]  
 accel. sismica orizz. a valle = 0,0000 [g]  
 angolo beta a valle = 0,0000 [°]  
 delta/phi a valle = 0,0000 [°]  
 delta/phi a valle (I=previous) = 0,0000 [°]  
 opzione dyn. acqua = 0,0000  
 apparto pressioni in eccesso RU = 0,0000  
 Wood bottom pressure = 0,0000  
 Wood top pressure = 0,0000  
 Wood bottom pressure elev. = 0,0000  
 Wood top pressure elev. = 0,0000

RIASSUNTO ELEMENTI

RIASSUNTO ELEMENTI SOILI					
Name	Z1	Z2	Flag	Angle	
Wall	m	m		deg	
Uplastf   Leftwall	0.	-12.00	UPRILL	0.	
DHastf   Leftwall	0.	-12.00	DOWNHILL	180.0	

RIASSUNTO ELEMENTI BEAM

Name	Z1	Z2	Mat	thick	
Wall	m	m	m	m	
PAVINCOLA   Leftwall	0.	-12.00	-	0.1980	

RIASSUNTO DATI VARI

MATERIALI		YOUNG MODULUS		KFA	
Name	Value	Name	Value	Name	Value
1	2.1E+008	1	2.1E+008	1	2.1E+008

RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

FRASE N. DI ITERAZIONI CONVERGENZA

1 2 SI  
2 2 SI  
3 5 SI

STEP DI CARICO NO.

1

NOD	Y-DISP [m]	X-ROT [rad]
1	0,00000000E+00	0,00000000E+00
2	0,00000000E+00	0,00000000E+00
3	0,00000000E+00	0,00000000E+00
4	0,00000000E+00	0,00000000E+00
5	0,00000000E+00	0,00000000E+00
6	0,00000000E+00	0,00000000E+00
7	0,00000000E+00	0,00000000E+00
8	0,00000000E+00	0,00000000E+00
9	0,00000000E+00	0,00000000E+00
10	0,00000000E+00	0,00000000E+00
11	0,00000000E+00	0,00000000E+00
12	0,00000000E+00	0,00000000E+00
13	0,00000000E+00	0,00000000E+00
14	0,00000000E+00	0,00000000E+00
15	0,00000000E+00	0,00000000E+00
16	0,00000000E+00	0,00000000E+00
17	0,00000000E+00	0,00000000E+00
18	0,00000000E+00	0,00000000E+00
19	0,00000000E+00	0,00000000E+00
20	0,00000000E+00	0,00000000E+00
21	0,00000000E+00	0,00000000E+00
22	0,00000000E+00	0,00000000E+00
23	0,00000000E+00	0,00000000E+00
24	0,00000000E+00	0,00000000E+00
25	0,00000000E+00	0,00000000E+00
26	0,00000000E+00	0,00000000E+00
27	0,00000000E+00	0,00000000E+00
28	0,00000000E+00	0,00000000E+00
29	0,00000000E+00	0,00000000E+00
30	0,00000000E+00	0,00000000E+00
31	0,00000000E+00	0,00000000E+00
32	0,00000000E+00	0,00000000E+00
33	0,00000000E+00	0,00000000E+00
34	0,00000000E+00	0,00000000E+00
35	0,00000000E+00	0,00000000E+00
36	0,00000000E+00	0,00000000E+00
37	0,00000000E+00	0,00000000E+00
38	0,00000000E+00	0,00000000E+00
39	0,00000000E+00	0,00000000E+00
40	0,00000000E+00	0,00000000E+00
41	0,00000000E+00	0,00000000E+00
42	0,00000000E+00	0,00000000E+00
43	0,00000000E+00	0,00000000E+00
44	0,00000000E+00	0,00000000E+00
45	0,00000000E+00	0,00000000E+00
46	0,00000000E+00	0,00000000E+00
47	0,00000000E+00	0,00000000E+00
48	0,00000000E+00	0,00000000E+00
49	0,00000000E+00	0,00000000E+00
50	0,00000000E+00	0,00000000E+00
51	0,00000000E+00	0,00000000E+00
52	0,00000000E+00	0,00000000E+00
53	0,00000000E+00	0,00000000E+00

STEP DI CARICO NO.

2

NOD	Y-DISP [m]	X-ROT [rad]
1	0,00000000E+00	0,00000000E+00
2	0,00000000E+00	0,00000000E+00
3	0,00000000E+00	0,00000000E+00
4	0,00000000E+00	0,00000000E+00
5	0,00000000E+00	0,00000000E+00
6	0,00000000E+00	0,00000000E+00
7	0,00000000E+00	0,00000000E+00
8	0,00000000E+00	0,00000000E+00
9	0,00000000E+00	0,00000000E+00
10	0,00000000E+00	0,00000000E+00
11	0,00000000E+00	0,00000000E+00
12	0,00000000E+00	0,00000000E+00
13	0,00000000E+00	0,00000000E+00
14	0,00000000E+00	0,00000000E+00
15	0,00000000E+00	0,00000000E+00
16	0,00000000E+00	0,00000000E+00
17	0,00000000E+00	0,00000000E+00
18	0,00000000E+00	0,00000000E+00
19	0,00000000E+00	0,00000000E+00
20	0,00000000E+00	0,00000000E+00
21	0,00000000E+00	0,00000000E+00
22	0,00000000E+00	0,00000000E+00
23	0,00000000E+00	0,00000000E+00
24	0,00000000E+00	0,00000000E+00
25	0,00000000E+00	0,00000000E+00
26	0,00000000E+00	0,00000000E+00
27	0,00000000E+00	0,00000000E+00
28	0,00000000E+00	0,00000000E+00
29	0,00000000E+00	0,00000000E+00
30	0,00000000E+00	0,00000000E+00
31	0,00000000E+00	0,00000000E+00
32	0,00000000E+00	0,00000000E+00
33	0,00000000E+00	0,00000000E+00
34	0,00000000E+00	0,00000000E+00
35	0,00000000E+00	0,00000000E+00
36	0,00000000E+00	0,00000000E+00
37	0,00000000E+00	0,00000000E+00
38	0,00000000E+00	0,00000000E+00
39	0,00000000E+00	0,00000000E+00
40	0,00000000E+00	0,00000000E+00
41	0,00000000E+00	0,00000000E+00
42	0,00000000E+00	0,00000000E+00
43	0,00000000E+00	0,00000000E+00
44	0,00000000E+00	0,00000000E+00
45	0,00000000E+00	0,00000000E+00
46	0,00000000E+00	0,00000000E+00
47	0,00000000E+00	0,00000000E+00
48	0,00000000E+00	0,00000000E+00
49	0,00000000E+00	0,00000000E+00
50	0,00000000E+00	0,00000000E+00
51	0,00000000E+00	0,00000000E+00
52	0,00000000E+00	0,00000000E+00
53	0,00000000E+00	0,00000000E+00
54	0,00000000E+00	0,00000000E+00
55	0,00000000E+00	0,00000000E+00
56	0,00000000E+00	0,00000000E+00
57	0,00000000E+00	0,00000000E+00
58	0,00000000E+00	0,00000000E+00
59	0,00000000E+00	0,00000000E+00
60	0,00000000E+00	0,00000000E+00
61	0,00000000E+00	0,00000000E+00

STEP DI CARICO NO.

