



PROVINCIA DI CHIETI

PROGETTO DEFINITIVO

ADEGUAMENTO DELLE S.S. 81-84  
TRATTO GUARDIAGRELE-EST  
INNESTO S.S. 652 "VAL DI SANGRO"

LOTTO I

RESPONSABILE PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Fabrizio Besozzi  
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 15126

I PROGETTISTI:

Dott. Ing. Fabrizio Besozzi  
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 15126

Dott. Ing. Marco Petrangeli  
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 18744

Dott. Ing. Giovanni Zallocco  
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 5745

COORDINAMENTO ATTIVITA' IN LOCO:

Dott. Arch. Mariano Strizzi  
Iscritto Albo Architetti Provincia di Chieti n° 97

PROGETTAZIONE:

A.T.I.

mandataria



Divisione Progettazione  
e Studi



mandanti



IL GEOLOGO:	EM./RE.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.
Dott. Geol. Roberto Salucci A.P. Ordine dei Geologi del Lazio n° 633	A	OTT. '03	Emissione	MP	RS	FB
Dott. Geol. Fabio Melchiorri A.P. Ordine dei Geologi del Lazio n° 663						

*STUDI E INDAGINI*  
*Geotecnica*  
*Relazione Geotecnica*

SCALA : -

CODICE IDENTIFICATIVO :

FASE/LOTTO

D 1

DOC.

R B

OPERA/DISCIPLINA

G E O O

PROGR.

0 0 1

REV.

A

## **RELAZIONE GEOTECNICA**

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSE</b> .....	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO E INDAGINI ESEGUITE</b> .....	<b>5</b>
3.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....	5
3.2	INDAGINI IN SITO CONSIDERATE .....	6
<b>4</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI</b> .....	<b>7</b>
4.1	ARGILLE GRIGIO-AZZURRE .....	7
4.2	COMPLESSO CAOTICO .....	17
4.3	ARGILLE SILTOSE GRIGIE .....	18
4.4	TERRENI DETRITICI E ALLUVIONALI .....	19
<b>5</b>	<b>TIPOLOGIA DELL'OPERA DI FONDAZIONE DEI VIADOTTI E DELLE RELATIVE OPERE PROVVISORIALI</b> .....	<b>21</b>
<b>6</b>	<b>CRITERI DI CALCOLO DEI VIADOTTI E DELLE RELATIVE OPERE PROVVISORIALI</b> .....	<b>23</b>
6.1	FONDAZIONI SU PALI .....	23
6.1.1	<i>Verifica della portanza dei pali di grande diametro alle forze verticali</i> .....	23
6.1.2	<i>Verifica dei pali alle forze orizzontali</i> .....	24
6.1.3	<i>Calcolo dei cedimenti verticali del gruppo di pali</i> .....	26
6.2	OPERE PROVVISORIALI. VERIFICA DELLE PARATIE DI MICROPALI .....	27
<b>7</b>	<b>VERIFICHE DELLE FONDAZIONI DEI VIADOTTI E DELLE RELATIVE OPERE PROVVISORIALI</b> .....	<b>31</b>
7.1	SCEMI GEOTECNICI UTILIZZATI PER LE VERIFICHE .....	31
7.1.1	<i>Viadotti Giardino, Guardiaagrele, San Bartolomeo 1 e 2, Laio</i> .....	31
7.1.2	<i>Viadotti Acquarossa, Pietrapiano, Ciatini</i> .....	32
7.2	CARICHI AGENTI E RISULTATI DELLE VERIFICHE .....	34
7.3	VERIFICHE DELLE OPERE PROVVISORIALI .....	36
<b>8</b>	<b>APPENDICE</b> .....	<b>38</b>

## **1       PREMESSE**

Nella presente relazione vengono esaminati i problemi geotecnici relativi alle al Progetto Definitivo dell'Adeguamento delle S.S. 81 - 84 Tratto Guardiagrele Est - innesto S.S. 652 "Val di Sangro".

Le condizioni geologiche, geomorfologiche e idrogeologiche delle aree di interesse sono descritte nel dettaglio nella Relazione Geologica (elaborato D1RIGE00001); in questa sede i suddetti argomenti sono solo riassunti per chiarezza di esposizione.

Nei successivi paragrafi sono commentati i risultati delle indagini eseguite nelle prove in sito e viene esposta la caratterizzazione geotecnica dei terreni. Sono illustrati inoltre i criteri di calcolo e di verifica geotecnica delle opere e sono allegati i relativi risultati.

L'infrastruttura di progetto ricade interamente nelle aree dei comuni di Guardiagrele e Casoli.

Entrambi i Comuni sono classificati di Prima Categoria sia nella Zonazione Sismica delle Normative precedenti all'entrata in vigore della Ordinanza n. 3274 del 20/3/2003 sia nella Zonazione associata alla nuova normativa di cui sopra.

Per quanto riguarda i criteri adottati per l'applicazione della nuova normativa sismica si rimanda alla Relazione sulle Linee Guida Analisi Antisismica dell'elaborato D1AS0000001.

Per la definizione degli schemi geotecnici si è fatto riferimento ai seguenti elaborati.

- Carta Geologica (D1P5GE00001-2)
- Profilo geologico (D1F5GE00001-2)

## **2       NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO**

- Decreto 11 Marzo 1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Circ. LL.PP. 24 settembre 1988, n. 30483. Norme tecniche per terreni e fondazioni. Istruzioni applicative.
- L. 5/11/1971 n. 1086 : "Norme per la disciplina delle opere in cemento armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- D.M. 9/01/1996: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" .

- Circ. Min. 15/10/1996 n. 252: "Istruzioni relative alle Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. 16/01/1996: "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi".
- Circ. Min 4/07/1996 n. 156 STC: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi".
- Eurocodice 2 \_ UNI-ENV-1992-1-1 : "Progettazione Strutture in c.a."
- Eurocodice 7\_ UNI-ENV-1997-1 : "Progettazione geotecnica" Parte 1: Regole generali
- Eurocodice 8\_ UNI-ENV-1998-5: "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture" Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- L. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. 16 gennaio 1996. Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- Ordinanza 08/05/2003 n.3274: "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici"
- Ordinanza 08/05/2003 n.3274: "Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni".

### **3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E INDAGINI ESEGUITE**

#### **3.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO**

Sono brevemente richiamati gli aspetti geologici essenziali relativi alla fascia di territorio in esame. Per la descrizione degli aspetti di dettaglio si rimanda alla Relazione geologica e agli specifici elaborati sugli studi geologici.

Dal punto di vista geologico l'area in esame ricade nel bacino periadriatico posto ad E dei rilievi carbonatici appenninici.

Nello studio geologico citato in premessa sono state distinte due unità litostatigrafiche (v. Carta Geologica): depositi marini cenozoici (substrato) e depositi continentali quaternari (terreni detritici di copertura).

I depositi marini che costituiscono il substrato nell'area di studio sono rappresentati dalle seguenti formazioni, dalle più recenti alle più antiche: Argille grigio-azzurre, Complesso caotico e Argille siltose grigie.

Nell'ambito dei depositi continentali quaternari sono stati distinti (v. Carta Geologica): depositi di conoide alluvionale, depositi di alluvioni recenti e terrazzati, depositi di versante, depositi eluvio-colluviali e i depositi alluvionali attuali. Ricadono in questo ambito anche i terreni coinvolti in tempi più o meno recenti in fenomeni di frana.

Con riferimento alla Carta Geologica dell'elaborato D1P5GE0001 si possono distinguere tre diversi settori nell'ambito dei quali affiorano le diverse formazioni del substrato.

Nella parte iniziale del tracciato, dall'origine del lotto ai primi appoggi del Viadotto San Bartolomeo 1, il substrato è costituito dalla formazione delle argille grigio-azzurre; in superficie sono presenti manti di coperture detritico-eluviale a grana prevalentemente limo-argillosa. Nella Carta Geologica la presenza di tale copertura è stata segnalata solo dove essa raggiunge, verosimilmente, spessori di un certo rilievo.

In questo primo settore non sono segnalati nei documenti degli studi geologici fenomeni di instabilità o accumuli di materiali di frana. Alcune situazioni di dettaglio, che hanno un certo rilievo per il dimensionamento geotecnico delle opere d'arte, sono state evidenziate nella zona di imbocco nord della galleria San Bartolomeo e in alcuni siti che interessano i viadotti San Bartolomeo 1 e 2. Di tali situazioni specifiche si parlerà nel dettaglio nelle specifiche Relazioni di calcolo delle citate opere d'arte.

La Formazione del Complesso Caotico è segnalata in affioramento con un piccolo lembo nel settore che interessa i primi appoggi del Viadotto San Bartolomeo 2. Si tratta verosimilmente di una intercalazione sinsedimentaria (tipo olistostroma).

Nel tratto successivo il tracciato interessa la formazione delle Argille siltose grigie, anch'essa coperta da estesi manti detritico-eluviali di spessore più o meno elevati.

Nella zona di attraversamento del Torrente Laio alcuni appoggi del viadotto ricadono nella area di fondovalle occupata da depositi alluvionali, recenti e terrazzati.

Con riferimento alla Carta Geologica dell'elaborato D1P5GE0002 si possono distinguere tre diversi settori nell'ambito dei quali affiorano le diverse formazioni del substrato.

Nella parte iniziale del tracciato, dall'origine del lotto ai primi appoggi del Viadotto Acquarossa, il substrato è costituito dalla formazione delle argille siltose - grigie; in superficie sono presenti manti di coperture detritico-eluviale a grana prevalentemente limo-argillosa. Nella Carta Geologica la presenza di tale copertura è stata segnalata solo dove essa raggiunge, verosimilmente, spessori di un certo rilievo.

Nel secondo settore sono segnalati nei documenti degli studi geologici fenomeni di accumuli di materiali di frana. Alcune situazioni di dettaglio, che possono avere un certo rilievo per il dimensionamento geotecnico delle opere d'arte, sono evidenziate nella zona di realizzazione della galleria Collelungo. Per tali situazioni specifiche, che dai valori desunti dalla relazione geologica non sembrano essere di grande rilievo, è comunque necessario maggiore approfondimento negli stadi di progettazione che seguiranno.

### **3.2 INDAGINI IN SITO CONSIDERATE**

Per il Progetto definitivo del Lotto in esame sono state eseguite le seguenti indagini:

- 14 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, profondi da 15 a 60 m;
- prelievo di 37 campioni indisturbati dai fori di sondaggio;
- esecuzione di 44 prove SPT in foro;
- installazione nei fori di sondaggio di 6 piezometri 7 tubi inclinometrici;
- esecuzione di 33 stendimenti sismici a rifrazione ognuno della lunghezza di 110 m;
- prove geotecniche di laboratorio:
  - determinazione delle principali caratteristiche fisiche (peso di volume, umidità, limiti di consistenza, granulometria, ecc.) su 32 campioni indisturbati;
  - 9 prove di taglio diretto;
  - 18 prove triassiali non consolidate non drenate;
  - 3 prove triassiali consolidate non drenate con misura delle pressioni neutre;
  - 6 prove di compressibilità edometrica.

La posizione delle indagini è illustrata nella planimetria con ubicazione delle indagini (D1P5GE00007-8).

I risultati delle indagini sono contenuti negli specifici elaborati (D1PRGE00001-2-3).

Si è inoltre fatto riferimento ai risultati della precedente campagna di indagini eseguita per il Progetto Preliminare. In questa fase sono stati eseguiti:

- 12 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, profondi da 10 a 60 m;
- esecuzione di 8 prove SPT in foro;
- prelievo di 18 campioni indisturbati dai fori di sondaggio;
- installazione nei fori di sondaggio di 5 piezometri a tubo aperto;
- prove geotecniche di laboratorio:
  - determinazione delle principali caratteristiche fisiche (peso di volume, umidità, limiti di consistenza, granulometria, ecc.) su 18 campioni indisturbati;
  - 7 prove di taglio diretto;
  - 5 prove di compressione uniassiale ad espansione laterale libera;
  - 9 prove triassiali non consolidate non drenate;
  - 2 prove di compressibilità edometrica.

I sondaggi eseguiti in questa fase ricadono generalmente al di fuori del tracciato del Progetto definitivo interessando però le medesime formazioni geologiche; i risultati di queste indagini sono stati utilizzati per la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dal progetto.

## **4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI**

### **4.1 ARGILLE GRIGIO-AZZURRE**

#### *a) Litologia*

Dal punto di vista geologico le argille grigio-azzurre appartengono alla Formazione Mutignano Auct del Pliocene medio - Pleistocene inferiore.

La formazione è costituita da argille limose e limi argillosi e/o sabbiosi di colore grigio o grigio-azzurro, con vario tenore in calcite, in strati di spessore da qualche centimetro a qualche decimetro, con intercalati sottili veli e livelli di sabbie a grana da fina a media, di colore grigio, di spessore variabile da qualche mm a qualche cm.

Sui versanti la formazione argillosa affiora direttamente solo in lembi isolati, in genere di modesta estensione, più frequentemente nei punti in cui, per effetto di scavi artificiali, è stata asportata la coltre eluviale o nelle zone soggette a processi erosivi particolarmente intensi.

#### *b) Alterazione e suddivisione*

La porzione della formazione più prossima alla superficie, sia nelle zone di affioramento, sia dove essa è ricoperta da materiali detritico-eluviali, si presenta generalmente più o meno alterata,

ammorbidita ed attraversata da fessure variamente spaziate; il colore passa da grigio ad avana, specie in corrispondenza delle discontinuità (giunti di strato, fessure) e dei livelli sabbiosi. Lo spessore della porzione degradata varia da zona a zona, da pochi metri a una decina di metri; il grado di alterazione e di degradazione diminuisce progressivamente con la profondità.

L'esperienza ricavata da osservazioni di tagli profondi e/o di scavi in sotterraneo ha generalmente mostrato che in profondità le fessure palesi o latenti delle porzioni argillose si ripetono con spaziatura più rada, compresa tra il dm ed il metro. Le facce dei poliedri di materiale "integro", così isolati, sono a volte ancora ingiallite per effetto dei processi di alterazione connessi alla circolazione delle acque attraverso le discontinuità. Infine, alle maggiori profondità (superiori in genere alla decina di metri dal piano di campagna) la formazione appare pressoché "integra" o attraversata solo da discontinuità rare, per lo più latenti e che si rivelano solo in zone di detensionamento o di disseccamento.

#### *c) Caratteristiche idrauliche*

Nei riguardi delle caratteristiche idrauliche, il comportamento della formazione in esame è essenzialmente determinato dalla associazione di orizzonti prevalentemente argillosi e argilloso-limosi tecnicamente impermeabili e di livelli (a volte ridotti a sottilissimi intercalari) francamente sabbiosi o sabbioso-limosi con permeabilità nettamente superiori, fino a qualche ordine di grandezza.

Tali livelli limo-sabbiosi hanno un ruolo essenziale nella circolazione idrica nel sottosuolo e nella distribuzione delle pressioni neutre entro l'ammasso, anche quando sono ridotti a rari e sottilissimi intercalari compresi tra strati argillosi.

Nel comportamento idraulico a livello di ammasso intervengono anche le citate discontinuità generalmente ortogonali (o quasi) alla stratificazione. Queste ultime in profondità sono in genere rare e serrate e quindi poco o per niente efficienti come vie di circolazione idrica.

Nella fascia di formazione prossima alla superficie, detensionata e degradata dagli atmosferici, queste discontinuità, di fatto subverticali ed aperte, acquistano invece importanza agli effetti dei problemi di stabilità dei fronti di scavo, potendo consentire la penetrazione delle acque meteoriche e la formazione di sensibili pressioni idrostatiche.

#### *d) Aspetti geotecnici*

Sono stati considerati i campioni prelevati nei sondaggi S1, S2, S3 del Progetto Preliminare e dei sondaggi S1, S2 e S4 del Progetto Definitivo. I risultati essenziali delle prove di laboratorio sono riassunti nei grafici delle fig. 1 e 2 (Progetto Preliminare), 3 e 4 (Progetto Definitivo).

Le seguenti caratteristiche si riferiscono ai litotipi limo-argillosi e non agli intercalari sabbioso-limosi, i quali rappresentano una percentuale irrilevante della formazione ai fini del comportamento meccanico del complesso.

### *Granulometria*

Nei campioni esaminati le percentuali della frazione argillosa sono risultate generalmente comprese nel campo 40÷50% e quelle della frazione limosa nel campo 40÷60%. La frazione sabbiosa è generalmente inferiore al 5%. Dai grafici di fig. 1 e 3 non si evidenziano correlazioni significative con la profondità di prelievo dei campioni.

### *Caratteristiche di plasticità*

Nei campioni esaminati il limite di liquidità è compreso tra 40 e 50% circa, il limite di plasticità tra 25 e 30% e l'indice di plasticità tra 15 e 20%. I terreni sono quindi classificabili nel campo intermedio tra i limi e le argille di media plasticità della classifica USC (CL-ML vedi fig. 1).

Il contenuto naturale d'acqua è generalmente compreso tra 15 e 20% cioè prossimo al limite plastico e corrispondente allo stato "semi-solido".