3

NOD	Y-DISP [m]	X-ROT [rad]
1	0,200313389E-01	0,4078189E-02
2	0,20031407E-01	-0,4078181E-02
3	0,19221487E-01	-0,4078217E-02
4	0,18405763E-01	-0,4077521E-02
5	0,17590491E-01	-0,40746527E-02
6	0,16776053E-01	-0,40698764E-02
7	0,15962981E-01	-0,40687876E-02
8	0,15151963E-01	-0,40685794E-02
9	0,14343873E-01	-0,40314253E-02
10	0,13533914E-01	-0,40082941E-02
11	0,12724953E-01	-0,39948249E-02
12	0,11914929E-01	-0,39828287E-02
13	0,11104917E-01	-0,38892635E-02
14	0,10394176E-01	-0,38282876E-02
15	0,96357847E-02	-0,37531552E-02
16	0,88939732E-02	-0,36621341E-02
17	0,81720799E-02	-0,35588857E-02
18	0,7473731E-02	-0,34283269E-02
19	0,68018436E-02	-0,32863475E-02
20	0,61800045E-02	-0,31298099E-02
21	0,5587912E-02	-0,29613487E-02
22	0,5024944E-02	-0,27829232E-02
23	0,44871309E-02	-0,26026787E-02
24	0,39350628E-02	-0,2417474E-02
25	0,34706330E-02	-0,22323506E-02
26	0,30420201E-02	-0,20484873E-02
27	0,26504518E-02	-0,1878681E-02
28	0,22945602E-02	-0,16919418E-02
29	0,19732814E-02	-0,15219215E-02
30	0,16853309E-02	-0,13588106E-02
31	0,14282421E-02	-0,12034268E-02
32	0,12034944E-02	-0,10594232E-02
33	0,10049144E-02	-0,9357423E-02
34	0,83545147E-03	-0,7895239E-03
35	0,68962877E-03	-0,67032455E-03
36	0,56656660E-03	-0,56905031E-03
37	0,46458284E-03	-0,46163332E-03
38	0,38136798E-03	-0,37227591E-03
39	0,31499987E-03	-0,29307738E-03
40	0,26347931E-03	-0,22314457E-03
41	0,22487248E-03	-0,1688958E-03
42	0,19734652E-03	-0,11283312E-03
43	0,17092181E-03	-0,8295218E-04
44	0,14684056E-03	-0,59465382E-04
45	0,12488324E-03	-0,42654279E-04
46	0,10606267E-03	-0,29843969E-04

NODO	QUOTTA ZERRA	SPOSTAMENTO MASSIMO	FASE	PARETE	leftWall
1	0,0000	0,20832E-01	3		
2	-0,2000	0,20832E-01	3		
3	-0,40000	0,19271E-01	3		
4	-0,60000	0,17908E-01	3		
5	-0,80000	0,16768E-01	3		
6	-1,0000	0,15938E-01	3		
7	-1,2000	0,15128E-01	3		
8	-1,4000	0,14344E-01	3		
9	-1,6000	0,13540E-01	3		
10	-1,8000	0,12712E-01	3		
11	-2,0000	0,11868E-01	3		
12	-2,4000	0,11039E-01	3		
13	-2,6000	0,10394E-01	3		
14	-2,80000	0,98368E-02	3		
15	-3,00000	0,89940E-02	3		
16	-3,2000	0,81721E-02	3		
17	-3,4000	0,74736E-02	3		
18	-3,6000	0,68018E-02	3		
19	-3,8000	0,61600E-02	3		
20	-4,0000	0,55307E-02	3		
21	-4,2000	0,49195E-02	3		
22	-4,4000	0,43242E-02	3		
23	-4,6000	0,37545E-02	3		
24	-4,80000	0,33931E-02	3		
25	-4,80000	0,34701E-02	3		
26	-5,00000	0,30420E-02	3		
27	-5,2000	0,26505E-02	3		
28	-5,4000	0,22946E-02	3		
29	-5,6000	0,19738E-02	3		
30	-5,80000	0,16833E-02	3		
31	-6,0000	0,14292E-02	3		
32	-6,2000	0,12034E-02	3		
33	-6,4000	0,10049E-02	3		
34	-6,6000	0,83545E-03	3		
35	-6,80000	0,68963E-03	3		
36	-7,00000	0,56675E-03	3		
37	-7,2000	0,46588E-03	3		
38	-7,4000	0,38137E-03	3		
39	-7,6000	0,31500E-03	3		
40	-7,8000	0,26348E-03	3		
41	-8,0000	0,22487E-03	3		
42	-8,2000	0,19738E-03	3		
43	-8,4000	0,17575E-03	3		
44	-8,6000	0,15838E-03	3		
45	-8,8000	0,14385E-03	3		
46	-9,0000	0,13168E-03	3		
47	-9,20000	0,12128E-03	3		
48	-9,4000	0,11288E-03	3		
49	-9,6000	0,10598E-03	3		
50	-9,8000	0,19020E-03	3		
51	-10,0000	0,21580E-03	3		
52	-10,2000	0,22995E-03	3		
53	-10,400	0,24472E-03	3		
54	-10,600	0,25925E-03	3		
55	-11,0000	0,28793E-03	3		
56	-11,2000	0,30233E-03	3		
57	-11,400	0,31662E-03	3		
58	-11,600	0,33083E-03	3		
59	-11,800	0,34499E-03	3		
60	-12,000	0,35914E-03	3		
61					

MASSIMI SPOSTAMENTI LATERALI  
\* TUTTI I PASSI \*  
\* PARETE LEFTWALL \*  
\* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI \*  
\* NOTA: LE QUOTE ESPRESSE IN M  
E GLI SPOSTAMENTI IN M

NODO	QUOTTA ZERRA	SPOSTAMENTO MASSIMO	FASE	PARETE	leftWall
1	0,0000	0,20832E-01	3		
2	-0,2000	0,20832E-01	3		
3	-0,40000	0,19271E-01	3		
4	-0,60000	0,17908E-01	3		
5	-0,80000	0,16768E-01	3		
6	-1,0000	0,15938E-01	3		
7	-1,2000	0,15128E-01	3		
8	-1,4000	0,14344E-01	3		
9	-1,6000	0,13540E-01	3		
10	-1,8000	0,12712E-01	3		
11	-2,0000	0,11868E-01	3		
12	-2,4000	0,11039E-01	3		
13	-2,6000	0,10394E-01	3		
14	-2,80000	0,98368E-02	3		
15	-3,00000	0,89940E-02	3		
16	-3,2000	0,81721E-02	3		
17	-3,4000	0,74736E-02	3		
18	-3,6000	0,68018E-02	3		
19	-3,8000	0,61600E-02	3		
20	-4,0000	0,55307E-02	3		
21	-4,2000	0,49195E-02	3		
22	-4,4000	0,43242E-02	3		
23	-4,6000	0,37545E-02	3		
24	-4,80000	0,33931E-02	3		
25	-4,80000	0,34701E-02	3		
26	-5,00000	0,30420E-02	3		
27	-5,2000	0,26505E-02	3		
28	-5,4000	0,22946E-02	3		
29	-5,6000	0,19738E-02	3		
30	-5,80000	0,16833E-02	3		
31	-6,0000	0,14292E-02	3		
32	-6,2000	0,12034E-02	3		
33	-6,4000	0,10049E-02	3		
34	-6,6000	0,83545E-03	3		
35	-6,80000	0,68963E-03	3		
36	-7,00000	0,56675E-03	3		
37	-7,2000	0,46588E-03	3		
38	-7,4000	0,38137E-03	3		
39	-7,6000	0,31500E-03	3		
40	-7,8000	0,26348E-03	3		
41	-8,0000	0,22487E-03	3		
42	-8,2000	0,19738E-03	3		
43	-8,4000	0,17575E-03	3		
44	-8,6000	0,15838E-03	3		
45	-8,8000	0,14385E-03	3		
46	-9,0000	0,13168E-03	3		
47	-9,20000	0,12128E-03	3		
48	-9,4000	0,11288E-03	3		
49	-9,6000	0,10598E-03	3		
50	-9,8000	0,19020E-03	3		
51	-10,0000	0,21580E-03	3		
52	-10,2000	0,22995E-03	3		
53	-10,400	0,24472E-03	3		
54	-10,600	0,25925E-03	3		
55	-11,0000	0,28793E-03	3		
56	-11,2000	0,30233E-03	3		
57	-11,400	0,31662E-03	3		
58	-11,600	0,33083E-03	3		
59	-11,800	0,34499E-03	3		
60	-12,000	0,35914E-03	3		
61					

INVIOLUPPO AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI DI PARETE  
(PER UNITA' DI PROSPEDIENTA)  
\* PARETE LEFTWALL GRUPPO UHLEFT \*  
\* PARETE STREP 1 \*  
\* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI \*

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:  
MOMENTO SX = Momento che tende le fibre sulla faccia sinistra [kN\*m/m]  
MOMENTO DX = Momento che tende le fibre sulla faccia destra [kN\*m/m]  
TAGLIO = forza tagliante (valore assoluto, priva di segno) [kN/m ]

BSM ET.	ESTERNO	QUOTTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
1	A	0	0,8337E-10	0	0,6680
2	A	-0,2000	0,1137E	0	2,339
3	A	-0,4000	0,6054	0	2,339
4	A	-0,6000	0,6054	0	4,266
5	A	-0,8000	1,459	0	4,266
6	A	-1,0000	2,752	0	6,467
7	A	-1,2000	4,591	0	8,944
8	A	-1,4000	6,880	0	11,70
9	A	-1,6000	9,825	0	14,72
10	A	-1,8000	13,48	0	18,27
11	A	-2,0000	17,94	0	22,33
12	A	-2,2000	23,32	0	26,90
13	A	-2,4000	29,72	0	32,00
14	A	-2,6000	37,25	0	37,61
15	A	-2,8000	43,74	0	43,74

INVIOLUPPO RISULTANTI NEGLI ELEMENTI TERRENO  
\* PARETE LEFTWALL GRUPPO UHLEFT \*

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:  
SIGMA-H = massimo sforzo orizzontale efficace [kPa ]  
TAGLIO = massimo sforzo di taglio [kPa ]  
PR. ACQUA =massima pressione interstiziale [kPa ]  
GRUP. MAX =massimo gradiente idraulico

SOLI ET.	QUOTTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
1	0,0	6,880	6,580	0	0
2	-0,2000	9,258	7,872	0	0
3	-0,4000	11,637	9,164	0	0
4	-0,6000	14,016	10,50	0	0
5	-0,8000	16,395	11,81	0	0
6	-1,0000	18,774	13,12	0	0
7	-1,2000	21,153	14,43	0	0
8	-1,4000	23,532	15,74	0	0
9	-1,6000	25,911	17,05	2,000	0,8000E-01
10	-1,8000	28,290	18,36	4,000	0,8000E-01
11	-2,0000	30,669	19,67	6,000	0,8000E-01
12	-2,2000	33,048	20,98	8,000	0,8000E-01
13	-2,4000	35,427	22,29	10,000	0,8000E-01
14	-2,6000	37,806	23,60	12,000	0,8000E-01
15	-2,8000	40,185	24,91	14,000	0,8000E-01
16	-3,0000	42,564	26,22	16,000	0,8000E-01

SPINNA	EFFICACE	VERA	MOBILITATA	VERA/ATTIVA	GRUPPO	UHIe	DHIe
17	-3,200	15,72	26,67	20,00	0,8000E-01		
18	-3,400	16,43	27,54	22,00	0,8000E-01		
19	-3,600	17,15	28,42	24,00	0,8000E-01		
20	-3,800	17,86	29,30	26,00	0,8000E-01		
21	-4,000	18,57	30,18	28,00	0,8000E-01		
22	-4,200	19,28	31,06	30,00	0,8000E-01		
23	-4,400	20,00	31,94	32,00	0,8000E-01		
24	-4,600	20,72	32,81	34,00	0,8000E-01		
25	-4,800	21,43	33,69	36,00	0,8000E-01		
26	-5,000	22,15	34,57	38,00	0,8000E-01		
27	-5,200	22,86	35,45	40,00	0,8000E-01		
28	-5,400	23,58	36,32	42,00	0,8000E-01		
29	-5,600	24,29	37,20	44,00	0,8000E-01		
30	-5,800	25,00	38,08	46,00	0,8000E-01		
31	-6,000	25,72	38,96	48,00	0,8000E-01		
32	-6,200	26,43	39,84	50,00	0,8000E-01		
33	-6,400	27,15	40,72	52,00	0,8000E-01		
34	-6,600	27,86	41,59	54,00	0,8000E-01		
35	-6,800	28,58	42,47	56,00	0,8000E-01		
36	-7,000	29,29	43,35	58,00	0,8000E-01		
37	-7,200	30,01	44,23	60,00	0,8000E-01		
38	-7,400	30,72	44,88	62,00	0,8000E-01		
39	-7,600	31,43	45,73	64,00	0,8000E-01		
40	-7,800	32,15	46,59	66,00	0,8000E-01		
41	-8,000	32,86	47,46	68,00	0,8000E-01		
42	-8,200	33,58	48,34	70,00	0,8000E-01		
43	-8,400	34,29	49,22	72,00	0,8000E-01		
44	-8,600	35,00	50,10	74,00	0,8000E-01		
45	-8,800	35,72	50,98	76,00	0,8000E-01		
46	-9,000	36,43	51,86	78,00	0,8000E-01		
47	-9,200	37,15	52,74	80,00	0,8000E-01		
48	-9,400	37,86	53,62	82,00	0,8000E-01		
49	-9,600	38,58	54,50	84,00	0,8000E-01		
50	-9,800	39,29	55,38	86,00	0,8000E-01		
51	-10,000	40,01	56,26	88,00	0,8000E-01		
52	-10,200	40,72	57,14	90,00	0,8000E-01		
53	-10,400	41,43	58,02	92,00	0,8000E-01		
54	-10,600	42,15	58,90	94,00	0,8000E-01		
55	-10,800	42,86	59,78	96,00	0,8000E-01		
56	-11,000	43,58	60,66	98,00	0,8000E-01		
57	-11,200	44,29	61,54	100,00	0,8000E-01		
58	-11,400	45,01	62,42	102,00	0,8000E-01		
59	-11,600	45,72	63,30	104,00	0,8000E-01		
60	-11,800	46,44	64,18	106,00	0,8000E-01		
61	-12,000	47,15	65,06	108,00	0,8000E-01		