### *Peso di volume*

Il peso di volume è risultato tra 20 e 21 kN/m<sup>3</sup> con un lieve aumento dei valori in profondità (v. fig. 3).

### *Caratteristiche di resistenza*

#### *i) In tensioni efficaci*

Le prove di taglio diretto su *campioni relativamente superficiali* (fino a circa 8 m dal p.c.) hanno fornito i seguenti parametri di picco della resistenza a taglio, espressa in tensioni effettive:  $\varphi' = 20-24^\circ$ ,  $c' = 5-40$  kPa. I valori molto elevati di coesione sono stati riscontrati nei campioni prelevati durante la campagna del Progetto Preliminare e sono da considerare anomali (probabilmente a causa di una scarsa dissipazione delle pressioni interstiziali nella prova). Valori più vicini a quelli usualmente ottenuti in materiali simili sono stati ricavati dai campioni del Progetto Definitivo. Dall'insieme dei risultati di queste prove si ottiene una retta di regressione con i seguenti valori arrotondati:  $\varphi' = 24^\circ$ ,  $c' \approx 50$  kPa per i campioni del Progetto Preliminare (v. fig. 2),  $\varphi' = 22^\circ$ ,  $c' \approx 10$  kPa per i campioni del Progetto Definitivo (v. fig. 4). Nella caratterizzazione della formazione è apparso ragionevole adottare valori di coesione nel campo inferiore tra quelli citati.

Nei *campioni profondi*, prelevati nella campagna del Progetto Definitivo, sono state eseguite prove triassiali consolidate non drenate con misura delle pressioni neutre. I valori di coesione e angolo di attrito ricavati dai tecnici dal laboratorio, espressi direttamente nel piano  $\sigma-\tau$  (v. certificati delle prove di laboratorio), risultano  $\varphi' = 28^\circ$ ,  $c = 40-50$  kPa nei campioni più profondi (30-50 m) e  $\varphi' = 29^\circ$ ,  $c = 10$  kPa nel campione a 15 m. Tali valori derivano da una elaborazione non di tipo numerico ma verosimilmente da una interpolazione a vista dei dati. L'elaborazione numerica delle prove nel campo p-q<sup>(1)</sup> fornisce risultati diversi e molto variabili. I valori di coesione variano nel campo da 20 a 60 kPa circa con valori di angolo di attrito tra 28° e 33°. Dall'insieme delle prove si ottiene una retta di regressione che difficilmente può essere considerata rappresentativa di materiali argillosi sovraconsolidati come quelli in esame:  $\varphi' = 36^\circ$ ,  $c' \approx 7$  kPa (v. fig. 4).

Dalle prove di taglio diretto dei campioni profondi del Progetto Preliminare si è ottenuta una retta di regressione espressa dai seguenti valori arrotondati:  $\varphi' = 21^\circ$ ,  $c' \approx 40$  kPa (v. fig. 2).

Le forti differenze riscontrate sono verosimilmente da attribuire all'inevitabile disturbo creato durante le operazioni di prelievo e di confezionamento dei provini; i materiali in esame sono costituiti infatti da terreni sovraconsolidati e strutturati che notoriamente sono difficilmente campionabili in maniera effettivamente indisturbata.

Nella caratterizzazione della formazione si è tenuto conto dei risultati ottenuti facendo peraltro riferimento ad un campo di valori plausibile per questa formazioni, utilizzando anche i dati di letteratura e le numerose esperienze disponibili su questa formazione.

#### *ii) In tensioni totali*

I valori di coesione non drenata ricavati dalle prove triassiali non consolidate non drenate (UU) e dalle prove di compressione ad espansione laterale libera (ELL) variano nel campo da 100 a 700 kPa con una netta ed evidente correlazione con la profondità (v. fig. 2 e 3).

Una stima dei valori di resistenza a taglio non drenata può essere ricavata anche dai risultati delle prove SPT eseguite nei sondaggi.

Da tali prove sono stati ricavati valori di  $N_{SPT}$  molto elevati, tra 40 e 60 nell'intervallo di profondità tra 6 e 20 m, con un chiaro aumento progressivo dei valori con la profondità.

Una stima della coesione non drenata si può ricavare dalla correlazione proposta da A.M. Stroud (1975)  $c_u \cong 5-5.5 \cdot N_{SPT}$  (kPa)

dalla quale risulterebbe, per  $N_{SPT} \cong 40-60$   $s_u \cong 200-300$  kPa.

#### *Caratteristiche di deformabilità*

Il modulo di deformabilità in condizioni non drenate  $E_u$  può essere ricavato dalla correlazione che lega tale parametro con il valore di coesione non drenata.

Le correlazioni fornite in letteratura (v. Duncan, 1976; Ladd et al., 1977) per argille di plasticità  $I_p < 30\%$  dotate di un medio grado di sovraconsolidazione, è del tipo:

$$[2] \quad E_u \approx 400 \div 600 c_u.$$

Nel caso in esame, per valori di  $c_u = 200 \div 500$  kPa, si ricavano valori di  $E_u \approx 100 \div 250$  MPa.

Dalle prove di laboratorio sono stati ottenuti valori del modulo edometrico di circa 30-50 MPa. Si deve tuttavia ricordare che nelle argille sovraconsolidate il disturbo provocato dal prelievo del campione e dalla preparazione dei provini condiziona i risultati delle prove di laboratorio fino a ridurre anche di un ordine di grandezza il valore del modulo edometrico di laboratorio rispetto a quello in sito indisturbato. Tenuto conto dei problemi in esame, che si riferiscono allo scavo in

---

<sup>1</sup> Per l'elaborazione delle prove triassiali sono state seguite le raccomandazioni AGI sulle prove di laboratorio (1994): i valori di angolo di attrito e coesione si ricavano dalle:  $\tan \varphi = \tan \alpha$ ;  $c = b / \cos \alpha$ , dove  $\alpha$  = inclinazione della retta di regressione nel

sotterraneo, risulta di maggiore importanza la determinazione del “modulo di scarico”; questo può essere ricavato dal tratto di curva edometrica corrispondente al ciclo di scarico<sup>(1)</sup>. Dalle prove di laboratorio disponibili si ricaverebbero valori del modulo di scarico dell'ordine di 100-120 MPa.

Su tali basi, appare lecito considerare un modulo di Young in *condizioni drenate*  $E' \approx 100$  MPa (ricavato assumendo un coefficiente di Poisson pari a  $0.25 \pm 0.3$ ).

---

piano p-q e b = intercetta della stessa retta di regressione.

<sup>(1)</sup> La pendenza della curva di scarico (v. Schmertmann, 1953) può venire assunta, in prima approssimazione, rappresentativa della pendenza della curva di ricompressione (per carichi cioè compresi tra la tensione al punto di prelievo e la tensione di preconsolidazione) del materiale in sito indisturbato.

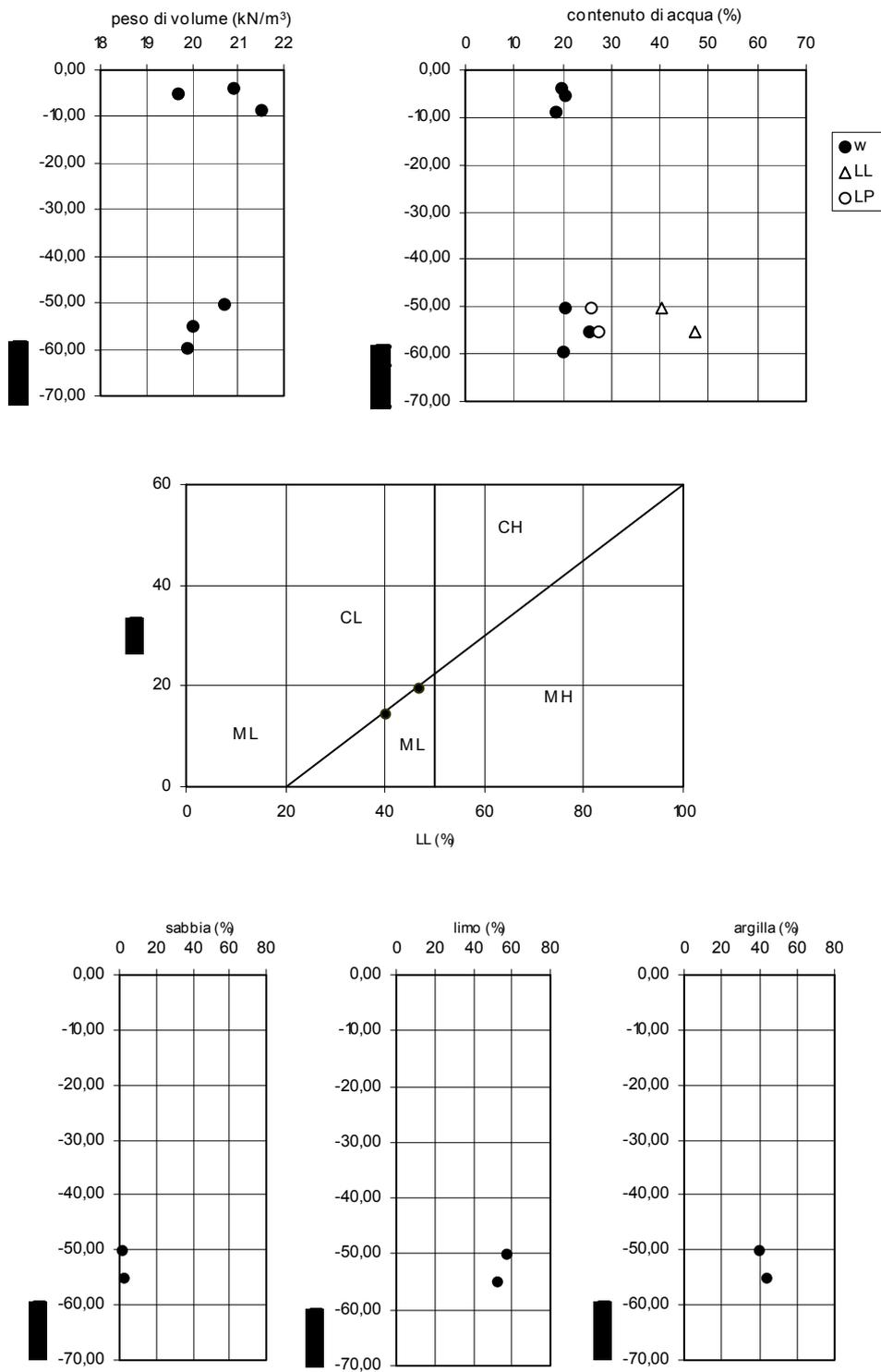
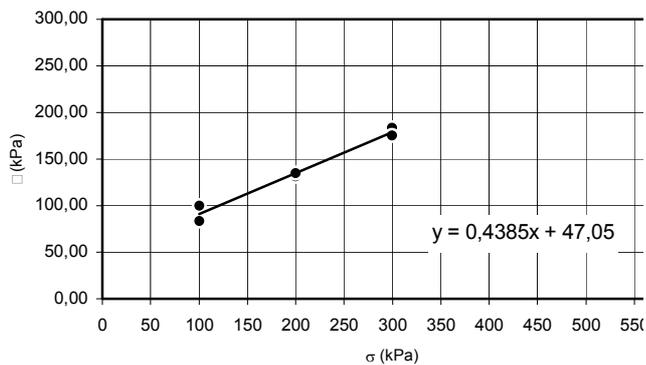
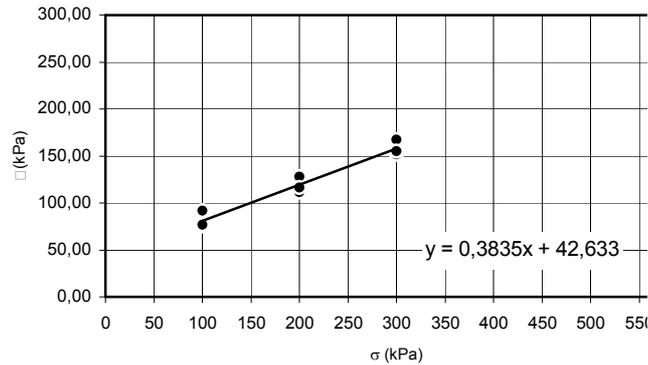


Fig. 1 Risultati delle prove di laboratorio nelle Argille grigio-azzurre (Progetto Preliminare)



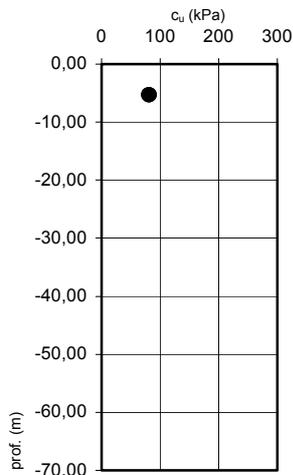
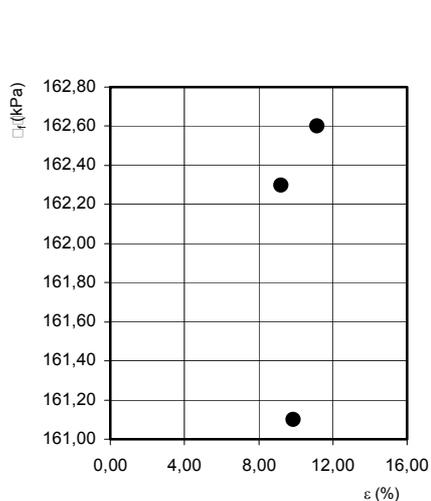
Prove di taglio diretto  
campioni superficiali

$c' = 47 \text{ kPa}$   
 $\varphi' = 23,7^\circ$

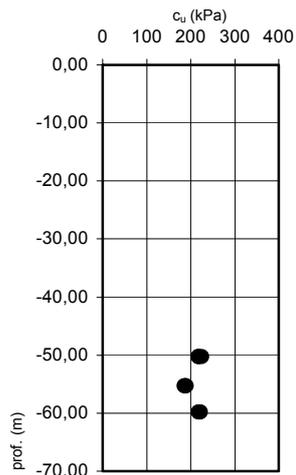
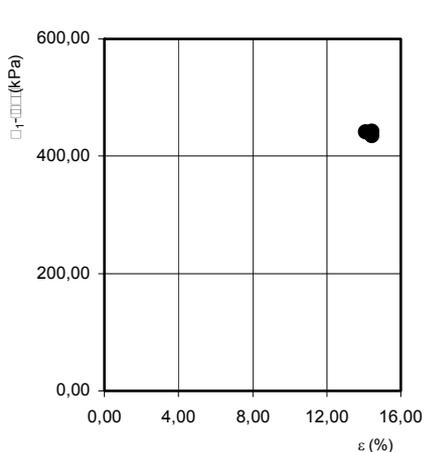