INVIUPO RISULTATI MESSE ELEMENTI TERRENO

\* I PASSI NON EQUIVARIANTI SONO ESCLUSI \*  
 Nella tabella si stampano i seguenti risultati:  
 SIGMA-H = massimo sforzo orizzontale efficace [kPa ]  
 TANGO = massimo sforzo di taglio [kPa ]  
 PR. ACQUA =massima pressione interstiziale [kPa ]  
 GRAD. MAX =massimo gradiente idraulico

SOGLI EL.	QUOTTA	SIGMA-H	TANGO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
1	-0,2000	2,947	0,8757	0,0	0,0
2	-0,4000	4,893	1,753	0,0	0,0
3	-0,6000	6,740	2,630	0,0	0,0
4	-0,8000	8,586	3,507	0,0	0,0
5	-1,0000	10,433	4,384	0,0	0,0
6	-1,2000	12,280	5,261	0,0	0,0
7	-1,4000	14,127	6,138	0,0	0,0
8	-1,6000	15,974	7,015	0,0	0,0
9	-1,8000	17,821	7,892	0,0	0,0
10	-2,0000	19,668	8,769	0,0	0,0
11	-2,2000	21,515	9,646	0,0	0,0
12	-2,4000	23,362	10,523	0,0	0,0
13	-2,6000	25,209	11,400	0,0	0,0
14	-2,8000	27,056	12,277	0,0	0,0
15	-3,0000	28,903	13,154	0,0	0,0
16	-3,2000	30,750	14,031	0,0	0,0
17	-3,4000	32,597	14,908	0,0	0,0
18	-3,6000	34,444	15,785	0,0	0,0
19	-3,8000	36,291	16,662	0,0	0,0
20	-4,0000	38,138	17,539	0,0	0,0
21	-4,2000	39,985	18,416	0,0	0,0
22	-4,4000	41,832	19,293	0,0	0,0
23	-4,6000	43,679	20,170	0,0	0,0
24	-4,8000	45,526	21,047	0,0	0,0
25	-5,0000	47,373	21,924	0,0	0,0
26	-5,2000	49,220	22,801	0,0	0,0
27	-5,4000	51,067	23,678	0,0	0,0
28	-5,6000	52,914	24,555	0,0	0,0
29	-5,8000	54,761	25,432	0,0	0,0
30	-6,0000	56,608	26,309	0,0	0,0
31	-6,2000	58,455	27,186	0,0	0,0
32	-6,4000	60,302	28,063	0,0	0,0
33	-6,6000	62,149	28,940	0,0	0,0
34	-6,8000	64,000	29,817	0,0	0,0
35	-7,0000	65,851	30,694	0,0	0,0
36	-7,2000	67,702	31,571	0,0	0,0
37	-7,4000	69,553	32,448	0,0	0,0
38	-7,6000	71,404	33,325	0,0	0,0
39	-7,8000	73,255	34,202	0,0	0,0
40	-8,0000	75,106	35,079	0,0	0,0
41	-8,2000	76,957	35,956	0,0	0,0
42	-8,4000	78,808	36,833	0,0	0,0
43	-8,6000	80,659	37,710	0,0	0,0
44	-8,8000	82,510	38,587	0,0	0,0
45	-9,0000	84,361	39,464	0,0	0,0
46	-9,2000	86,212	40,341	0,0	0,0
47	-9,4000	88,063	41,218	0,0	0,0
48	-9,6000	89,914	42,095	0,0	0,0
49	-9,8000	91,765	42,972	0,0	0,0
50	-10,0000	93,616	43,849	0,0	0,0
51	-10,2000	95,467	44,726	0,0	0,0
52	-10,4000	97,318	45,603	0,0	0,0
53	-10,6000	99,169	46,480	0,0	0,0
54	-10,8000	101,020	47,357	0,0	0,0
55	-11,0000	102,871	48,234	0,0	0,0
56	-11,2000	104,722	49,111	0,0	0,0
57	-11,4000	106,573	49,988	0,0	0,0
58	-11,6000	108,424	50,865	0,0	0,0
59	-11,8000	110,275	51,742	0,0	0,0
60	-12,0000	112,126	52,619	0,0	0,0

11.2. SEZ-1 - M2

PARATE 7,00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano  
 18 GIUGNO 2014 10:36:21  
 History 0 - M2

PASS	3	GRUPPO	UHIe	DHIe
SPINNA EFFICACE VERA	292,38		371,86	
SPINNA ACQUA	536,54		457,06	
SPINNA TOTALE VERA	828,92		828,92	
SPINNA ATTIVA (POSSIBILE)	234,04		72,807	
SPINNA PASSIVA (POSSIBILE)	9605,7		3512,3	
RAPOPORTO PASSIVA/VERA	32,854		9,4451	
SPINNA PASSIVA MOBILITATA	1,2853		5,1075	
RAPOPORTO VERA/ATTIVA			1,6714	

in tutti gli elementi nel gruppo: 'unita' di misura kN/m  
 = integrale delle pressioni interstiziali in tutti gli elementi nel gruppo: 'unita' di misura kN/m  
 = Somma della SPINNA ATTIVA e della SPINNA MOBILITATA in tutti gli elementi nel gruppo: 'unita' di misura kN/m  
 = la minima spinta che può essere esercitata da questo gruppo di elementi terreno, in questa fase: 'unita' di misura kN/m  
 = la massima spinta che può essere esercitata da questo gruppo di elementi terreno, in questa fase: 'unita' di misura kN/m  
 = " il rapporto tra la massima spinta possibile e la spinta efficace vera: fornisce un'indicazione su quanta spinta passiva venga mobilizzata in un'unità percentuale: indica quanta parte della massima spinta possibile e' stata mobilizzata"  
 = " il rapporto tra la spinta efficace vera e la minima spinta possibile: fornisce un'indicazione di quanto questa porzione di terreno sia pressiona alla condizione di massimo rilascio.

JOHNAME Y:\PROGETTI\Pizzarotti\TIBRE\VE\Rel\pv - Ponti\_Viadotti\pv\_03\coop\ENENCO DEI DATI DI INPUT(PARAMEN)  
 Per il significato dei vari comandi di comando si veda il manuale di input PARAMEN, versione 7,00.  
 N. comando  
 1: \* Paralle for Windows version 7.0  
 2: \* Filename=<Y:\progetti\Pizzarotti\Tibre\pa\vel\pv - ponti\_Viadotti\pv\_03\coop\ ENENCO DEI DATI DI INPUT(PARAMEN)  
 3: \* ProjectName 'run time' Parameters  
 4: \* ForceMN Lengthm  
 5: units m KN  
 7: kHist History 0 - M2  
 8: delta 0.2  
 9: option param itemax 20  
 10: option noprint echo  
 11: option noprint displ  
 12: option noprint react  
 13: option noprint stresses  
 14: \* wall leftWall 0 -12 0  
 15: soil UHDefc leftWall -12 0 1 0  
 16: soil DHDefc leftWall -12 0 2 180  
 19: material 1 2,1E+008  
 20: \*  
 21: beam PALANCOIA leftWall -12 0 1,0,198 00 00  
 22: \*  
 23: \* Soil Profile  
 24: \*  
 25: \*  
 26: \* Idelta 1 0  
 27: \* weight 20 10 10  
 28: \* atrest 0 219 0 0,5 1  
 29: \* permeabil 0,0001  
 30: \* Young 15000 22500

(LE SPINNE SONO CALCOLOSPRE INTEGRANDO GLI SPINNA NEI SINCOGLI ELEMENTI NODALI)  
 SPINNA EFFICACE VERA = Integrale delle pressioni orizzontali efficaci

```

31: endlayer      2 -3
32: Idata         20 10 10
33: weight       0,44285 0,5 1
34: acrest       0,001 0,246 5,74
35: Resistance   0,001 0,246 5,74
36: permeabil 50000 75000
37: Young
38: endlayer
39: *
40: option find safety
41: *
42: step 1 : geostatica
43: setwall leftWall
44: geom 0 0
45: water -3,8 0 0 nozmove update
46: *
47: *
48: step 2 : Realizzazione paratia
49: setwall leftWall
50: water -1,2 0
51: add PALANCOIA
52: endstep
53: *
54: step 3 : scavo fino a -2,80 m da p.c.
55: setwall leftWall
56: geom -2,8 1,6
57: surcharge 26 0 0 0
58: *
59: endstep
60: *
61: *
  
```

RINSIUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

```

LAYER 1
natura 1-granulare, 2-argilla
quota superiore = 1,0000 m
quota inferiore = -3,0000 m
peso fuori falda = 20,000 kN/m³
peso efficace in falda = 10,000 kN/m³
peso dell'acqua = 10,000 kN/m³
angolo di attrito = 21,300 DEG
coeff. spinta attiva ka = 0,41700
coeff. spinta passiva kp = 2,68930
Kocm norma consolidato = 0,63675
Kocm scavo a valle = 1,00000
OCR grado di sovracosolidazione = 1,00000
modulo di rigidzza = 15000. kPa
modulo el. compr. vergine = 22500. kPa
permeabilita' = 0,10000E-03 m/time
natura 1-granulare, 2-argilla
angolo di attrito = 1,0000 DEG
coeff. spinta attiva ka = 2,68930
coeff. spinta passiva kp = 0,10000E-03 m/time
permeabilita' = 0,10000E-03 m/time

LAYER 2
natura 1-granulare, 2-argilla
quota superiore = 1,0000 m
quota inferiore = -3,0000 m
peso fuori falda = 20,000 kN/m³
peso efficace in falda = 10,000 kN/m³
peso dell'acqua = 10,000 kN/m³
angolo di attrito = 33,900 DEG
coeff. spinta attiva ka = 0,24600
coeff. spinta passiva kp = 3,44225
Kocm norma consolidato = 0,50000
OCR grado di sovracosolidazione = 1,00000
modulo di rigidzza = 15000. kPa
modulo el. compr. vergine = 75000. kPa
permeabilita' = 0,10000E-03 m/time
natura 1-granulare, 2-argilla
angolo di attrito = 1,0000 DEG
coeff. spinta attiva ka = 0,24600
coeff. spinta passiva kp = 3,44225
permeabilita' = 0,10000E-03 m/time
  
```

RINSIUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 2  
(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE  
RINSIUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 3  
(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)  
NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RINSIUNTO DATI RELATIVI ALFA FASE 1

```

WALL leftWall
coordinata y = 0,0000 m
quota piano campagna = 0,0000 m
quota del fondo scavo = 0,0000 m
quota della falda = -3,8000 m
sovraccarico a monte = 0,0000 kPa
quota del sovraccarico a monte = 0,0000 m
depressione falda a valle = 0,0000 m
sovraccarico a valle = -0,99900E+30 m
quota di taglio = 0,0000 m
indicatore comportamento acqua (1=REMOVE) = 0,0000
opzione aggiornamento pressioni acqua (1=NO UPD) = 0,0000
accel. sismica vert. a monte [g] = 0,0000
accel. sismica vert. a valle [g] = 0,0000
angolo beta a monte [°] = 0,0000
angolo beta a valle [°] = 0,0000
delta/phi a valle [°] = 0,0000
opzione dyn. acqua (1=previous) = 0,0000
rapporto pressioni in eccesso Ru kPa = 0,0000
Wood bottom pressure m = 0,0000
Wood top pressure kPa = 0,0000
Wood top presture elev. kPa = 0,0000
Wood top presture elev. m = 0,0000
  
```

```

RINSIUNTO DATI RELATIVI ALFA FASE 2
coordinata y = 0,0000 m
quota piano campagna = 0,0000 m
quota del fondo scavo = 0,0000 m
quota della falda = -1,2000 m
sovraccarico a monte = 0,0000 kPa
quota del sovraccarico a monte = 0,0000 m
depressione falda a valle = 0,0000 m
sovraccarico a valle = 0,0000 kPa
quota di taglio = -0,99900E+30 m
  
```

RINSIUNTO DATI RELATIVI ALFA FASE 2

```

+-----+-----+-----+-----+
| nome | Z1 | Z2 | Flag | Angle |
+-----+-----+-----+-----+
| Wall | 21 | 22 | m | deg |
+-----+-----+-----+-----+
| UHLeft | LeftWall | 0. | -12.00 | UPHILL | 0. |
| UHLeft | LeftWall | 0. | -12.00 | DOWNHILL | 180.0 |
+-----+-----+-----+-----+
RINSIUNTO ELEMENTI SOIL
+-----+-----+-----+-----+
| Name | Wall | Z1 | Z2 | Mat | thick |
+-----+-----+-----+-----+
| PALANCOIA | LeftWall | 0. | -12.00 | 1 | 0,1980 |
+-----+-----+-----+-----+
RINSIUNTO DATI VARI
-----
| Name | Layer | Mat | thick |
+-----+-----+-----+-----+
| Name | Young Modulus |
+-----+-----+-----+-----+
| Name | Kpa |
+-----+-----+-----+-----+
| 1 | 2 | 1E+008 |
+-----+-----+-----+-----+
RINSIUNTO ANALISI INCREMENTALE
-----
| Name | Iterazioni | Convergence |
+-----+-----+-----+-----+
| 1 | 2 | SI |
| 2 | 2 | SI |
| 3 | 6 | SI |
+-----+-----+-----+-----+
INVIIDURO AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI DI BARRETE
(PER UNITA DI RINSDIDITA')
* PARAMI *STEP WALL 1 SURF 2 3 PALANCOIA*
* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *
  