Prove di taglio diretto  
campioni profondi

$c' = 43 \text{ kPa}$   
 $\varphi' = 21,0^\circ$

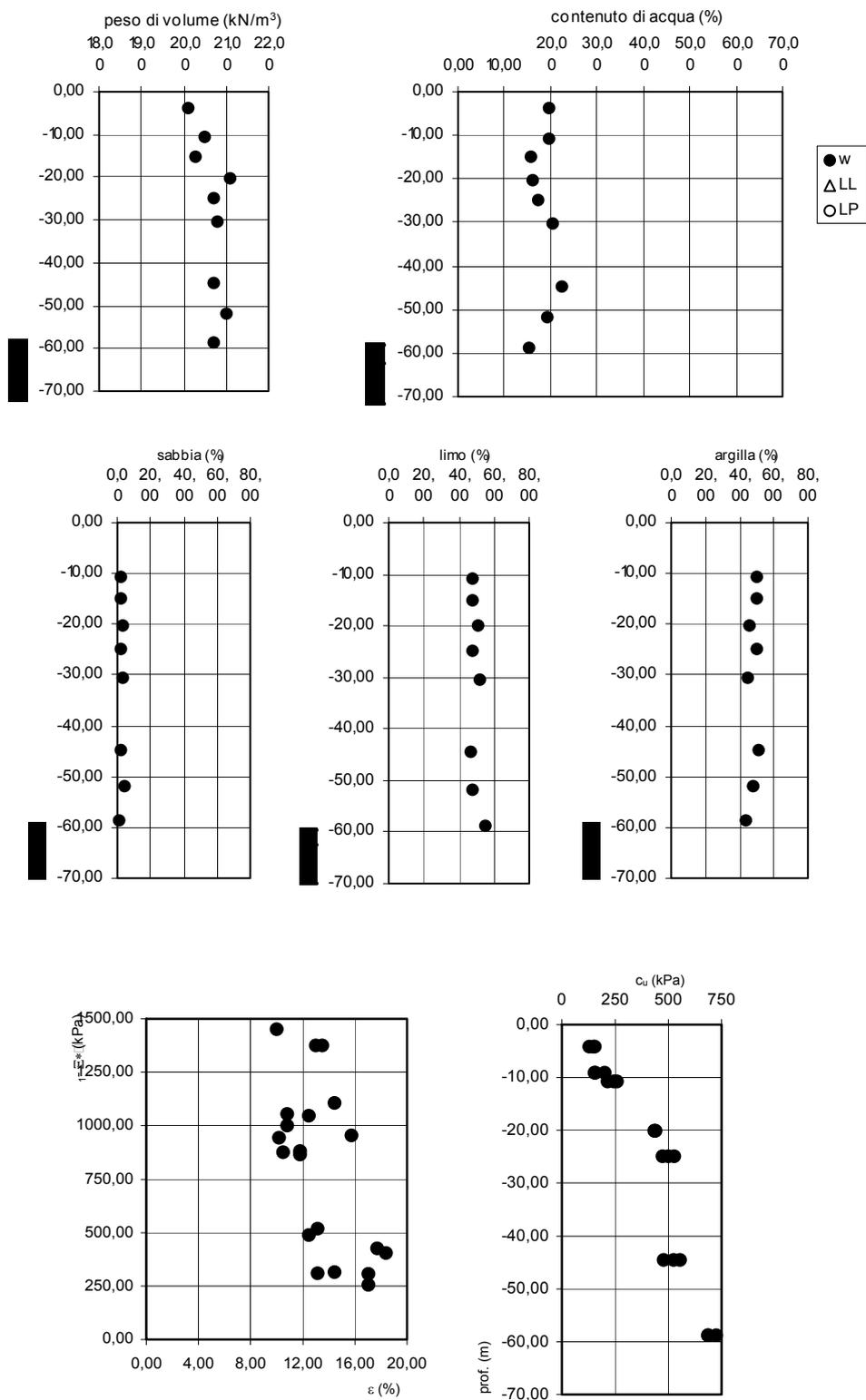


Prove di compressione ad espansione laterale libera



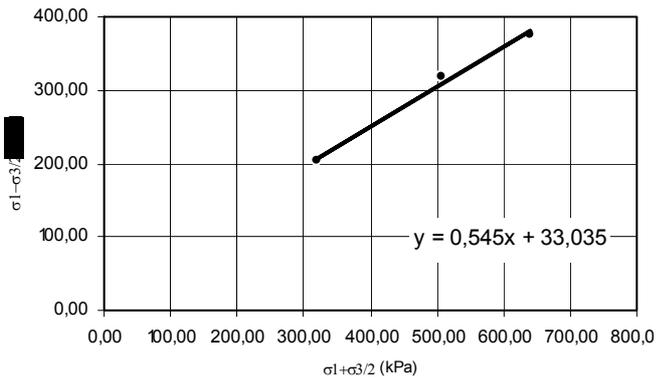
Prove di compressione triassiale UU

Fig. 2 Risultati delle prove di laboratorio nelle Argille grigio-azzurre (Progetto Preliminare)

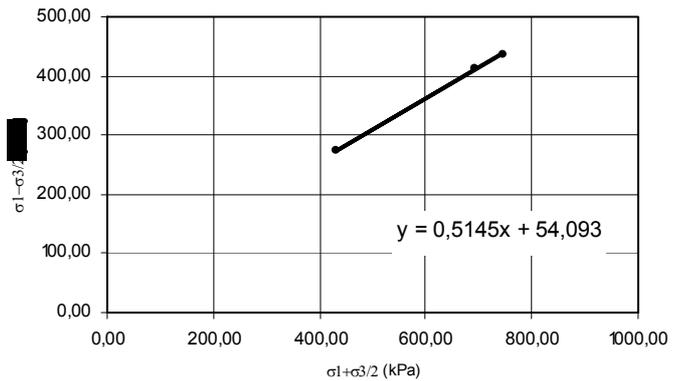


Prove di compressione triassiale UU

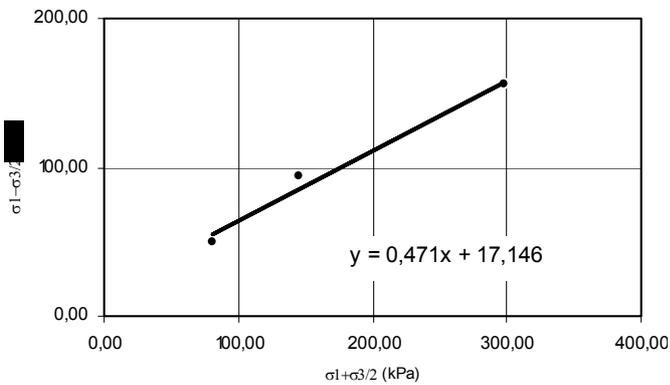
Fig. 3 Risultati delle prove di laboratorio nelle Argille grigio-azzurre (Progetto Definitivo)



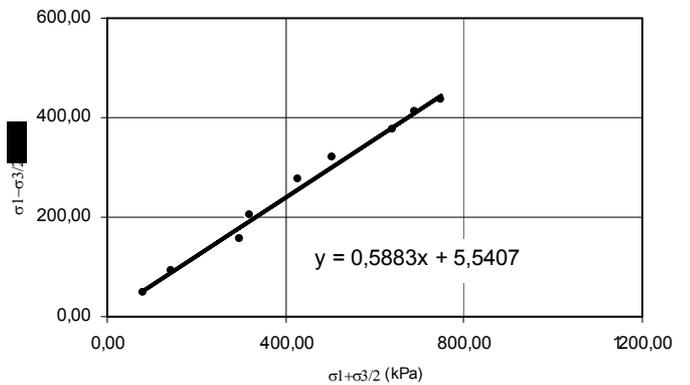
Prove di compressione triassiale CD  
 Camp. S1 m 30,4  
 $b = 33 \text{ kPa}$   
 $\tan \alpha = 0,545$   
 $\varphi' = 33,02^\circ$   
 $c' = 39,36 \text{ kPa}$



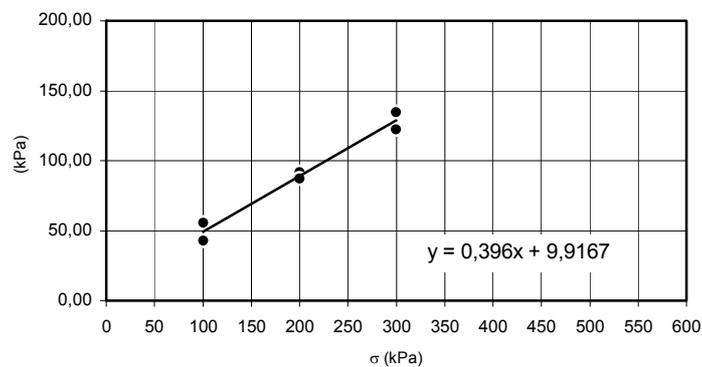
Prove di compressione triassiale CD  
 Camp. S1 m 51,75  
 $b = 54 \text{ kPa}$   
 $\tan \alpha = 0,5145$   
 $\varphi' = 30,96^\circ$   
 $c' = 62,97 \text{ kPa}$



Prove di compressione triassiale CD  
 Camp. S2 m 15  
 $b = 17 \text{ kPa}$   
 $\tan \alpha = 0,471$   
 $\varphi' = 28,10^\circ$   
 $c' = 19,27 \text{ kPa}$



Prove di compressione triassiale CD  
 Insieme delle prove  
 $b = 5,5 \text{ kPa}$   
 $\tan \alpha = 0,588$   
 $\varphi' = 36,02^\circ$   
 $c' = 6,80 \text{ kPa}$

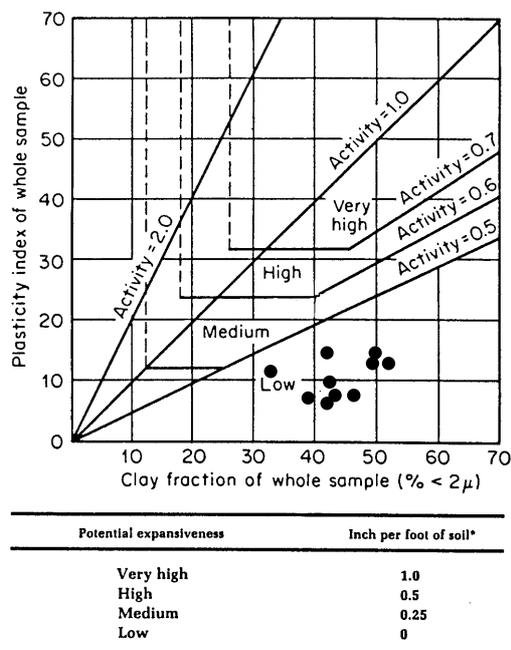


Prove di taglio diretto  
 $c' = 9,9 \text{ kPa}$   
 $\varphi' = 21,6^\circ$

Fig. 4 Risultati delle prove di laboratorio nelle Argille grigio-azzurre (Progetto Definitivo)

### Rigonfiabilità

Le prove di identificazione e classificazione geotecnica (che forniscono un'indicazione indiretta sull'attitudine al rigonfiamento), relative ai campioni alle quote della galleria, indicano una scarsa tendenza al rigonfiamento. Ciò può dedursi, a titolo di esempio, dal grafico della fig. 5 nel quale sono stati riportati i punti rappresentativi dei suddetti campioni.



\*After Van der Merwe (1975).<sup>65b</sup>

Proposed modified chart for determining expansiveness of soils. [From Williams and Donaldson (1980) ; after Van der Merwe (1975) .]

Fig. 5 - Correlazioni per la valutazione delle caratteristiche di rigonfiabilità

### Caratteristiche meccaniche a livello di ammasso

I risultati dei sondaggi carotati hanno messo in vista che la formazione in esame in profondità non è interessata in misura apprezzabile da fessurazioni o altre discontinuità non legate alla natura sedimentaria. Gli stessi giunti di stratificazione in effetti sono apprezzabili solo quando segnati da un velo di sabbia. In tale situazione, i valori delle caratteristiche meccaniche a livello di ammasso, che intervengono nei problemi di interazione terreno-struttura, possono considerarsi sostanzialmente simili a quelli corrispondenti del "litotipo", precedentemente esposte.

Sulla base dell'insieme dei dati di indagine e delle considerazioni precedentemente esposte e interpretando i suddetti valori con una certa cautela, sono stati stimati i seguenti campi di valore dei parametri geotecnici di più diretto interesse.

*Per le porzioni superficiali (fino a 10 m dal p.c.)*

peso di volume	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ;
angolo di attrito	$\varphi' = 20\div 22^\circ$ ;
coesione drenata	$c' = 0\div 10 \text{ kPa}$ ;
modulo di deformabilità	$E' = 30\div 50 \text{ MPa}$ ;
coesione non drenata	$c_u = 100\div 200 \text{ kPa}$ (variabile in funzione della profondità);
modulo di deformabilità non drenato	$E_u = 50\div 100 \text{ MPa}$ (variabile in funzione della profondità).

*Per le porzioni profonde*

peso di volume	$\gamma = 20\div 21 \text{ kN/m}^3$ ;
angolo di attrito	$\varphi' = 25\div 28^\circ$ ;
coesione drenata	$c' = 20\div 50 \text{ kPa}$ ;
modulo di deformabilità	$E' = 80\div 120 \text{ MPa}$ ;
coesione non drenata	$c_u = 300\div 600 \text{ kPa}$ (variabile in funzione della profondità);
modulo di deformabilità non drenato	$E_u = 150\div 300 \text{ MPa}$ (variabile in funzione della profondità).

#### **4.2 COMPLESSO CAOTICO**

Come precedentemente detto tale formazione viene segnalata solo in un lembo isolato nella zona dei primi appoggi del viadotto San Bartolomeo 2. Essa quindi non ha influenze significative sul dimensionamento delle opere d'arte.

Di tale formazione non sono stati raccolti dati geotecnici specifici e quindi in questa sede verranno riportati solo i dati litologici e geologico-strutturali ricavati dal rilevamento in campagna.

Nell'area oggetto di studio la formazione del Complesso Caotico è costituita da alternanze di marne, argille e marne-argillose di colore grigiastro, aventi spessore variabile da 10 a 20 centimetri, in cui si rinvencono livelli decimetrici rosso-vinaccio; sono presenti inoltre argilliti grigie e verdastre, intensamente e sottilmente laminate, nella quale si rinvencono strati centimetrici di calcare marnoso di colore biancastro.

Dal punto di vista geologico il Complesso caotico appartiene ai Depositi della colata gravitativa dell'Aventino-Sangro, la cui l'età di sedimentazione è ancora incerta. Come età di messa in posto è invece da attribuire al periodo compreso tra il Miocene e il Pliocene avendo rinvenuto tali depositi intercalati alle formazioni mio-plioceniche. A causa delle modalità di messa in posto, la formazione ha acquisito una struttura disordinata, fino a caotica, per una molteplicità di disturbi tettonici (faglie, pieghe, colamenti sinsedimentari) che ne hanno complicato e scompaginato l'assetto originario regolarmente stratificato. Alcune parti sono state coinvolte successivamente, in tempi più o meno recenti, da fenomeni franosi che hanno ulteriormente rielaborato la struttura.

Nella parte della formazione più prossima alla superficie, per uno spessore variabile da pochi dm ad alcuni metri, le parti argillitiche risultano generalmente alterate e disfatte, fino a dare origine ad una coltre formata da una matrice limo-argillosa giallastra che ingloba abbondanti scaglie di argilliti, di marne dure e frammenti litoidi di varie dimensioni. Il materiale che forma tale coltre presenta bassa consistenza ed elevata plasticità, particolarmente evidenti nelle zone molto imbibite.

### 4.3 ARGILLE SILTOSE GRIGIE

E' costituita da materiali argillosi di colore grigio e grigio scuro, in strati di spessore prevalentemente centimetrico e subordinatamente decimetrico; localmente con struttura sottilmente laminata.

In superficie, a contatto con gli agenti atmosferici, le argille si presentano fortemente alterate e prive di stratificazione, assumendo una struttura omogenea, mentre superficialmente assumono la tipica struttura a mud crack in conseguenza dell'essiccamento.

Dal punto di vista geologico le argille siltose grigie, relative al Pliocene Inferiore, sono attribuibili alla Formazione Cellino.

Da quanto desumibile dalle stratigrafie dei sondaggi si tratta di materiali sovraconsolidati, fortemente strutturali e rigidi, anche a causa di una certa percentuale di carbonato di calcio (argilliti marnose).

Da materiali di questo tipo risulta difficile prelevare campioni effettivamente indisturbati dai quali ricavare parametri di laboratorio effettivamente rappresentativi del materiale indisturbato.

In effetti non risultano essere stati prelevati campioni dalle porzioni più profonde, verosimilmente a causa dell'elevato stato di consistenza e rigidità dei terreni (valore del pocket superiore a 600 kPa), che non ha consentito l'infissione delle fustelle.

Risultano disponibili invece alcuni campioni prelevati dalle porzioni più superficiali, dove i terreni risultano più alterati e allentati. Si fa riferimento in particolare ai campioni dei sondaggi S5 e S8 che interessano i viadotti San Bartolomeo 2 e Laio.

In questi campioni le percentuali della frazione argillosa sono risultate generalmente comprese nel campo 40÷50% circa e quelle della frazione limosa nel campo 40÷60%. La frazione sabbiosa è generalmente inferiore al 10%. Il peso di volume è risultato tra 19.4 e 20.6 kN/m<sup>3</sup>.

Le prove di taglio diretto su campioni molto superficiale (nei primi 3 m dal p.c.) hanno fornito i seguenti parametri della resistenza a taglio:  $\varphi' = 20^\circ$ ,  $c' = 3$  kPa;  $\varphi' = 20^\circ$ ,  $c' = 7$  kPa.

Tali valori possono considerarsi rappresentativi delle porzioni più superficiali; è da ritenere che nelle porzioni più profonde i valori di coesione aumentino sensibilmente.

Per le porzioni profonde non sono disponibili prove di laboratorio. Le prove SPT eseguite in questi terreni hanno fornito valori di  $N_{SPT}$  sempre molto elevati, generalmente a rifiuto. Tali risultati testimoniano la presenza di materiali sovraconsolidati molto consistenti.

Per una caratterizzazione geotecnica di questa formazione del settore fino alla valle del Torrente Laio, tenuto conto della similitudine con i terreni delle "Argille grigio-azzurre", può farsi riferimento ai valori espressi per questi ultimi, per i quali si dispone di numerosi dati (v. par. 4.1). Poiché è stato verificato che i terreni argillosi della formazione delle "Argille siltose grigie" risultano più consistenti delle "argille grigio-azzurre" tale criterio semplificato appare certamente cautelativo.

Anche per il secondo tratto le caratteristiche del materiale argilloso sono pressoché identiche a quelle sopra descritte. Per i valori numerici relativi alle caratteristiche del terreno si rimanda ai paragrafi 7.1.2.

#### 4.4 TERRENI DETRITICI E ALLUVIONALI

Vengono descritti in questo paragrafo i terreni detritici individuati negli studi geologici e che interessano direttamente le principali opere d'arte.

Si adotterà la stessa terminologia riportata nella Carta Geologica e nella Relazione Geologica.

I *depositi di alluvioni recenti e terrazzati* sono presenti nell'area di fondovalle del T. Laio, in corrispondenza delle scarpate di erosione fluviale.