```

WALL leftWall

```

coordinata y = 0,0000 m
quota piano campagna = 0,0000 m
quota del fondo scavo = -2,8000 m
quota della falda = -1,2000 m
sovraccarico a monte = 26,000 kPa
quota del sovraccarico a monte = 0,0000 m
depressione falda a valle = 1,6000 m
sovraccarico a valle = 0,0000 kPa
OCR grado di sovracosolidazione = 0,00000
quota di taglio = -0,99900E+30 m
angolo di attrito = -12,000 m
indicatore comportamento acqua (1=REMOVE) = 0,0000
opzione aggiornamento pressioni acqua (1=NO UPD) = 0,0000
accel. sismica vert. a monte [g] = 0,0000
accel. sismica vert. a valle [g] = 0,0000
angolo beta a monte [°] = 0,0000
angolo beta a valle [°] = 0,0000
delta/phi a monte [°] = 0,0000
delta/phi a valle [°] = 0,0000
opzione dyn. acqua (1=previous) = 0,0000
rapporto pressioni in eccesso Ru kPa = 0,0000
Wood bottom pressure m = 0,0000
Wood top pressure kPa = 0,0000
Wood bottom presture elev. = 0,0000 m
Wood top presture elev. kPa = 0,0000
  
```

RINSIUNTO DATI RELATIVI ALFA FASE 3

```

Wood top presture elev. = 0,0000 m
RINSIUNTO ELEMENTI
-----
| Name | Wall | Z1 | Z2 | Mat | thick |
+-----+-----+-----+-----+
| PALANCOIA | LeftWall | 0. | -12.00 | 1 | 0,1980 |
+-----+-----+-----+-----+
RINSIUNTO DATI VARI
-----
| Name | Layer | Mat | thick |
+-----+-----+-----+-----+
| Name | Young Modulus |
+-----+-----+-----+-----+
| Name | Kpa |
+-----+-----+-----+-----+
| 1 | 2 | 1E+008 |
+-----+-----+-----+-----+
RINSIUNTO ANALISI INCREMENTALE
-----
| Name | Iterazioni | Convergence |
+-----+-----+-----+-----+
| 1 | 2 | SI |
| 2 | 2 | SI |
| 3 | 6 | SI |
+-----+-----+-----+-----+
INVIIDURO AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI DI BARRETE
(PER UNITA DI RINSDIDITA')
* PARAMI *STEP WALL 1 SURF 2 3 PALANCOIA*
* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *
  
```

RINSIUNTO ANALISI INCREMENTALE

```

-----
| Name | Iterazioni | Convergence |
+-----+-----+-----+-----+
| 1 | 2 | SI |
| 2 | 2 | SI |
| 3 | 6 | SI |
+-----+-----+-----+-----+
INVIIDURO AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI DI BARRETE
(PER UNITA DI RINSDIDITA')
* PARAMI *STEP WALL 1 SURF 2 3 PALANCOIA*
* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *
  
```

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:  
 MOMENTO SX = Momento che tende la fibra sulla faccia sinistra [kg\*cm/m]  
 MOMENTO DX = Momento che tende la fibra sulla faccia destra [kg\*cm/m]  
 TAGLIO = Forza tagliante (valore assoluto, priva di segno) [kg/m]