Sono costituiti da ciottoli e ghiaia calcarei di colore bianco ed avana, di dimensioni decimetriche e centimetriche, immersi in una matrice limo-sabbiosa grigio-avana e terrosa di colore variabile da grigio a marrone.

Le stesse caratteristiche litologiche sono state segnalate per i *depositi alluvionali attuali* che occupano l'alveo del T. Laio.

In alcuni tratti di versante i terreni argillosi del substrato sono coperti da *depositi di versante* costituiti da clasti di colore bianco di dimensioni prevalentemente decimetriche e centimetriche, sub-angolosi e sub-arrotondati; si presentano immersi in una matrice a prevalente componente terrosa di colore marrone-grigio, e subordinatamente a componente sabbiosa bianco-giallastra.

Più in generale i versanti sono coperti da estesi coltri di *depositi eluvio-colluviali* argillo-sabbiosi di colore giallo-ocraceo, derivanti dall'alterazione delle formazioni argillose del substrato.

Per i terreni ghiaiosi e sabbiosi detritici e alluvionali si può fare riferimento al seguente campo di valori dei parametri fisico meccanici:

peso di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ;
angolo di attrito	$\varphi' = 30^\circ$ ;
coesione drenata	$c' = 0$ ;
modulo di deformabilità	$E' = 50 \text{ MPa}$ ;

Per i terreni pluvio-colluviali limo-argillosi si possono stimare parametri di resistenza del tutto analoghi a quelli ricavati per le porzioni più superficiali delle formazioni argillose del substrato, del tutto analoghi dal punto di vista litologico e geotecnico

peso di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ;
angolo di attrito	$\varphi' = 20\div 22^\circ$ ;
coesione drenata	$c' = 0$ ;
modulo di deformabilità	$E' = 20\div 30 \text{ MPa}$ ;

coesione non drenata

$c_u = 50 \div 100$  kPa.

## 5 TIPOLOGIA DELL'OPERA DI FONDAZIONE DEI VIADOTTI E DELLE RELATIVE OPERE PROVVISORIALI

### *Tipologia dell'opera di fondazione*

Tenuto conto delle caratteristiche geotecniche dei terreni argillosi presenti nelle aree interessate dai viadotti e delle posizioni generalmente a mezza costa degli appoggi, sono state previste fondazioni su pali di grande diametro Ø1200 e 1500 mm.

Sono previste varie tipologie di plinto su pali:

#### *Per i viadotti in CAP*

n. 6 pali Ø1200 mm con dimensioni del plinto 6.7x11.2 m

n. 6 pali Ø1200 mm con dimensioni del plinto 7.5x12.0 m

#### *Per i viadotti in acciaio/calcestruzzo*

n. 6 pali Ø1200 mm con dimensioni del plinto 8.0x11.0 m

n. 8 pali Ø1200 mm con dimensioni del plinto 8.8x11.6 m

n. 9 pali Ø1500 mm con dimensioni del plinto 11.5x11.9 m

n. 12 pali Ø1500 mm con dimensioni del plinto 11.5x16.0 m

In tutti i viadotti le spalle sono di tipo scatolare, di varie altezze e dimensioni planimetriche, e sono fondate su pali di diametro 1200 mm.

### *Opere provvisoriali*

Nella gran parte dei casi gli appoggi dei viadotti ricadono su versante e sono posizionati a mezza costa. La quota del plinto è stata studiata in modo da limitare le profondità degli scavi e per tale motivo è stato deciso di garantire una copertura minima al di sopra del plinto in corrispondenza dello spigolo di valle (che risulta quello più scoperto).

Nonostante tali accorgimenti, a causa della posizione a mezza costa degli appoggi, gli scavi necessari per la realizzazione delle fondazioni potranno raggiungere altezza di una certa entità fino ad oltre 5-6 m.

Considerato che nella gran parte dei casi si tratta di pendii in terreni argillosi, le cui condizioni di equilibrio possono essere condizionate in maniera determinante anche da modesti movimenti di terra, è stato deciso di contenere gli scavi con adeguate opere di sostegno in modo da prevenire la comparsa di fenomeni di instabilità.

I tagli a mezza costa saranno sostenuti da paratie di micropali tirantate. I micropali, con diametro di perforazione 220 mm, saranno armati con tubi di acciaio diametro 168.3 mm spessore 12.5 mm e saranno tirantati con tiranti a 3 trefoli. Le teste dei micropali saranno collegate da un cordolo in c.a. di dimensioni 0.5x0.7 m.

La geometria delle paratie è stata studiata per ogni singolo appoggio in modo da contenere al minimo le altezze di scavo e ottimizzare al contempo il comportamento della struttura. Le paratie sono previste a sbalzo, senza tiranti, fino ad altezze massime di circa 3-3.5 m, mentre per altezze maggiori avranno uno o due ordini di tirantature.

Per scavi di altezza modesta (3-4 m al massimo), in condizioni morfologiche favorevoli e in assenza di condizionamenti al contorno (presenza di strade o manufatti) è stato previsto un scavo non sostenuto, profilato con pendenze  $h/b = 2/3$ .

## 6 CRITERI DI CALCOLO DEI VIADOTTI E DELLE RELATIVE OPERE PROVVISORIE

### 6.1 FONDAZIONI SU PALI

#### 6.1.1 Verifica della portanza dei pali di grande diametro alle forze verticali

La portata totale limite del palo singolo ( $Q_u$ ) sottoposto a carichi assiali di compressione è data dalla seguente equazione

$$Q_u = Q_{ub} + Q_{us} - W$$

essendo

$$Q_{ub} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_{ub} \quad \text{portata ultima di base}$$

$$Q_{us} = \pi \cdot D \cdot \int_{z_t}^{z_b} \tau_{us} \cdot dz \quad \text{portata ultima per attrito laterale}$$

- D diametro del palo
- $q_{ub}$  pressione ultima alla base del palo
- $\tau_{us}$  tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo
- $z_b$  profondità della base del palo dal p.c. originario
- $z_t$  profondità della testa del palo dal p.c. originario
- W differenza tra peso del palo e peso del terreno asportato.

Per argille e limi sotto falda la pressione ultima di base è ricavabile dalla seguente espressione

$$q_{ub} = 9 c_u + \gamma \cdot L$$

dove

- $c_u$  resistenza a taglio non drenata del terreno alla base del palo
- L lunghezza utile del palo;
- $\gamma$  peso di volume dei terreni.

Il valore di adesione laterale è stato calcolato con la relazione proposta da Reese e Wright (1977)

$$\tau_{us} = \alpha \cdot c_u$$

dove  $\alpha$  coefficiente empirico

Per il valore di  $\alpha$  si è fatto riferimento ai valori indicati nelle Raccomandazioni AGI, 1988

- $\alpha = 0,9$  per  $c_u \leq 25$  kPa
- $\alpha = 0,8$  per  $c_u = 25 \div 50$  kPa
- $\alpha = 0,6$  per  $c_u = 50 \div 75$  kPa
- $\alpha = 0,4$  per  $c_u \geq 75$  kPa

Le espressioni dei due contributi in presenza di terreni granulari e in condizioni drenate sono le seguenti:

Per la resistenza alla punta:

$$Q_{ub} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot N_q^* \cdot \sigma'_{vL}$$

Per la resistenza laterale:

$$Q_{us} = \pi \cdot D \cdot \int_0^L (K \cdot \text{tg} \delta \cdot \sigma'_v) dz$$

in cui:

- $N_q^*$  coefficiente adimensionale desumibile da abachi (v. Berezantzev, 1965) con riferimento all'insorgere delle deformazioni plastiche alla punta;
- K coefficiente adimensionale che esprime il rapporto tra la tensione normale alla superficie laterale del fusto agente alla profondità z e la tensione verticale alla stessa profondità; nel caso in esame per K è stato assunto un valore 0.6;
- $\delta$  angolo di attrito tra il terreno e la superficie laterale del palo; per pali trivellati di grande diametro viene suggerito di assumere  $\delta = \varphi$  (angolo di attrito interno del terreno).

E' stato verificato che il coefficiente di sicurezza globale fosse sempre superiore al valore minimo di norma  $F \geq 2.5$ .

Per tutti i pali è stato altresì verificato che vi fosse un coefficiente di sicurezza  $F' \geq 1.3$  con riguardo alla sola resistenza lungo il fusto, allo scopo di mantenere bassi i valori dei cedimenti.

### 6.1.2 Verifica dei pali alle forze orizzontali

Il comportamento del palo singolo sottoposto a forze orizzontali è stata analizzato con il metodo di Matlock & Reese. Nel caso di piccoli spostamenti orizzontali il comportamento del palo singolo, nei confronti di carichi trasversali, può essere trattato risolvendo la seguente equazione differenziale in campo lineare

$$E_p \cdot I_p \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} - E_s \cdot y = 0$$

essendo:

$E_p, I_p$  = modulo elastico e momento d'inerzia del palo

$E_s$  = modulo di reazione orizzontale secante del terreno

z = coordinata generica lungo il palo con origine alla testa del palo

Nel caso di:

- pali interamente immersi in un terreno omogeneo;
- pali caricati in testa da una forza orizzontale V e da un momento M di incastro dovuto alla traslazione del plinto senza rotazione;

si ottengono le seguenti espressioni generali:

*spostamento orizzontale lungo il fusto del palo*

$$y_z = \frac{A_y \cdot V \cdot T^3}{E \cdot I} + \frac{B_y \cdot M \cdot T^2}{E \cdot I}$$

*rotazione lungo il fusto del palo*

$$\vartheta_z = \frac{A_s \cdot V \cdot T^2}{E \cdot I} + \frac{B_s \cdot M \cdot T}{E \cdot I}$$

*momento flettente lungo il fusto del palo*

$$M_z = A_m \cdot V \cdot T + B_m \cdot M$$

*taglio lungo il fusto del palo*

$$V_z = A_v \cdot V + \frac{B_v \cdot M}{T}$$

*reazione orizzontale del terreno*

$$p_z = \frac{A_p \cdot V}{T} + \frac{B_p \cdot M}{T^2}$$

dove:

$A_y, B_y, A_s, B_s, A_m, B_m, A_v, B_v, A_p, B_p$  = coefficienti adimensionali

$E, I$  = modulo elastico e momento d'inerzia del palo

$T = (EI/E_s)^{1/4}$  fattore di rigidità nel caso di  $E_s$  costante con la profondità.

I coefficienti adimensionali sopra indicati sono funzione della flessibilità relativa, rappresentata dai rapporti  $Z_{max} = L/T$  e  $Z = z/T$ , essendo  $L$  la lunghezza del palo e  $z$  la profondità generica riferita alla testa del palo. Nel caso di  $E_s$  costante con la profondità e di pali flessibili ( $z/T > 10$ ) i coefficienti adimensionali sono ricavabili dalla tabella 6.1.

Per la scelta del valore di  $E_s$  in terreni argillosi si è fatto riferimento alle relazioni proposte da Elson (1984):  $E_s = 400 c_{um}$  con  $c_{um}$  uguale alla coesione non drenata media tra la profondità della testa del palo ( $z_t$ ) e  $z_t + 3 \div 4$  volte il diametro del palo.

Nel caso di pali impediti di ruotare in testa, il momento di incastro può essere calcolato imponendo nulla la rotazione  $\vartheta_0$  alla testa del palo. Successivamente, con i valori di  $V$  e  $M_t$ , si procede al calcolo utilizzando le espressioni sopra riportate.

Tab. 6.1 Coefficienti adimensionali  $A_y$ ;  $B_y$ ;  $A_s$ ;  $B_s$ ;  $A_m$ ;  $B_m$ ;  $A_v$ ;  $B_v$  per  $E_s=cost$  e  $Z_{max}=10$

Z	$A_y$	$A_s$	$A_m$	$A_v$	$B_y$	$B_s$	$B_m$	$B_v$
0.0	1.412	-0.998	0.000	1.000	0.998	-1.412	1.000	0.000
0.1	1.313	-0.993	0.093	0.864	0.861	-1.313	0.995	-0.093
0.2	1.214	-0.980	0.173	0.738	0.735	-1.214	0.981	-0.173
0.3	1.117	-0.959	0.240	0.621	0.618	-1.117	0.960	-0.240
0.4	1.022	-0.932	0.297	0.514	0.512	-1.022	0.933	-0.297
0.5	0.930	-0.900	0.343	0.416	0.414	-0.930	0.901	-0.343
0.6	0.842	-0.864	0.380	0.328	0.326	-0.842	0.865	-0.380
0.7	0.758	-0.824	0.409	0.248	0.246	-0.758	0.825	-0.409
0.8	0.677	-0.783	0.430	0.176	0.174	-0.677	0.783	-0.430
0.9	0.601	-0.739	0.444	0.112	0.110	-0.601	0.739	-0.444
1.0	0.529	-0.694	0.452	0.056	0.054	-0.529	0.694	-0.452
1.2	0.400	-0.603	0.453	-0.037	-0.039	-0.400	0.603	-0.453
1.4	0.288	-0.514	0.438	-0.106	-0.107	-0.288	0.514	-0.438
1.6	0.194	-0.429	0.412	-0.154	-0.155	-0.194	0.428	-0.412
1.8	0.116	-0.350	0.378	-0.185	-0.185	-0.116	0.349	-0.378
2.0	0.054	-0.278	0.339	-0.201	-0.202	-0.054	0.277	-0.339
2.5	-0.047	-0.134	0.236	-0.200	-0.201	0.047	0.134	-0.236
3.0	-0.088	-0.040	0.144	-0.164	-0.165	0.088	0.039	-0.144
3.5	-0.093	0.014	0.074	-0.118	-0.118	0.093	-0.014	-0.074
4.0	-0.079	0.038	0.026	-0.074	-0.074	0.079	-0.030	-0.026
4.5	-0.059	0.043	-0.002	-0.040	-0.040	0.059	-0.043	0.002
5.0	-0.038	0.038	-0.016	-0.016	-0.016	0.038	-0.038	0.016
10.0	0.000	-0.002	0.000	0.000	-0.002	-0.003	0.000	0.000

### 6.1.3 Calcolo dei cedimenti verticali del gruppo di pali

I cedimenti della palificata sono stati calcolati con il metodo di Horikoshi & Randolph (1999), definito "metodo del palo equivalente".

Il metodo del palo equivalente consiste nel sostituire il gruppo di pali ed il terreno interposto con un unico palo equivalente; quest'ultimo viene scelto con la stessa lunghezza del gruppo di pali e con un diametro equivalente  $d_e$ .

Il cedimento è definito dalla seguente espressione

$$s = \frac{N}{G' \cdot r_{eq}} \frac{1 + \frac{1}{\pi \cdot \lambda} \cdot \frac{4}{(1-\nu)} \cdot \frac{\tanh(\mu \cdot \lambda)}{\mu \cdot \lambda} \cdot \frac{L}{r_{eq}}}{\frac{4}{(1-\nu)} + \frac{2 \cdot \pi}{\zeta} \cdot \frac{\tanh(\mu \cdot \lambda)}{\mu \cdot \lambda} \cdot \frac{L}{r_{eq}}}$$

Dove  $r_{eq}$  raggio equivalente del pozzo ( $r_{eq} = d_{eq}/2$ ) è ricavato dalla

$$d_{eq} = \frac{2 \cdot \sqrt{A_g}}{\sqrt{\pi}}$$

in cui  $A_g$  rappresenta l'area di base della palificata supposta un blocco unico.

$N$  = carico verticale agente sul gruppo di pali.

$G'$  = modulo di taglio "operativo" alla profondità  $2/3 L$

$\nu$  = coefficiente di Poisson

$$\mu \cdot L = \frac{\sqrt{\frac{2}{\zeta \cdot \lambda}} \cdot L}{r_{eq}} \quad E_{eq} = E_s' + (E_p - E_s') \cdot \frac{A_{tp}}{A_g}$$

$L$  = lunghezza dei pali

$\lambda = E_{eq}/G'$

$A_{tp}$  = area di base complessiva dei pali

$E_s'$  = modulo elastico del terreno alla profondità  $2/3 L$

$E_p$  = modulo elastico dei pali

$$\zeta = \ln \frac{r_m}{r_{eq}}$$

$r_m$  = raggio di influenza (v. formule seguenti)

$$L/d_{eq} > 5$$

$$L/d_{eq} < 5$$

$$\zeta = \ln \frac{r_m}{r_{eq}} = \ln \left[ 2.5 \cdot (1-\nu) \cdot \frac{L}{r_{eq}} \right]$$

$$\zeta = \ln \frac{r_m}{r_{eq}} = \ln \left[ 5 + 2.5 \cdot (1-\nu) \cdot \frac{L}{r_{eq}} \right]$$

*Formule per la valutazione di  $r_m$  secondo Horikoshi & Randolph (1999)*

## 6.2 OPERE PROVVISORIALI. VERIFICA DELLE PARATIE DI MICROPALI

La verifica geotecnica delle paratie è stata effettuata mediante il codice di calcolo agli elementi finiti PARATIE - C.E.A.S.. La paratia di micropali è stata schematizzata mediante elementi finiti lineari tipo trave, definiti nel piano da un nodo iniziale ed uno finale e dalle caratteristiche inerziali della sezione trasversale. Ogni nodo dell'elemento possiede due gradi di libertà: la traslazione in direzione orizzontale e la rotazione intorno a un asse ortogonale al piano di riferimento.

Il momento di inerzia per metro di paratia è stato valutato sulla base delle caratteristiche inerziali del tubo di armatura dei micropali utilizzati ( $i = 1.87 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$ ) e dell'interasse dei pali stessi. Il calcolo

dello spessore equivalente della paratia ( $t_{eq}$ ) è stato effettuato omogeneizzando rispetto alla camicia esterna in calcestruzzo con le seguenti formule

$$J_{eq} = \frac{E_1 J_1 + E_2 J_2}{E_{om}} \cdot N \quad t_{eq} = \sqrt[3]{12 J_{eq}}$$

indicando con:

$E_1, E_2$  i moduli elastici dei due materiali

$E_{om}$  il modulo elastico del materiale scelto per l'omogeneizzazione

$J_1, J_2$  i momenti d'inerzia

$N$  il numero di pali per unità di profondità della paratia

$t$  lo spessore equivalente

I tiranti sono stati schematizzati mediante elementi monodimensionali elastici. Tali elementi sono caratterizzati da una rigidezza assiale definita da:

$$K_t = E \cdot A / (L \cdot i)$$

dove

$E$  = modulo di elasticità dell'acciaio (trefolo dei tiranti)

$A$  = area della sezione trasversale dei trefoli

$L$  = lunghezza della parte libera dei trefoli

$i$  = interasse dei tiranti

Il terreno è stato schematizzato mediante elementi monodimensionali tipo molla, connessi alla paratia in ogni suo nodo. Il comportamento meccanico della molla è elasto-plastico: essa reagisce elasticamente fino ai valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del verso dello spostamento, alla pressione attiva o rispettivamente passiva del terreno.

In base alle componenti di sforzo efficace verticali e orizzontali, si definisce per ciascuna profondità una funzione di plasticità, che a sua volta definisce lo stato nel quale si trova l'elemento che schematizza il terreno. In particolare, sono possibili due stati distinti: una prima fase elastica, nella quale il terreno ha un comportamento perfettamente elastico nei confronti delle forze applicate, e una fase plastica, in cui il terreno è sottoposto ad uno stato di sollecitazione non più compatibile con la resistenza a rottura.

Il criterio di resistenza adottato è quello di Mohr Coulomb. Nelle condizioni di plasticità vengono raggiunte le condizioni di spinta attiva o passiva rispettivamente per decrementi o incrementi di tensione.

La deformabilità della molla risulta funzione dello stato tensionale a cui risulta sottoposta: quando questo si trova in campo elastico essa è interamente definita dall'espressione della rigidezza della molla:

$$K = E \cdot D / L$$

dove il significato dei simboli è il seguente:

$E$  = modulo di elasticità del terreno

$L$  = lunghezza della molla

$D$  = interasse tra le singole molle

La lunghezza della molla L è variabile in funzione delle dimensioni della zona di terreno coinvolta nel movimento, sia in condizioni di spinta attiva che di spinta passiva. L'interasse D delle molle è stato posto nei calcoli pari a 0.2 m.

Lo stato tensionale iniziale della molla, nelle condizioni precedenti alle operazioni di scavo e/o all'applicazione di qualsiasi azione esterna sulla paratia, è funzione della tensione verticale litostatica secondo il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ , attraverso la relazione  $\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$

Nelle condizioni successive alle operazioni di scavo, o alla applicazione di azioni esterne sulla struttura, le reazioni offerte dalla molla si incrementano o diminuiscono (a seconda del verso della deformazione) raggiungendo al limite le tensioni corrispondenti alle condizioni di spinta attiva o passiva, rispettivamente per decrementi o incrementi di tensione

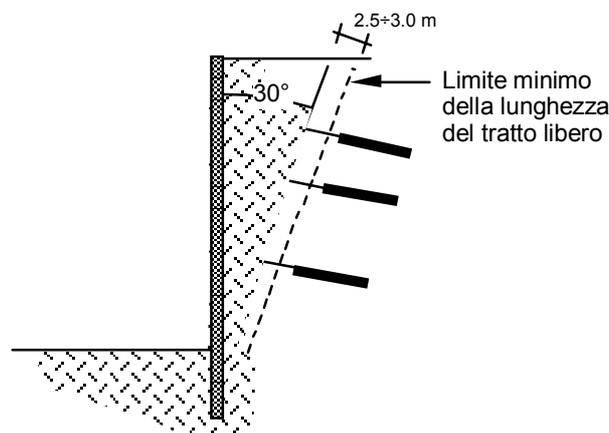
Per la valutazione di  $K_0$  si è utilizzata l'espressione  $K_0 = 1 - \text{sen } \varphi'$ .

Per i coefficienti di spinta attiva e passiva  $K_a$  e  $K_p$  sono state utilizzate, per ciascun terreno, le espressioni fornite da Caquot e Kerisel, ipotizzando un angolo di attrito tra il terreno e la struttura pari a  $\delta = 1/2 \varphi$ .

#### *Predimensionamento dei tiranti*

##### *i) Lunghezza del tratto libero ( $L_L$ )*

Il dimensionamento del tratto libero del tirante è stato effettuato con il criterio suggerito dalla normativa inglese (BS 8081, 1989) secondo lo schema della figura seguente.



*Schema del meccanismo di rottura utilizzato per la definizione della lunghezza del tratto libero dei tiranti.*

##### *ii) Lunghezza del bulbo (o fondazione) : $L_F$*

La lunghezza minima del bulbo in funzione del tiro di progetto è espressa dalla relazione

$$L_F = \frac{N_p \cdot F_s}{\pi \cdot D \cdot \tau_{lim}} (m)$$

dove

$N_p$  tiro di progetto  
 $F_s$  coefficiente di sicurezza  
 $D$  diametro del bulbo di ancoraggio  
 $\tau_{lim}$  adesione limite bulbo-terreno

## 7 VERIFICHE DELLE FONDAZIONI DEI VIADOTTI E DELLE RELATIVE OPERE PROVVISORIALI

### 7.1 SCHEMI GEOTECNICI UTILIZZATI PER LE VERIFICHE

#### 7.1.1 Viadotti Giardino, Guardiagrele, San Bartolomeo 1 e 2, Laio

Per questi viadotti è stata accertata una sostanziale omogeneità delle condizioni di fondazione. Nel sottosuolo di queste zone sono presenti infatti formazioni argillose sovraconsolidate (Argille grigio-azzurre e Argille siltose grigie) La formazione delle Argille grigio-azzurre interessa i Viadotti Giardino, Guardiagrele e San Bartolomeo 1, mentre la formazione delle Argille siltose grigie interessa i viadotti San Bartolomeo 2 e Laio. Come esposto nel capitolo relativo alla caratterizzazione geotecnica dei terreni le due formazioni possono considerarsi analoghe dal punto di vista tecnico.

La Formazione del Complesso Caotico interessa solo parzialmente alcuni appoggi del viadotto San Bartolomeo 2 e, tenuto conto anche delle analogie delle caratteristiche litologiche e geotecniche, essa potrà non essere presa a riferimento per il dimensionamento preliminare delle fondazioni richiesto per il Progetto Definitivo.

Per il dimensionamento delle fondazioni è stato adottato uno schema di terreno stratificato, costituito dalle argille del substrato caratterizzata da vari gradi di alterazione procedendo in profondità.

Per la definizione degli schemi si è tenuto conto dei risultati dei sondaggi e delle prove geofisiche che hanno permesso di definire diversi strati di alterazione.

Sono stati definiti tre strati sub-paralleli al piano di campagna

*Da 0 a 5 m argille molto alterate*

peso di volume  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ;

resistenza a taglio non drenata  $c_u = 50 \text{ kPa}$ ;

*Da 5 a 10 m argille mediamente alterate*

peso di volume  $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$ ;

resistenza a taglio non drenata  $c_u = 100-200 \text{ kPa}$ ;

*Da 10 a 30 m argille poco alterate o integre*

peso di volume  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ;

resistenza a taglio non drenata  $c_u = 200-300 \text{ kPa}$ .

### 7.1.2 Viadotti Acquarossa, Pietrapiano, Ciatini

Per questi viadotti sono state accertate piccole difformità delle condizioni di fondazione. Nel sottosuolo di queste zone sono presenti infatti formazioni argillose sovraconsolidate (Argille grigio-azzurre e Argille siltose grigie) Come esposto nel capitolo relativo alla caratterizzazione geotecnica dei terreni le due formazioni possono considerarsi analoghe dal punto di vista tecnico.

Per il dimensionamento delle fondazioni è stato adottato uno schema di terreno stratificato, costituito dalle argille del substrato caratterizzata da vari gradi di alterazione procedendo in profondità.

Per la definizione degli schemi si è tenuto conto dei risultati dei sondaggi e delle prove geofisiche che hanno permesso di definire diversi strati di alterazione

#### 7.1.2.1 Viadotto Acquarossa

*Da 0 a 2 m terreno di riporto*

peso di volume  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ;

resistenza a taglio non drenata  $c_u = 0 \text{ kPa}$ ;

*Da 2 a 10 m ghiaie in matrice limosa e sabbiosa*

peso di volume  $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$ ;

resistenza a taglio non drenata  $c_u = 0 \text{ kPa}$ ;

*Da 10 a 13 m argille poco alterate o integre*

peso di volume  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ;

resistenza a taglio non drenata  $c_u = 100 \text{ kPa}$ .

*Da 13 a 30 m argille poco alterate o integre*

peso di volume  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ;

resistenza a taglio non drenata  $c_u = 300 \text{ kPa}$ .

#### 7.1.2.2 Viadotto Pietrapiano

*Da 0 a 2 m terreno di riporto*

peso di volume  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ ;

resistenza a taglio non drenata  $c_u = 0 \text{ kPa}$ ;

*Da 2 a 8 m alternanze di sabbie limose e limi sabbiosi poco consistenti*

peso di volume  $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$ ;

resistenza a taglio non drenata  $c_u = 0 \text{ kPa}$ ;

*Da 8 a 15 m argille poco alterate o integre*

peso di volume  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ;

resistenza a taglio non drenata  $c_u = 100$  kPa.

*Da 15 a 30 m argille poco alterate o integre*

peso di volume  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>;

resistenza a taglio non drenata  $c_u = 300$  kPa.

### 7.1.2.3 Viadotto Catini

*Da 0 a 3 m terreno di riporto*

peso di volume  $\gamma = 18$  kN/m<sup>3</sup>;

resistenza a taglio non drenata  $c_u = 0$  kPa;

*Da 3 a 9 m alternanze di sabbie limose e limi sabbiosi poco consistenti*

peso di volume  $\gamma = 18.00$  kN/m<sup>3</sup>;

resistenza a taglio non drenata  $c_u = 0$  kPa;

*Da 9 a 16 m argille poco alterate o integre*

peso di volume  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>;

resistenza a taglio non drenata  $c_u = 100$  kPa.

*Da 16 a 30 m argille poco alterate o integre*

peso di volume  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>;

resistenza a taglio non drenata  $c_u = 300$  kPa.

## 7.2 CARICHI AGENTI E RISULTATI DELLE VERIFICHE

Per la definizione dei carichi agenti in fondazione e per i risultati delle verifiche delle fondazioni si rimanda nel dettaglio alle Relazioni di calcolo delle singole opere. In questo paragrafo viene riportato, per ogni viadotto, il calcolo delle pile maggiormente sollecitate. Tali risultati sono riassunti nella tabella seguente. I carichi riportati si riferiscono agli stati di limite di esercizio nelle condizioni di carico più gravose (statiche o sismiche a secondo del tipo di appoggio). I carichi relativi alle combinazioni di carico sismiche sono state distinte con il simbolo ( $^{\circ}$ ). Le verifiche sono state sviluppate con l'ausilio di un foglio di calcolo elettronico. I relativi tabulati di calcolo sono riportati in appendice.

Tab. 7.1 Risultati delle verifiche

### LUNGHEZZA DEI PALI

Viadotto	Appoggio	L pali (m)	D pali (mm)	Carichi sul palo $N_{max}$ (kN)	Coefficiente di sicurezza	
					$F_s$ tot	$F_s$ lat
Viad. Giardino	Spalla B	30	1200	4414	2.50	1.75
V. Guardiagrele	Pila	24	1200	3221	2.70	1.71
V. S. Bartolomeo I	Pila 6	30	1200	4402	2.51	1.75
	Pila 3	28	1500	5749( $^{\circ}$ )	2.54	1.64
V. S. Bartolomeo II	Pila cap fissa	25	1200	3347	2.71	1.75
	Pila cap mobile	24	1200	4696	2.64	1.67
Viadotto Laio	Pila 12	31	1200	4533 ( $^{\circ}$ )	2.50	1.78
	Pila 6	30	1500	5910 ( $^{\circ}$ )	2.56	1.67
Viadotto Acquarossa	Spalla A-B	25	1200	2503 (*)	2.68	1.93
	Pila	26	1200	2663 (*)	2.50	1,83
Viadotto Pietrapiano	SpallaA-B	25	1200	2476 (*)	2.54	1.80
	Pila Mob.					
	Pila Fissa	38	1200	3943 (*)	2.56	2.25
Viadotto Ciatini	Spalla A-B	31	1200	3082 (*)	2.50	1,99
	Pila Mob					
	Pila Fissa	44	1200	4488 (*)	2.56	2.35

I valori contrassegnati con (\*) derivano da carichi di esercizio

**VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI**

Viadotto	Appoggi o	L pali (m)	D pali (mm)	Verifica Matlock e Reese		
				H <sub>max</sub> (kN)	M <sub>max</sub> (kNm)	δ <sub>h</sub> (mm)
Viad. Giardino	Spalla B	30	1200	820 (°)	1859	6
V. Guardiagrele	Spalla A	24	1200	526 (°)	1193	4
V. S. Bartolomeo I	Spalla A	25	1200	697 (°)	1580	5
V. S. Bartolomeo II	Spalla A	25	1200	743 (°)	1685	5.5
Viadotto Laio	Spalla B	27	1200	813 (°)	1843	6
				Verifica Winkler		
Viadotto Acquarossa	Spalla A	25	1200	1485 (°)	2644	
Viadotto Pietrapiano	Spalla A	25	1200	1501 (°)	2672	
Viadotto Ciatini	Spalla A	31	1200	1847 (°)	3288	

(°) Condizioni sismiche

### 7.3 VERIFICHE DELLE OPERE PROVVISORIALI

Per la verifica delle paratie di micropali (costituenti le opere di sostegno degli scavi di fondazione dei viadotti) si è fatto riferimento ad uno schema geotecnico che approssima, con criterio cautelativo, l'insieme delle situazioni da affrontare.

Con riferimento ai viadotti Guardiagrele, Giardino, San Bartolomeo I e II e Laio, che ricadono in situazioni geotecniche simili, si è fatto riferimento ad uno schema di terreno stratificato con i seguenti parametri di resistenza.

#### *Da 0 a 3 m argille molto alterate*

peso di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ;
angolo di attrito (tens. effettive)	$\varphi' = 20^\circ$ ;
coesione drenata	$c' = 0 \text{ kPa}$ ;
modulo di deformabilità	$E' = 10 \text{ MPa}$ ;

#### *Da 3 a 8 m argille mediamente alterate*

peso di volume	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ;
angolo di attrito (tens. effettive)	$\varphi' = 22^\circ$ ;
coesione drenata	$c' = 5 \text{ kPa}$ ;
modulo di deformabilità	$E' = 20 \text{ MPa}$ ;

#### *Da 8 a 15 m argille poco alterate*

peso di volume	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ;
angolo di attrito (tens. effettive)	$\varphi' = 25^\circ$ ;
coesione drenata	$c' = 10 \text{ kPa}$ ;
modulo di deformabilità	$E' = 30 \text{ MPa}$ ;

I livelli piezometrici sono stati considerati alla profondità di 3 m dal p.c..

I risultati delle analisi (in termini di momenti flettenti e sforzi di taglio sulla paratia e di deformazioni) sono riportati in appendice.

Con le ipotesi di calcolo suddette, il coefficiente di sicurezza della paratia, valutato in termini di rapporto di mobilitazione della spinta passiva (rapporto tra la risultante della resistenza per spinta passiva del terreno e risultante delle spinte), risulta pari a 1.5.

Come precedentemente detto, il coefficiente di sicurezza è stato calcolato nelle condizioni di scavo più gravose, corrispondenti ad una altezza di paratia pari a 6.5 m. In realtà è previsto che l'altezza libera resterà, per tempi relativamente lunghi, dell'ordine di 5-6 metri e che l'ulteriore approfondimento venga realizzato all'atto dell'esecuzione del plinto, e mantenuto per il tempo strettamente necessario per il getto della fondazione. Il coefficiente di sicurezza raggiunto è perciò da ritenere adeguato.