SEGN. EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
1	A	0.	0,43665-10	0.	1,084
1	B	-0,2000	0,2168	0.	1,084
2	A	-0,2000	0,2168	0.	3,586
2	B	-0,4000	0,9341	0.	3,586
3	A	-0,4000	0,9341	0.	6,422
3	B	-0,6000	2,218	0.	6,422
4	A	-0,6000	2,218	0.	9,591
4	B	-0,8000	4,117	0.	13,09
5	A	-0,8000	4,117	0.	16,93
5	B	-1,0000	6,755	0.	16,93
6	A	-1,0000	6,755	0.	21,10
6	B	-1,2000	10,14	0.	21,10
7	A	-1,2000	10,14	0.	25,82
7	B	-1,4000	14,36	0.	25,82
8	A	-1,4000	14,36	0.	31,08
8	B	-1,6000	18,53	0.	31,08
9	A	-1,6000	18,53	0.	36,90
9	B	-1,8000	25,74	0.	36,90
10	A	-1,8000	25,74	0.	43,26
10	B	-2,0000	33,12	0.	43,26
11	A	-2,0000	33,12	0.	50,17
11	B	-2,2000	41,77	0.	50,17
12	A	-2,2000	41,77	0.	57,63
12	B	-2,4000	51,81	0.	57,63
13	A	-2,4000	51,81	0.	62,64
13	B	-2,6000	63,33	0.	62,64
14	A	-2,6000	63,33	0.	72,19
14	B	-2,8000	76,46	0.	72,19
15	A	-2,8000	76,46	0.	78,38
15	B	-3,0000	91,30	0.	78,38
16	A	-3,0000	91,30	0.	80,49
16	B	-3,2000	107,0	0.	80,49
17	A	-3,2000	107,0	0.	88,54
17	B	-3,4000	123,1	0.	88,54
18	A	-3,4000	123,1	0.	90,54
18	B	-3,6000	139,2	0.	90,54
19	A	-3,6000	139,2	0.	78,51
19	B	-3,8000	154,9	0.	78,51
20	A	-3,8000	154,9	0.	74,41
20	B	-4,0000	169,8	0.	74,41
21	A	-4,0000	169,8	0.	68,25
21	B	-4,2000	183,4	0.	68,25
22	A	-4,2000	183,4	0.	60,01
22	B	-4,4000	195,4	0.	60,01
23	A	-4,4000	195,4	0.	49,71
23	B	-4,6000	205,4	0.	49,71
24	A	-4,6000	205,4	0.	37,33
24	B	-4,8000	212,8	0.	37,33
25	A	-4,8000	212,8	0.	22,88
25	B	-5,0000	217,4	0.	22,88
26	A	-5,0000	217,4	0.	7,130
26	B	-5,2000	218,6	0.	7,130
27	A	-5,2000	218,6	0.	6,530
27	B	-5,4000	217,5	0.	6,530
28	A	-5,4000	217,5	0.	18,28
28	B	-5,6000	213,9	0.	18,28
29	A	-5,6000	213,9	0.	28,30
29	B	-5,8000	208,2	0.	28,30
30	A	-5,8000	208,2	0.	32,10
30	B	-6,0000	200,9	0.	32,10
31	A	-6,0000	200,9	0.	43,85
31	B	-6,2000	192,1	0.	43,85
32	A	-6,2000	192,1	0.	49,72
32	B	-6,4000	182,1	0.	49,72
33	A	-6,4000	182,1	0.	54,54
33	B	-6,6000	171,2	0.	54,54
34	A	-6,6000	171,2	0.	58,46
34	B	-6,8000	159,5	0.	58,46
35	A	-6,8000	159,5	0.	61,62
35	B	-7,0000	147,2	0.	61,62
36	A	-7,0000	147,2	0.	64,16
36	B	-7,2000	134,4	0.	64,16
37	A	-7,2000	134,4	0.	65,93
37	B	-7,4000	121,2	0.	65,93
38	A	-7,4000	121,2	0.	66,45
38	B	-7,6000	107,9	0.	66,45
39	A	-7,6000	107,9	0.	65,25
39	B	-7,8000	94,86	0.	65,25
40	A	-7,8000	94,86	0.	62,71
40	B	-8,0000	82,51	0.	62,71
41	A	-8,0000	82,51	0.	59,15
41	B	-8,2000	70,48	0.	59,15
42	A	-8,2000	70,48	0.	54,86
42	B	-8,4000	59,51	0.	54,86
43	A	-8,4000	59,51	0.	50,09
43	B	-8,6000	49,49	0.	50,09
44	A	-8,6000	49,49	0.	45,04
44	B	-8,8000	40,49	0.	45,04
45	A	-8,8000	40,49	0.	39,88
45	B	-9,0000	32,51	0.	39,88
46	A	-9,0000	32,51	0.	34,76
46	B	-9,2000	25,56	0.	34,76
47	A	-9,2000	25,56	0.	29,79
47	B	-9,4000	19,60	0.	29,79
48	A	-9,4000	19,60	0.	25,06
48	B	-9,6000	14,59	0.	25,06
49	A	-9,6000	14,59	0.	20,63
49	B	-9,8000	10,46	0.	20,63
50	A	-9,8000	10,46	0.	16,57
50	B	-10,00	7,149	0.	16,57
51	A	-10,00	7,149	0.	12,98
51	B	-10,20	4,570	0.	12,98
52	A	-10,20	4,570	0.	9,640
52	B	-10,40	2,642	0.	9,640
53	A	-10,40	2,642	0.	6,820
53	B	-10,60	1,278	0.	6,820
54	A	-10,60	1,278	0.	4,946
54	B	-10,80	0,3887	0.	4,946
55	A	-10,80	0,3887	0.	2,520
55	B	-11,00	0.	0.	2,520
56	A	-11,00	0.	0,1132	1,043
56	B	-11,20	0.	0,3238	0,1132
57	A	-11,20	0.	0.	0,3238
57	B	-11,40	0.	0,3271	0,3238
58	A	-11,40	0.	0.	0,3271
58	B	-11,60	0.	0,5621	0,3271
59	A	-11,60	0.	0,5621	0,5621
59	B	-11,80	0.	0,5621	0,5621
60	A	-12,00	0.	0,5621	0,5621
60	B	-12,20	0.	0,5621	0,5621

59 A -11,60 0. 0,2147 0,6938  
 B -11,80 0. 0,7592-01 0,6938  
 60 A -11,80 0,1421B-11 0. 0,7592-01 0,3197  
 B -12,00 0,1421B-11 0. 0,3197

INVITUMPO RISULTANTI NEGLI ESTREMI TERMINO  
 \* PARAM. LAT.VEALI GRUPPO CHIANTI\*

\*STEP 1 - 3\*

\* I PASSI NON EQUIVARIANTI SONO ESCLUSI \*

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

SIGMA-H = massimo sforzo orizzontale efficace [kPa ]

TAGLIO = massimo sforzo di taglio [kPa ]

PR. ACQUA =massima pressione interstiziale [kPa ]

GRAD. MAX =massimo gradiente idraulico

SEGN. EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
1	0.	2,547	0.	0.	0.
2	-0,2000	0,7265	0.	0.	0.
3	-0,4000	5,094	1,453	0.	0.
4	-0,6000	7,641	2,180	0.	0.
5	-0,8000	10,19	2,906	0.	0.
6	-1,0000	12,73	3,633	0.	0.
7	-1,2000	15,28	4,359	0.	0.
8	-1,4000	17,83	5,085	2,000	0.
9	-1,6000	20,38	5,811	2,228	0.
10	-1,8000	22,92	6,536	2,456	0.
11	-2,0000	25,47	7,262	2,684	0.
12	-2,2000	28,02	7,989	2,911	0.
13	-2,4000	30,56	8,718	3,139	0.
14	-2,6000	33,11	9,444	3,367	0.
15	-2,8000	35,66	10,17	3,595	0.
16	-3,0000	38,20	10,90	3,823	0.
17	-3,2000	40,75	11,63	4,051	0.
18	-3,4000	43,29	12,36	4,279	0.
19	-3,6000	45,84	13,09	4,507	0.
20	-3,8000	48,38	13,82	4,735	0.
21	-4,0000	50,93	14,55	4,963	0.
22	-4,2000	53,47	15,28	5,191	0.
23	-4,4000	56,02	16,01	5,419	0.
24	-4,6000	58,56	16,74	5,647	0.
25	-4,8000	61,11	17,47	5,875	0.
26	-5,0000	63,65	18,20	6,103	0.
27	-5,2000	66,20	18,93	6,331	0.
28	-5,4000	68,74	19,66	6,559	0.
29	-5,6000	71,29	20,39	6,787	0.
30	-5,8000	73,83	21,12	7,015	0.
31	-6,0000	76,38	21,85	7,243	0.
32	-6,2000	78,92	22,58	7,471	0.
33	-6,4000	81,47	23,31	7,699	0.
34	-6,6000	84,01	24,04	7,927	0.
35	-6,8000	86,56	24,77	8,155	0.
36	-7,0000	89,10	25,50	8,383	0.
37	-7,2000	91,65	26,23	8,611	0.
38	-7,4000	94,19	26,96	8,839	0.
39	-7,6000	96,74	27,69	9,067	0.
40	-7,8000	99,28	28,42	9,295	0.
41	-8,0000	101,83	29,15	9,523	0.
42	-8,2000	104,37	29,88	9,751	0.
43	-8,4000	106,91	30,61	9,979	0.
44	-8,6000	109,46	31,34	10,207	0.
45	-8,8000	112,00	32,07	10,435	0.
46	-9,0000	114,54	32,80	10,663	0.
47	-9,2000	117,09	33,53	10,891	0.
48	-9,4000	119,63	34,26	11,119	0.
49	-9,6000	122,18	34,99	11,347	0.
50	-9,8000	124,72	35,72	11,575	0.
51	-10,00	127,27	36,45	11,803	0.
52	-10,20	129,81	37,18	12,031	0.
53	-10,40	132,36	37,91	12,259	0.
54	-10,60	134,90	38,64	12,487	0.
55	-10,80	137,45	39,37	12,715	0.
56	-11,00	140,00	40,10	12,943	0.
57	-11,20	142,54	40,83	13,171	0.
58	-11,40	145,09	41,56	13,399	0.
59	-11,60	147,63	42,29	13,627	0.
60	-11,80	150,18	43,02	13,855	0.
61	-12,00	152,72	43,75	14,083	0.