Con riguardo ai tiranti è stata effettuata una verifica preliminare della lunghezza del bulbo necessaria a garantire l'adesione con il terreno di ancoraggio. Tali previsioni dovranno essere confermate, sia in sede di Progetto Esecutivo, sia in corso di esecuzione, con appositi campi-prova nei quali potranno essere definiti nel dettaglio le caratteristiche della tirantatura.

Per i tiranti più profondi, assumendo un diametro del bulbo di 180 mm, il taglio limite  $\tau_{lim} = 150$  kPa, il coefficiente di sicurezza  $F_s = 2$  (considerando il carattere di provvisorialità della tirantatura) e un tiro di progetto pari a 350 kN (v. tabulati di calcolo) risulta

$$L_F = \frac{350 \cdot 2}{\pi \cdot 0.18 \cdot 150} = 8.2m$$

Per i tiranti più superficiali, con taglio limite  $\tau_{lim} = 100$  kPa e un tiro di progetto pari a 230 kN risulta

$$L_F = \frac{230 \cdot 2}{\pi \cdot 0.18 \cdot 100} = 8.1m$$

## 8 APPENDICE

### VERIFICA DEI PALI ALLE FORZE VERTICALI

Viadotto Giardino Spalla B. Pali 1200 mm

Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls

parametri geometrici del palo					
profondità testa palo	t.p	0	diametro	d.p	1,20
profondità punta palo	S <sub>t</sub>	30	perimetro	p.p	3,77
lunghezza utile palo	L <sub>u</sub>	30	area	a.p	1,13
profondità falda	H <sub>f</sub>	3,5	L <sub>u</sub> /d.p		25,00

convenzione	
condizioni drenate	1
condizioni non drenate	0
unità di misura [t,m]	

input di calcolo
output di calcolo
default
risultati

Strato 1	
H <sub>0</sub>	0
H <sub>1</sub>	5
S <sub>1</sub>	5
L <sub>u,1</sub>	5
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>1</sub>	1,9
φ <sub>1</sub>	0
c <sub>1</sub>	0,0
K <sub>1</sub>	0,5
c <sub>u,1</sub>	5,0
q <sub>a,1</sub>	4,0
q <sub>a,1max</sub>	4,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>1</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	22,63
<b>Qs.1</b>	<b>75,40</b>

Strato 2	
H <sub>1</sub>	5
H <sub>2</sub>	15
S <sub>2</sub>	10
L <sub>u,2</sub>	10
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>2</sub>	2,00
φ <sub>2</sub>	0
c <sub>2</sub>	0,0
K <sub>2</sub>	0,5
c <sub>u,2</sub>	10,0
q <sub>a,2</sub>	4,0
q <sub>a,2max</sub>	4,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>2</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	130,00
<b>Qs.2</b>	<b>150,80</b>

Strato 3	
H <sub>2</sub>	15
H <sub>3</sub>	infinito
S <sub>3</sub>	infinito
L <sub>u,3</sub>	15
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>3</sub>	2,0
φ <sub>3</sub>	0
c <sub>3</sub>	0,0
K <sub>3</sub>	0,5
c <sub>u,3</sub>	25,0
q <sub>a,3</sub>	10,0
q <sub>a,3max</sub>	10,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>3</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	382,50
<b>Qs.3</b>	<b>565,49</b>

Parametri di output	
Sv efficace	33,00
Sv totale	69,50
Berezantzev	
L/D=Lu/d.p.	531,67
L/D=4	517,79
L/D=32	536,29
fattori adimensionali	
N <sub>q</sub>	0,0
N <sub>c</sub>	0,0
N <sub>c,u</sub>	9,0
resistenza alla punta	
Qp <sub>d</sub>	0,00
Qp <sub>u</sub>	333,07
<b>Qp</b>	<b>333,07</b>

<b>Resistenza laterale</b>
<b>Qs.t = ΣQs.i</b>
791,68

<b>Resistenza punta</b>
<b>Qp</b>
333,07

<b>Carico limite</b>
<b>Qlim = Qs.t + Qp</b>
1124,75

<b>Carico ammissibile</b>
<b>Qamm = Qlim / 2.5</b>
449,90

Dati di input

Strato 1		Strato 2		Strato 3		Geometria del palo	
H.0	= 0,0	H.1	= 5,0	H.2	= 15,0	d.p	= 1,2
H.1	= 5,0	H.2	= 15,0	H.3	= infinito	t.p	= 0,0
S.1	= 5,0	S.2	= 10,0	S.3	= infinito	S <sub>t</sub>	= 30,0
Lu.1	= 5,0	Lu.2	= 10,0	Lu.3	= 15,0	Lu	= 30,0
γ1	= 1,9	γ2	= 2,00	γ3	= 2,0	W'	= 20,4
φ1	= 0	φ2	= 0	φ3	= 0		
c1	= 0,0	c2	= 0,0	c3	= 0,0		
c <sub>u,1</sub>	= 5,0	c <sub>u,2</sub>	= 10,0	c <sub>u,3</sub>	= 25,0		
q <sub>a1,max</sub>	= 4,0	q <sub>a2,max</sub>	= 4,0	q <sub>a3,max</sub>	= 10,0		
K1	= 0,5	K2	= 0,5	K3	= 0,5		

Calcolo del carico limite del palo

tensioni alla base del palo

σv efficace = 33,00  
σv totale = 69,50

fattori adimensionali

Nq Berezantzev = 0,0  
Nc = 0,0  
Nc,u = 9,0

resistenza laterale

Qs.1 = 75,40  
Qs.2 = 150,80  
Qs.3 = 565,49  
ΣQs.i = 791,68

resistenza alla punta

Qp = 333,07

carico limite

Qlim = ΣQs.i + Qp = 1124,75

carico ammissibile

Qamm = Qlim / 2,5 = 449,90

carico agente

Qag = 441,40

coefficiente di sicurezza

F<sub>stat</sub> = (Qlim-W')/Qag = 2,50  
F<sub>stat</sub> = (Qs-W')/Qag = 1,75

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

Viadotto Guardiagrele. Pila. Pali 1200 mm

Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls

parametri geometrici del palo					
profondità testa palo	t.p	0	d.p	1,20	
profondità punta palo	S <sub>t</sub>	24	perimetro	p.p	3,77
lunghezza utile palo	L <sub>u</sub>	24	area	a.p	1,13
profondità falda	H <sub>f</sub>	3,5	L <sub>u</sub> /d.p	20,00	

convenzione	
condizioni drenate	1
condizioni non drenate	0
unità di misura [t,m]	

input di calcolo
output di calcolo
default
risultati

Strato 1	
H <sub>0</sub>	0
H <sub>1</sub>	5
S <sub>1</sub>	5
L <sub>u,1</sub>	5
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>1</sub>	1,9
φ <sub>1</sub>	0
c <sub>1</sub>	0,0
K <sub>1</sub>	0,5
c <sub>u,1</sub>	5,0
q <sub>a,1</sub>	4,0
q <sub>a,1max</sub>	4,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>1</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	22,63
<b>Qs.1</b>	<b>75,40</b>

Strato 2	
H <sub>1</sub>	5
H <sub>2</sub>	15
S <sub>2</sub>	10
L <sub>u,2</sub>	10
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>2</sub>	2,00
φ <sub>2</sub>	0
c <sub>2</sub>	0,0
K <sub>2</sub>	0,5
c <sub>u,2</sub>	10,0
q <sub>a,2</sub>	4,0
q <sub>a,2max</sub>	4,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>2</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	130,00
<b>Qs.2</b>	<b>150,80</b>

Strato 3	
H <sub>2</sub>	15
H <sub>3</sub>	infinito
S <sub>3</sub>	infinito
L <sub>u,3</sub>	9
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>3</sub>	2,0
φ <sub>3</sub>	0
c <sub>3</sub>	0,0
K <sub>3</sub>	0,5
c <sub>u,3</sub>	25,0
q <sub>a,3</sub>	10,0
q <sub>a,3max</sub>	10,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>3</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	202,50
<b>Qs.3</b>	<b>339,29</b>

Parametri di output	
Sv efficace	27,00
Sv totale	57,50
Berezantzev	
L/D=Lu/d.p.	528,36
L/D=4	517,79
L/D=32	536,29
fattori adimensionali	
N <sub>q</sub>	0,0
N <sub>c</sub>	0,0
N <sub>c,u</sub>	9,0
resistenza alla punta	
Qp <sub>d</sub>	0,00
Qp <sub>u</sub>	319,50
<b>Qp</b>	<b>319,50</b>

<b>Resistenza laterale</b>
<b>Q<sub>s,t</sub> = ΣQ<sub>s,i</sub></b>
<b>565,49</b>

<b>Resistenza punta</b>
<b>Q<sub>p</sub></b>
<b>319,50</b>

<b>Carico limite</b>
<b>Q<sub>lim</sub> = Q<sub>s,t</sub> + Q<sub>p</sub></b>
<b>884,99</b>

<b>Carico ammissibile</b>
<b>Q<sub>amm</sub> = Q<sub>lim</sub> / 2.5</b>
<b>353,99</b>

Dati di input

Strato 1	Strato 2	Strato 2	Geometria del palo
H.0 = 0,0	H.1 = 5,0	H.2 = 15,0	d.p = 1,2
H.1 = 5,0	H.2 = 15,0	H.3 = infinito	t.p = 0,0
S.1 = 5,0	S.2 = 10,0	S.3 = infinito	St = 24,0
Lu.1 = 5,0	Lu.2 = 10,0	Lu.3 = 9,0	Lu = 24,0
γ1 = 1,9	γ2 = 2,00	γ3 = 2,0	W' = 16,3
φ1 = 0	φ2 = 0	φ3 = 0	
c1 = 0,0	c2 = 0,0	c3 = 0,0	
c <sub>u,1</sub> = 5,0	c <sub>u,2</sub> = 10,0	c <sub>u,3</sub> = 25,0	
q <sub>a1,max</sub> = 4,0	q <sub>a2,max</sub> = 4,0	q <sub>a3,max</sub> = 10,0	
K1 = 0,5	K2 = 0,5	K3 = 0,5	

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

$$Q_{lim} = \sum Q_{s,i} + Q_p = 884,99$$

tensioni alla base del palo

$$\sigma_v \text{ efficace} = 27,00$$

$$\sigma_v \text{ totale} = 57,50$$

fattori adimensionali

$$N_q \text{ Berezantzev} = 0,0$$

$$N_c = 0,0$$

$$N_{c,u} = 9,0$$

resistenza laterale

$$Q_{s.1} = 75,40$$

$$Q_{s.2} = 150,80$$

$$Q_{s.3} = 339,29$$

$$\sum Q_{s,i} = 565,49$$

resistenza alla punta

$$Q_p = 319,50$$

carico ammissibile

$$Q_{amm} = Q_{lim} / 2.5 = 353,99$$

carico agente

$$Q_{ag} = 322,10$$

coefficiente di sicurezza

$$F_{stot} = (Q_{lim} - W') / Q_{ag} = 2,70$$

$$F_{slat} = (Q_s - W') / Q_{ag} = 1,71$$

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

Viadotto San Bartolomeo 1. Pila 6. Pali 1200 m

Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls

parametri geometrici del palo			
profondità testa palo	t.p	0	d.p 1,20
profondità punta palo	S <sub>t</sub>	30	perimetro p.p 3,77
lunghezza utile palo	L <sub>u</sub>	30	area a.p 1,13
profondità falda	H <sub>f</sub>	3,5	L <sub>u</sub> /d.p 25,00

convenzione	
condizioni drenate	1
condizioni non drenate	0
unità di misura [t,m]	

input di calcolo
output di calcolo
default
risultati

Strato 1	
H <sub>0</sub>	0
H <sub>1</sub>	5
S <sub>1</sub>	5
L <sub>u,1</sub>	5
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>1</sub>	1,9
φ <sub>1</sub>	0
c <sub>1</sub>	0,0
K <sub>1</sub>	0,5
c <sub>u,1</sub>	5,0
q <sub>a,1</sub>	4,0
q <sub>a,1max</sub>	4,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>1</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	22,63
<b>Qs.1</b>	<b>75,40</b>

Strato 2	
H <sub>1</sub>	5
H <sub>2</sub>	15
S <sub>2</sub>	10
L <sub>u,2</sub>	10
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>2</sub>	2,00
φ <sub>2</sub>	0
c <sub>2</sub>	0,0
K <sub>2</sub>	0,5
c <sub>u,2</sub>	10,0
q <sub>a,2</sub>	4,0
q <sub>a,2max</sub>	4,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>2</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	130,00
<b>Qs.2</b>	<b>150,80</b>

Strato 3	
H <sub>2</sub>	15
H <sub>3</sub>	infinito
S <sub>3</sub>	infinito
L <sub>u,3</sub>	15
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>3</sub>	2,0
φ <sub>3</sub>	0
c <sub>3</sub>	0,0
K <sub>3</sub>	0,5
c <sub>u,3</sub>	25,0
q <sub>a,3</sub>	10,0
q <sub>a,3max</sub>	10,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>3</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	382,50
<b>Qs.3</b>	<b>565,49</b>

Parametri di output	
Sv efficace	33,00
Sv totale	69,50
Berezantzev	
L/D=Lu/d.p.	531,67
L/D=4	517,79
L/D=32	536,29
fattori adimensionali	
N <sub>q</sub>	0,0
N <sub>c</sub>	0,0
N <sub>c,u</sub>	9,0
resistenza alla punta	
Qp <sub>d</sub>	0,00
Qp <sub>u</sub>	333,07
<b>Qp</b>	<b>333,07</b>

<b>Resistenza laterale</b>
<b>Qs.t = ΣQs.i</b>
791,68

<b>Resistenza punta</b>
<b>Qp</b>
333,07

<b>Carico limite</b>
<b>Qlim = Qs.t + Qp</b>
1124,75

<b>Carico ammissibile</b>
<b>Qamm = Qlim / 2.5</b>
449,90

Dati di input

Parametri del terreno

Strato 1	
H.0	= 0,0
H.1	= 5,0
S.1	= 5,0
Lu.1	= 5,0
γ1	= 1,9
φ1	= 0
c1	= 0,0
cu.1	= 5,0
qa1.max	= 4,0
K1	= 0,5

Strato 2	
H.1	= 5,0
H.2	= 15,0
S.2	= 10,0
Lu.2	= 10,0
γ2	= 2,00
φ2	= 0
c2	= 0,0
cu.2	= 10,0
qa2.max	= 4,0
K2	= 0,5

Strato 2	
H.2	= 15,0
H.3	= infinito
S.3	= infinito
Lu.3	= 15,0
γ3	= 2,0
φ3	= 0
c3	= 0,0
cu.3	= 25,0
qa3.max	= 10,0
K3	= 0,5

Geometria del palo	
d.p	= 1,2
t.p	= 0,0
St	= 30,0
Lu	= 30,0
W'	= 20,4

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

Qlim = SQs.i + Qp = 1124,75

tensioni alla base del palo

σv efficace = 33,00  
σv totale = 69,50

fattori adimensionali

Nq Berezantzev = 0,0  
Nc = 0,0  
Nc.u = 9,0

resistenza laterale

Qs.1 = 75,40  
Qs.2 = 150,80  
Qs.3 = 565,49  
ΣQs.i = 791,68

resistenza alla punta

Qp = 333,07

carico ammissibile

Qamm = Qlim / 2.5 = 449,90

carico agente

Qag = 440,20

coefficiente di sicurezza

Fstot = (Qlim-W')/Qag = 2,51  
Fslat = (Qs-W')/Qag = 1,75

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

Viadotto San Bartolomeo 2 Pila CAP fissa Pali 1200 mm

Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls

parametri geometrici del palo			
profondità testa palo	t.p	0	d.p 1,20
profondità punta palo	S <sub>t</sub>	25	perimetro p.p 3,77
lunghezza utile palo	L <sub>u</sub>	25	area a.p 1,13
profondità falda	H <sub>f</sub>	3,5	L <sub>u</sub> /d.p 20,83

convenzione	
condizioni drenate	1
condizioni non drenate	0
unità di misura [t,m]	

input di calcolo
output di calcolo
default
risultati

Strato 1	
H <sub>0</sub>	0
H <sub>1</sub>	5
S <sub>1</sub>	5
L <sub>u,1</sub>	5
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>1</sub>	1,9
φ <sub>1</sub>	0
c <sub>1</sub>	0,0
K <sub>1</sub>	0,5
c <sub>u,1</sub>	5,0
q <sub>a,1</sub>	4,0
q <sub>a,1max</sub>	4,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>1</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	22,63
<b>Qs.1</b>	<b>75,40</b>

Strato 2	
H <sub>1</sub>	5
H <sub>2</sub>	15
S <sub>2</sub>	10
L <sub>u,2</sub>	10
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>2</sub>	2,00
φ <sub>2</sub>	0
c <sub>2</sub>	0,0
K <sub>2</sub>	0,5
c <sub>u,2</sub>	10,0
q <sub>a,2</sub>	4,0
q <sub>a,2max</sub>	4,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>2</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	130,00
<b>Qs.2</b>	<b>150,80</b>

Strato 3	
H <sub>2</sub>	15
H <sub>3</sub>	infinito
S <sub>3</sub>	infinito
L <sub>u,3</sub>	10
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>3</sub>	2,0
φ <sub>3</sub>	0
c <sub>3</sub>	0,0
K <sub>3</sub>	0,5
c <sub>u,3</sub>	25,0
q <sub>a,3</sub>	10,0
q <sub>a,3max</sub>	10,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>3</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	230,00
<b>Qs.3</b>	<b>376,99</b>

Parametri di output	
Sv efficace	28,00
Sv totale	59,50
Berezantzev	
L/D=Lu/d.p.	528,91
L/D=4	517,79
L/D=32	536,29
fattori adimensionali	
N <sub>q</sub>	0,0
N <sub>c</sub>	0,0
N <sub>c,u</sub>	9,0
resistenza alla punta	
Qp <sub>d</sub>	0,00
Qp <sub>u</sub>	321,76
<b>Qp</b>	<b>321,76</b>

Resistenza laterale
<b>Qs.t = ΣQs.i</b>
603,19

Resistenza punta
<b>Qp</b>
321,76

Carico limite
<b>Qlim = Qs.t + Qp</b>
924,95

Carico ammissibile
<b>Qamm = Qlim / 2.5</b>
369,98

Dati di input

Strato 1	Strato 2	Strato 3	Geometria del palo
H.0 = 0,0	H.1 = 5,0	H.2 = 15,0	d.p = 1,2
H.1 = 5,0	H.2 = 15,0	H.3 = infinito	t.p = 0,0
S.1 = 5,0	S.2 = 10,0	S.3 = infinito	St = 25,0
Lu.1 = 5,0	Lu.2 = 10,0	Lu.3 = 10,0	Lu = 25,0
γ1 = 1,9	γ2 = 2,00	γ3 = 2,0	W' = 17,0
φ1 = 0	φ2 = 0	φ3 = 0	
c1 = 0,0	c2 = 0,0	c3 = 0,0	
c <sub>u,1</sub> = 5,0	c <sub>u,2</sub> = 10,0	c <sub>u,3</sub> = 25,0	
qa1.max = 4,0	qa2.max = 4,0	qa3.max = 10,0	
K1 = 0,5	K2 = 0,5	K3 = 0,5	

Calcolo del carico limite del palo

tensioni alla base del palo

σv efficace	= 28,00
σv totale	= 59,50

fattori adimensionali

Nq Berezantzev	= 0,0
Nc	= 0,0
Nc.u	= 9,0

resistenza laterale

Qs.1	= 75,40
Qs.2	= 150,80
Qs.3	= 376,99
ΣQs.i	= 603,19

resistenza alla punta

Qp	= 321,76
----	----------

carico limite

Qlim = SQs.i + Qp = 924,95

carico ammissibile

Qamm = Qlim / 2.5 = 369,98

carico agente

Qag = 334,70

coefficiente di sicurezza

F<sub>stot</sub> = (Qlim-W')/Qag = 2,71

F<sub>slat</sub> = (Qs-W')/Qag = 1,75

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

Viadotto San Bartolomeo 2 Pila CAP mobile Pali 1200 mm

Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls

parametri geometrici del palo					
profondità testa palo	t.p	0	d.p	1,20	
profondità punta palo	S <sub>i</sub>	24	perimetro	p.p	3,77
lunghezza utile palo	L <sub>u</sub>	24	area	a.p	1,13
profondità falda	H <sub>f</sub>	3,5	L <sub>u</sub> /d.p	20,00	

convenzione	
condizioni drenate	1
condizioni non drenate	0
unità di misura [t,m]	

input di calcolo
output di calcolo
default
risultati

Strato 1	
H <sub>0</sub>	0
H <sub>1</sub>	5
S <sub>1</sub>	5
L <sub>u,1</sub>	5
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>1</sub>	1,9
φ <sub>1</sub>	0
c <sub>1</sub>	0,0
K <sub>1</sub>	0,5
c <sub>u,1</sub>	5,0
q <sub>a,1</sub>	4,0
q <sub>a,1max</sub>	4,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>1</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	22,63
<b>Qs.1</b>	<b>75,40</b>

Strato 2	
H <sub>1</sub>	5
H <sub>2</sub>	15
S <sub>2</sub>	10
L <sub>u,2</sub>	10
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>2</sub>	2,00
φ <sub>2</sub>	0
c <sub>2</sub>	0,0
K <sub>2</sub>	0,5
c <sub>u,2</sub>	10,0
q <sub>a,2</sub>	4,0
q <sub>a,2max</sub>	4,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>2</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	130,00
<b>Qs.2</b>	<b>150,80</b>

Strato 3	
H <sub>2</sub>	15
H <sub>3</sub>	infinito
S <sub>3</sub>	infinito
L <sub>u,3</sub>	9
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>3</sub>	2,0
φ <sub>3</sub>	0
c <sub>3</sub>	0,0
K <sub>3</sub>	0,5
c <sub>u,3</sub>	25,0
q <sub>a,3</sub>	10,0
q <sub>a,3max</sub>	10,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>3</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	202,50
<b>Qs.3</b>	<b>339,29</b>

Parametri di output	
Sv efficace	27,00
Sv totale	57,50
Berezantzev	
L/D=Lu/d.p.	528,36
L/D=4	517,79
L/D=32	536,29
fattori adimensionali	
N <sub>q</sub>	0,0
N <sub>c</sub>	0,0
N <sub>c,u</sub>	9,0
resistenza alla punta	
Qp <sub>d</sub>	0,00
Qp <sub>u</sub>	319,50
<b>Qp</b>	<b>319,50</b>

<b>Resistenza laterale</b>
<b>Qs.t = ΣQs.i</b>
<b>565,49</b>

<b>Resistenza punta</b>
<b>Qp</b>
<b>319,50</b>

<b>Carico limite</b>
<b>Qlim = Qs.t + Qp</b>
<b>884,99</b>

<b>Carico ammissibile</b>
<b>Qamm = Qlim / 2.5</b>
<b>353,99</b>

Dati di input

Parametri del terreno

Strato 1	
H.0	= 0,0
H.1	= 5,0
S.1	= 5,0
Lu.1	= 5,0
γ1	= 1,9
φ1	= 0
c1	= 0,0
cu.1	= 5,0
qa1.max	= 4,0
K1	= 0,5

Strato 2	
H.1	= 5,0
H.2	= 15,0
S.2	= 10,0
Lu.2	= 10,0
γ2	= 2,00
φ2	= 0
c2	= 0,0
cu.2	= 10,0
qa2.max	= 4,0
K2	= 0,5

Strato 3	
H.2	= 15,0
H.3	= infinito
S.3	= infinito
Lu.3	= 9,0
γ3	= 2,0
φ3	= 0
c3	= 0,0
cu.3	= 25,0
qa3.max	= 10,0
K3	= 0,5

Geometria del palo	
d.p	= 1,2
t.p	= 0,0
St	= 24,0
Lu	= 24,0
W'	= 16,3

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

$$Q_{lim} = \sum Q_{s,i} + Q_p = 884,99$$

tensioni alla base del palo

$$\sigma_v \text{ efficace} = 27,00$$

$$\sigma_v \text{ totale} = 57,50$$

fattori adimensionali

$$N_q \text{ Berezantzev} = 0,0$$

$$N_c = 0,0$$

$$N_{c,u} = 9,0$$

resistenza laterale

$$Q_{s,1} = 75,40$$

$$Q_{s,2} = 150,80$$

$$Q_{s,3} = 339,29$$

$$\sum Q_{s,i} = 565,49$$

resistenza alla punta

$$Q_p = 319,50$$

carico ammissibile

$$Q_{amm} = Q_{lim} / 2.5 = 353,99$$

carico agente

$$Q_{ag} = 328,80$$

coefficiente di sicurezza

$$F_{stot} = (Q_{lim} - W') / Q_{ag} = 2,64$$

$$F_{slat} = (Q_s - W') / Q_{ag} = 1,67$$

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

Viadotto Laio. Pila 5. Pali 1200 mm

Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls

parametri geometrici del palo				convenzione	
profondità testa palo	t.p	1	diametro	d.p	1,20
profondità punta palo	S <sub>t</sub>	32	perimetro	p.p	3,77
lunghezza utile palo	L <sub>u</sub>	31	area	a.p	1,13
profondità falda	H <sub>f</sub>	3,5	L <sub>u</sub> /d.p		25,83

condizioni drenate	1
condizioni non drenate	0
unità di misura [t,m]	

input di calcolo
output di calcolo
default
risultati

Strato 1	
H <sub>0</sub>	0
H <sub>1</sub>	5
S <sub>1</sub>	5
L <sub>u,1</sub>	4
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>1</sub>	1,9
φ <sub>1</sub>	0
c <sub>1</sub>	0,0
K <sub>1</sub>	0,5
c <sub>u,1</sub>	5,0
q <sub>a,1</sub>	4,0
q <sub>a,1max</sub>	4,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>1</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	21,68
<b>Qs.1</b>	<b>60,32</b>

Strato 2	
H <sub>1</sub>	5
H <sub>2</sub>	15
S <sub>2</sub>	10
L <sub>u,2</sub>	10
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>2</sub>	2,00
φ <sub>2</sub>	0
c <sub>2</sub>	0,0
K <sub>2</sub>	0,5
c <sub>u,2</sub>	10,0
q <sub>a,2</sub>	4,0
q <sub>a,2max</sub>	4,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>2</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	130,00
<b>Qs.2</b>	<b>150,80</b>

Strato 3	
H <sub>2</sub>	15
H <sub>3</sub>	infinito
S <sub>3</sub>	infinito
L <sub>u,3</sub>	17
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>3</sub>	2,0
φ <sub>3</sub>	0
c <sub>3</sub>	0,0
K <sub>3</sub>	0,5
c <sub>u,3</sub>	25,0
q <sub>a,3</sub>	10,0
q <sub>a,3max</sub>	10,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>3</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	450,50
<b>Qs.3</b>	<b>640,88</b>

Parametri di output	
Sv efficace	35,00
Sv totale	73,50
Berezantzev	
L/D=Lu/d.p.	532,22
L/D=4	517,79
L/D=32	536,29
fattori adimensionali	
N <sub>q</sub>	0,0
N <sub>c</sub>	0,0
N <sub>c,u</sub>	9,0
resistenza alla punta	
Qp <sub>d</sub>	0,00
Qp <sub>u</sub>	337,60
<b>Qp</b>	<b>337,60</b>

<b>Resistenza laterale</b>
<b>Qs.t = ΣQs.i</b>
<b>852,00</b>

<b>Resistenza punta</b>
<b>Qp</b>
<b>337,60</b>

<b>Carico limite</b>
<b>Qlim = Qs.t + Qp</b>
<b>1189,60</b>

<b>Carico ammissibile</b>
<b>Qamm = Qlim / 2.5</b>
<b>475,84</b>

Dati di input

Strato 1	Strato 2	Strato 3	Geometria del palo
H.0 = 0,0	H.1 = 5,0	H.2 = 15,0	d.p = 1,2
H.1 = 5,0	H.2 = 15,0	H.3 = infinito	t.p = 1,0
S.1 = 5,0	S.2 = 10,0	S.3 = infinito	St = 32,0
Lu.1 = 4,0	Lu.2 = 10,0	Lu.3 = 17,0	Lu = 31,0
γ1 = 1,9	γ2 = 2,00	γ3 = 2,0	W' = 21,0
φ1 = 0	φ2 = 0	φ3 = 0	
c1 = 0,0	c2 = 0,0	c3 = 0,0	
c <sub>u,1</sub> = 5,0	c <sub>u,2</sub> = 10,0	c <sub>u,3</sub> = 25,0	
qa1.max = 4,0	qa2.max = 4,0	qa3.max = 10,0	
K1 = 0,5	K2 = 0,5	K3 = 0,5	

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

$$Q_{lim} = Q_{s,i} + Q_p = 1189,60$$

tensioni alla base del palo

$$\sigma_v \text{ efficace} = 35,00$$

$$\sigma_v \text{ totale} = 73,50$$

fattori adimensionali

$$N_q \text{ Berezantzev} = 0,0$$

$$N_c = 0,0$$

$$N_{c,u} = 9,0$$

resistenza laterale

$$Q_{s.1} = 60,32$$

$$Q_{s.2} = 150,80$$

$$Q_{s.3} = 640,88$$

$$\Sigma Q_{s,i} = 852,00$$

resistenza alla punta

$$Q_p = 337,60$$

carico ammissibile

$$Q_{amm} = Q_{lim} / 2.5 = 475,84$$

carico agente

$$Q_{ag} = 467,10$$

coefficiente di sicurezza

$$F_{stot} = (Q_{lim} - W') / Q_{ag} = 2,50$$

$$F_{slat} = (Q_s - W') / Q_{ag} = 1,78$$

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

Viadotto Laio. Pila 6. Pali 1500 mm

Calcolo del carico limite per un palo trivellato in cls

parametri geometrici del palo				convenzione	
profondità testa palo	t.p	1	diametro	d.p	1,50
profondità punta palo	S <sub>t</sub>	31	perimetro	p.p	4,71
lunghezza utile palo	L <sub>u</sub>	30	area	a.p	1,77
profondità falda	H <sub>f</sub>	3,5	L <sub>u</sub> /d.p		20,00

condizioni drenate	1
condizioni non drenate	0
unità di misura [t,m]	

input di calcolo
output di calcolo
default
risultati

Strato 1	
H <sub>0</sub>	0
H <sub>1</sub>	5
S <sub>1</sub>	5
L <sub>u,1</sub>	4
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>1</sub>	1,9
φ <sub>1</sub>	0
c <sub>1</sub>	0,0
K <sub>1</sub>	0,5
c <sub>u,1</sub>	5,0
q <sub>a,1</sub>	4,0
q <sub>a,1max</sub>	4,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>1</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	21,68
<b>Qs.1</b>	<b>75,40</b>

Strato 2	
H <sub>1</sub>	5
H <sub>2</sub>	15
S <sub>2</sub>	10
L <sub>u,2</sub>	10
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>2</sub>	2,00
φ <sub>2</sub>	0
c <sub>2</sub>	0,0
K <sub>2</sub>	0,5
c <sub>u,2</sub>	10,0
q <sub>a,2</sub>	4,0
q <sub>a,2max</sub>	4,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>2</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	130,00
<b>Qs.2</b>	<b>188,50</b>

Strato 3	
H <sub>2</sub>	15
H <sub>3</sub>	infinito
S <sub>3</sub>	infinito
L <sub>u,3</sub>	16
parametri terreno	
condizioni	0
γ <sub>3</sub>	2,0
φ <sub>3</sub>	0
c <sub>3</sub>	0,0
K <sub>3</sub>	0,5
c <sub>u,3</sub>	25,0
q <sub>a,3</sub>	10,0
q <sub>a,3max</sub>	10,0
resistenza laterale	
p*k*tanφ <sub>3</sub>	0,00
Σγ <sub>i</sub> z <sub>i</sub>	416,00
<b>Qs.3</b>	<b>753,98</b>

Parametri di output	
Sv efficace	34,00
Sv totale	71,50
Berezantzev	
L/D=Lu/d.p.	528,36
L/D=4	517,79
L/D=32	536,29
fattori adimensionali	
N <sub>q</sub>	0,0
N <sub>c</sub>	0,0
N <sub>c,u</sub>	9,0
resistenza alla punta	
Qp <sub>d</sub>	0,00
Qp <sub>u</sub>	523,96
<b>Qp</b>	<b>523,96</b>

<b>Resistenza laterale</b>
<b>Q<sub>s,t</sub> = ΣQ<sub>s,i</sub></b>
1017,88

<b>Resistenza punta</b>
<b>Q<sub>p</sub></b>
523,96

<b>Carico limite</b>
<b>Q<sub>lim</sub> = Q<sub>s,t</sub> + Q<sub>p</sub></b>
1541,83

<b>Carico ammissibile</b>
<b>Q<sub>amm</sub> = Q<sub>lim</sub> / 2.5</b>
616,73

Dati di input

Parametri del terreno

Strato 1	
H <sub>0</sub>	= 0,0
H <sub>1</sub>	= 5,0
S <sub>1</sub>	= 5,0
Lu <sub>1</sub>	= 4,0
γ <sub>1</sub>	= 1,9
φ <sub>1</sub>	= 0
c <sub>1</sub>	= 0,0
c <sub>u,1</sub>	= 5,0
qa <sub>1,max</sub>	= 4,0
K <sub>1</sub>	= 0,5

Strato 2	
H <sub>1</sub>	= 5,0
H <sub>2</sub>	= 15,0
S <sub>2</sub>	= 10,0
Lu <sub>2</sub>	= 10,0
γ <sub>2</sub>	= 2,00
φ <sub>2</sub>	= 0
c <sub>2</sub>	= 0,0
c <sub>u,2</sub>	= 10,0
qa <sub>2,max</sub>	= 4,0
K <sub>2</sub>	= 0,5