INVITUMPO RISULTANTI NEGLI ESTREMI TERMINO  
 \* PARAM. LAT.VEALI GRUPPO CHIANTI\*

\*STEP 1 - 3\*

\* I PASSI NON EQUIVARIANTI SONO ESCLUSI \*

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

SIGMA-H = massimo sforzo orizzontale efficace [kPa ]

TAGLIO = massimo sforzo di taglio [kPa ]

PR. ACQUA =massima pressione interstiziale [kPa ]

GRAD. MAX =massimo gradiente idraulico

SEGN. EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
1	0.	2,547	0.	0.	0.
2	-0,2000	0,7265	0.	0.	0.
3	-0,4000	5,094	1,453	0.	0.
4	-0,6000	7,641	2,180	0.	0.
5	-0,8000	10,19	2,906	0.	0.
6	-1,0000	12,73	3,633	0.	0.
7	-1,2000	15,28	4,359	0.	0.
8	-1,4000	17,83	5,085	2,000	0.
9	-1,6000	20,38	5,811	2,228	0.
10	-1,8000	22,92	6,536	2,456	0.
11	-2,0000	25,47	7,262	2,684	0.
12	-2,2000	28,02	7,989	2,911	0.

SOGLI ET.	QUONTA	SIGMA-H	TRAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
35	-6,800	51,30	29,56	56,00	0,8000E-01
36	-7,000	48,39	30,12	59,00	0,8000E-01
37	-7,200	48,66	30,66	60,00	0,8000E-01
38	-7,400	49,53	31,23	62,00	0,8000E-01
39	-7,600	50,42	31,79	64,00	0,8000E-01
40	-7,800	51,30	32,35	66,00	0,8000E-01
41	-8,000	52,19	32,91	68,00	0,8000E-01
42	-8,200	53,07	33,47	70,00	0,8000E-01
43	-8,400	53,95	34,02	72,00	0,8000E-01
44	-8,600	54,84	34,58	74,00	0,8000E-01
45	-8,800	55,72	35,14	76,00	0,8000E-01
46	-9,000	56,60	35,70	78,00	0,8000E-01
47	-9,200	57,49	36,25	80,00	0,8000E-01
48	-9,400	58,38	36,81	82,00	0,8000E-01
49	-9,600	59,26	37,37	84,00	0,8000E-01
50	-9,800	60,15	37,93	86,00	0,8000E-01
51	-10,00	61,03	38,48	88,00	0,8000E-01
52	-10,20	61,92	39,04	90,00	0,8000E-01
53	-10,40	62,80	39,60	92,00	0,8000E-01
54	-10,60	63,68	40,16	94,00	0,8000E-01
55	-10,80	64,57	40,72	96,00	0,8000E-01
56	-11,00	65,44	41,27	98,00	0,8000E-01
57	-11,20	66,32	41,83	100,00	0,8000E-01
58	-11,40	67,22	42,39	102,0	0,8000E-01
59	-11,60	68,11	42,95	104,0	0,8000E-01
60	-11,80	68,99	43,50	106,0	0,8000E-01
61	-12,00	69,88	44,06	108,0	0,8000E-01

RIASSUNTO SPINTE NEGLI ELEMENTI TERRENO

(LE SPINTE SONO CALCOLATE INTEGRANDO GLI SFORZI NEI SINGOLI ELEMENTI MODIA)

SPINTRA EFFICACE VERA = Integrale delle pressioni orizzontali efficaci in tutti gli elementi nel gruppo: unita' di misura KN/m

SPINTRA ACQUA = Integrale delle pressioni interstiziali in tutti gli elementi nel gruppo: unita' di misura KN/m

SPINTRA TOTALE VERA = Somma della SPINTRA EFFICACE e della SPINTRA DELL'ACQUA: e' l' azione totale sulla parete: unita' di misura KN/m

SPINTRA ATTIVA POSSIBILE = La minima spinta che puo' essere esercitata da questo gruppo di elementi terreno, in questa fase: unita' di misura KN/m

SPINTRA PASSIVA POSSIBILE = La massima spinta che puo' essere esercitata da questo gruppo di elementi terreno, in questa fase: unita' di misura KN/m

RAPPORTO PASSIVA/VERA = e' il rapporto tra la massima spinta possibile e la spinta efficace vera: fornisce un'indicazione su quanta spinta passiva venga mobilitata;

SPINTRA PASSIVA MOBILITATA = e' l'inverso del rapporto precedente, espresso in unita' percentuali; indica quanta parte della massima spinta possibile e' stata mobilitata;

RAPPORTO VERA/ATTIVA = e' il rapporto tra la spinta efficace vera e la minima spinta possibile; fornisce un'indicazione su quanto questa azione di terreno sia prossima alla condizione di massimo rilascio.

FASE	1	GRUPPO -->	UHLe	DHLe
SPINTRA EFFICACE VERA			504,49	504,49
SPINTRA ACQUA			336,20	336,20
SPINTRA TOTALE VERA			840,69	840,69
SPINTRA ATTIVA (POSSIBILE)			285,90	285,90
SPINTRA PASSIVA (POSSIBILE)			6079,5	6079,5
RAPPORTO PASSIVA/VERA			12,09 %	12,09 %
SPINTRA PASSIVA MOBILITATA			1,7646	1,7646
RAPPORTO VERA/ATTIVA			1,7646	1,7646

FASE	2	GRUPPO -->	UHLe	DHLe
SPINTRA EFFICACE VERA			444,62	444,62
SPINTRA ACQUA			583,20	583,20
SPINTRA TOTALE VERA			1027,8	1027,8
SPINTRA ATTIVA (POSSIBILE)			222,67	222,67
SPINTRA PASSIVA (POSSIBILE)			440,9	440,9
RAPPORTO PASSIVA/VERA			10,584	10,584
SPINTRA PASSIVA MOBILITATA			1,9967	1,9967
RAPPORTO VERA/ATTIVA			1,9967	1,9967

FASE	3	GRUPPO -->	UHLe	DHLe
SPINTRA EFFICACE VERA			419,72	499,20
SPINTRA ACQUA			536,54	451,06
SPINTRA TOTALE VERA			956,26	950,26
SPINTRA ATTIVA (POSSIBILE)			323,46	917,76
SPINTRA PASSIVA (POSSIBILE)			6530,8	2234,8
RAPPORTO PASSIVA/VERA			15,560	4,4768
SPINTRA PASSIVA MOBILITATA			6, %	22, %
RAPPORTO VERA/ATTIVA			1,2954	5,2121