Strato 2	
H <sub>2</sub>	= 15,0
H <sub>3</sub>	= infinito
S <sub>3</sub>	= infinito
Lu <sub>3</sub>	= 16,0
γ <sub>3</sub>	= 2,0
φ <sub>3</sub>	= 0
c <sub>3</sub>	= 0,0
c <sub>u,3</sub>	= 25,0
qa <sub>3,max</sub>	= 10,0
K <sub>3</sub>	= 0,5

Geometria del palo	
d.p	= 1,5
t.p	= 1,0
St	= 31,0
Lu	= 30,0
W'	= 31,8

Calcolo del carico limite del palo

carico limite

$$Q_{lim} = \sum Q_{s,i} + Q_p = 1541,83$$

tensioni alla base del palo

$$\sigma_v \text{ efficace} = 34,00$$

$$\sigma_v \text{ totale} = 71,50$$

fattori adimensionali

$$N_q \text{ Berezantzev} = 0,0$$

$$N_c = 0,0$$

$$N_{c,u} = 9,0$$

resistenza laterale

$$Q_{s.1} = 75,40$$

$$Q_{s.2} = 188,50$$

$$Q_{s.3} = 753,98$$

$$\sum Q_{s,i} = 1017,88$$

resistenza alla punta

$$Q_p = 523,96$$

carico ammissibile

$$Q_{amm} = Q_{lim} / 2.5 = 616,73$$

carico agente

$$Q_{ag} = 591,00$$

coefficiente di sicurezza

$$F_{stot} = (Q_{lim} - W') / Q_{ag} = 2,56$$

$$F_{slat} = (Q_s - W') / Q_{ag} = 1,67$$

Nota: tutte le grandezze sono espresse in tonnellate e metri

## VERIFICA DEI PALI ALLE FORZE ORIZZONTALI

**Viadotto Giardino Spalla B**  
**Calcolo della deformata e delle sollecitazioni agenti in un palo**  
**sogetto a forza orizzontale**  
**(Matlock & Reese)**

Caso di terreno con modulo costante con la profondità

**Caratteristiche palo**

diametro (m)	B	1,20
lunghezza (m)	L	30,0
modulo elastico cls (kPa)	E	3,12E+07
momento d'inerzia (m <sup>4</sup> )	I	1,02E-01
resist. caratt. Cls (MPa)	Rck	30
tratto scalzato (m)	I	0

**Caratteristiche terreno**

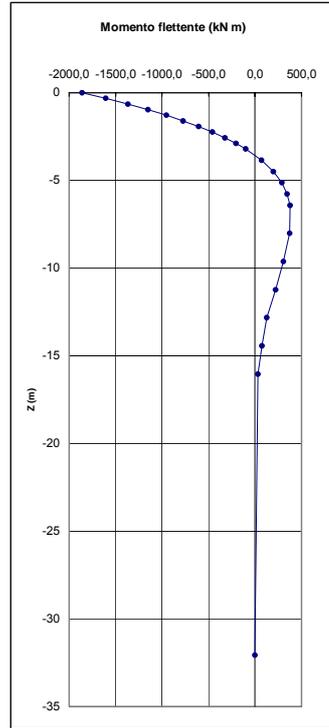
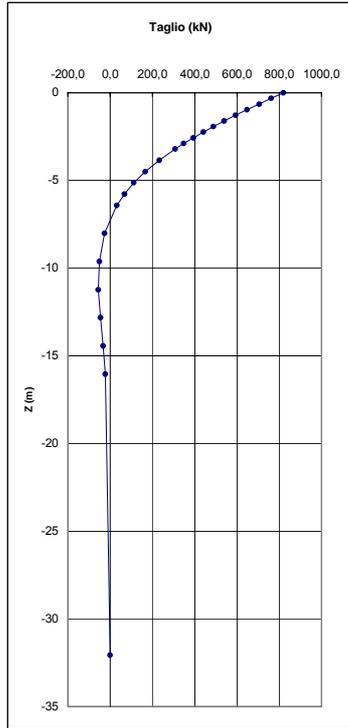
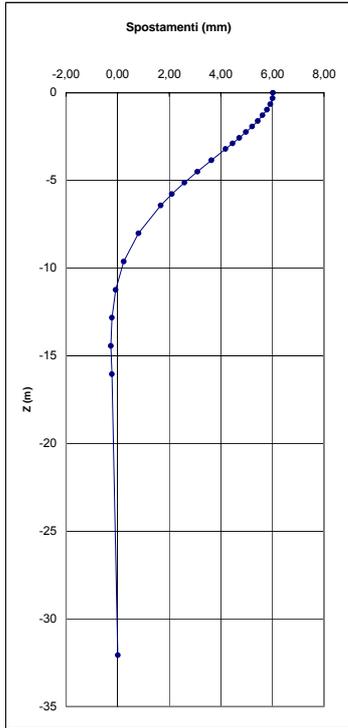
modulo reazione orizz. (kN/m <sup>2</sup> )	E <sub>s</sub>	30000
fattore di rigidezza (m)	T	3,21
L/T	λ	9,35242
coeff. di profondità max	Z <sub>max</sub>	9,4

**Carichi agenti**

carico orizzontale (kN)	Vt	820,0
momento di incastro (kNm)	Mt	-1.859,1

**Risultati**

z/T	z (m)	y (mm)	θ (rad)	M (kNm)	V (kN)
0,0	0	6,02	4,25E-09	-1859,12	820,00
-0,1	-0,32	6,00	1,33E-05	-1605,20	762,38
-0,2	-0,64	5,92	4,78E-05	-1368,75	705,43
-0,3	-0,96	5,80	1,04E-04	-1153,48	648,32
-0,4	-1,28	5,62	1,75E-04	-953,35	593,61
-0,5	-1,60	5,43	2,60E-04	-772,86	539,91
-0,6	-1,92	5,21	3,56E-04	-608,61	489,20
-0,7	-2,25	4,98	4,62E-04	-457,97	440,41
-0,8	-2,57	4,72	5,71E-04	-324,65	393,54
-0,9	-2,89	4,46	6,88E-04	-206,02	349,17
-1,0	-3,21	4,18	8,08E-04	-101,32	307,89
-1,2	-3,85	3,64	1,05E-03	70,49	232,21
-1,4	-4,49	3,10	1,29E-03	196,50	166,93
-1,6	-5,13	2,59	1,51E-03	287,99	112,51
-1,8	-5,77	2,10	1,72E-03	345,43	67,38
-2,0	-6,42	1,68	1,91E-03	376,71	31,66
-2,5	-8,02	0,81	2,30E-03	371,64	-27,22
-3,0	-9,62	0,24	2,54E-03	306,26	-51,02
-3,50	-11,23	-0,08	0,00	220,67	-56,19
-4,00	-12,83	-0,23	0,00	124,16	-45,61
-4,50	-14,43	-0,26	0,00	74,68	-33,96
-5,0	-16,04	-0,23	2,75E-03	28,56	-22,39
-10	-32,08	0,01	2,65E-03	0,00	0,00



(Matlock & Reese)

Caso di terreno con modulo costante con la profondità

**Caratteristiche palo**

diámetro (m)	B	1,20
lunghezza (m)	L	24,0
modulo elastico cls (kPa)	E	3,12E+07
momento d'inerzia (m <sup>4</sup> )	I	1,02E-01
resist. caratt. Cls (MPa)	Rck	30
tratto scalzato (m)	I	0

**Caratteristiche terreno**

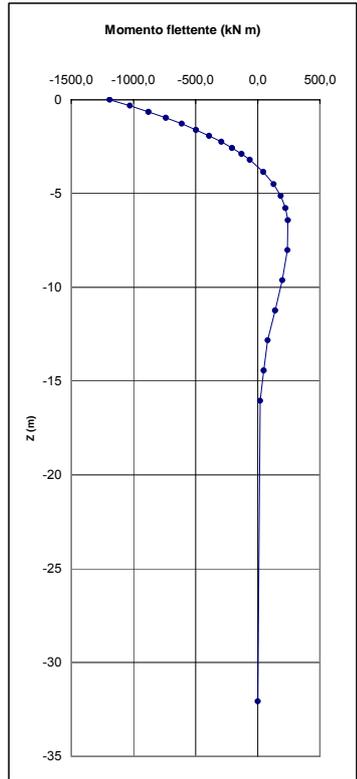
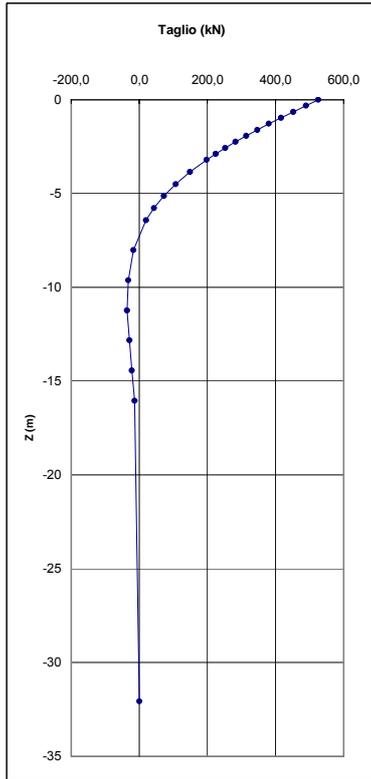
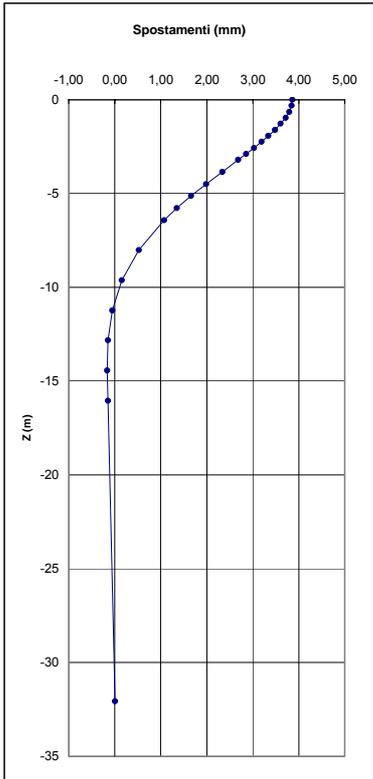
modulo reazione orizz. (kN/m <sup>2</sup> )	E <sub>s</sub>	30000
fattore di rigidezza (m)	T	3,21
L/T	λ	7,48194
coeff. di profondità max	Z <sub>max</sub>	7,5

**Carichi agenti**

carico orizzontale (kN)	Vt	526,0
momento di incastro (kNm)	Mt	-1.192,6

**Risultati**

z/T	z (m)	y (mm)	θ (rad)	M (kNm)	V (kN)
0,0	0	3,86	2,73E-09	-1192,56	526,00
-0,1	-0,32	3,85	8,52E-06	-1029,68	489,04
-0,2	-0,64	3,80	3,07E-05	-878,00	452,51
-0,3	-0,96	3,72	6,65E-05	-739,91	415,87
-0,4	-1,28	3,61	1,12E-04	-611,54	380,78
-0,5	-1,60	3,48	1,67E-04	-495,76	346,34
-0,6	-1,92	3,34	2,28E-04	-390,40	313,80
-0,7	-2,25	3,19	2,96E-04	-293,77	282,50
-0,8	-2,57	3,03	3,66E-04	-208,25	252,44
-0,9	-2,89	2,86	4,41E-04	-132,16	223,98
-1,0	-3,21	2,68	5,18E-04	-64,99	197,50
-1,2	-3,85	2,34	6,73E-04	45,22	148,95
-1,4	-4,49	1,99	8,25E-04	126,05	107,08
-1,6	-5,13	1,66	9,70E-04	184,74	72,17
-1,8	-5,77	1,35	1,10E-03	221,58	43,22
-2,0	-6,42	1,08	1,23E-03	241,64	20,31
-2,5	-8,02	0,52	1,47E-03	238,39	-17,46
-3,0	-9,62	0,16	1,63E-03	196,46	-32,73
-3,50	-11,23	-0,05	0,00	141,55	-36,04
-4,00	-12,83	-0,15	0,00	79,65	-29,26
-4,50	-14,43	-0,17	0,00	47,91	-21,78
-5,0	-16,04	-0,15	1,77E-03	18,32	-14,36
-10	-32,08	0,01	1,70E-03	0,00	0,00



**Viadotto San Bartolomeo I Spalla A**  
**Calcolo della deformata e delle sollecitazioni agenti in un palo**  
**soggetto a forza orizzontale**  
**(Matlock & Reese)**

Caso di terreno con modulo costante con la profondità

**Caratteristiche palo**

diametro (m)	B	1,20
lunghezza (m)	L	25,0
modulo elastico cls (kPa)	E	3,12E+07
momento d'inerzia (m <sup>4</sup> )	I	1,02E-01
resist. caratt. Cls (MPa)	Rck	30
tratto scalzato (m)	l	0

**Caratteristiche terreno**

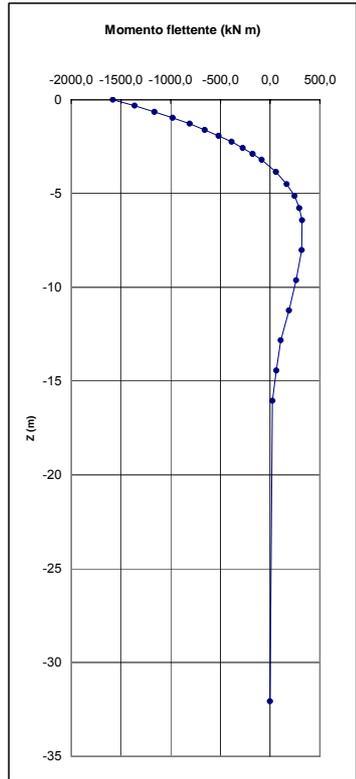
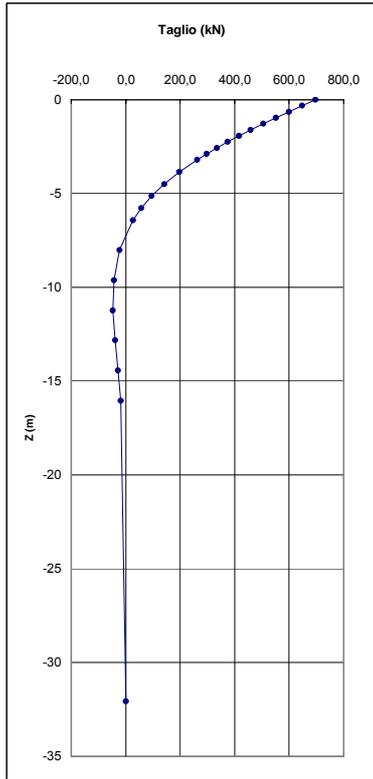
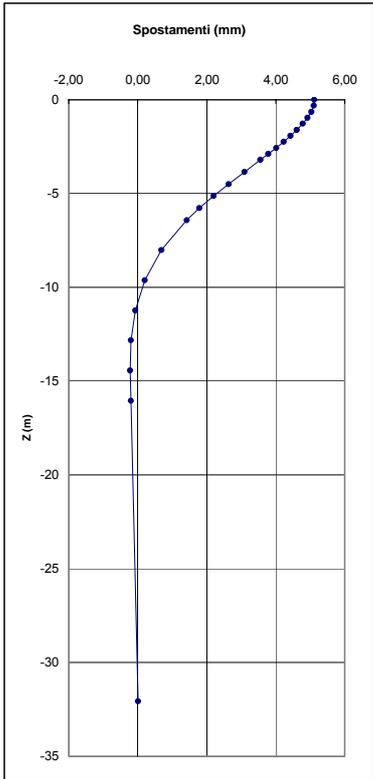
modulo reazione orizz. (kN/m <sup>2</sup> )	E <sub>s</sub>	30000
fattore di rigidezza (m)	T	3,21
L/T	λ	7,79368
coeff. di profondità max	Z <sub>max</sub>	7,8

**Carichi agenti**

carico orizzontale (kN)	Vt	697,0
momento di incastro (kNm)	Mt	-1.580,3

**Risultati**

z/T	z (m)	y (mm)	θ (rad)	M (kNm)	V (kN)
0,0	0	5,12	3,61E-09	-1580,25	697,00
-0,1	-0,32	5,10	1,13E-05	-1364,42	648,02
-0,2	-0,64	5,03	4,06E-05	-1163,44	599,61
-0,3	-0,96	4,93	8,81E-05	-980,45	551,07
-0,4	-1,28	4,78	1,49E-04	-810,35	504,57
-0,5	-1,60	4,62	2,21E-04	-656,93	458,93
-0,6	-1,92	4,43	3,03E-04	-517,32	415,82
-0,7	-2,25	4,23	3,93E-04	-389,27	374,35
-0,8	-2,57	4,01	4,85E-04	-275,95	334,51
-0,9	-2,89	3,79	5,85E-04	-175,12	296,80
-1,0	-3,21	3,56	6,86E-04	-86,12	261,71
-1,2	-3,85	3,10	8,92E-04	59,92	197,38
-1,4	-4,49	2,63	1,09E-03	167,02	141,89
-1,6	-5,13	2,20	1,28E-03	244,80	95,63
-1,8	-5,77	1,79	1,46E-03	293,62	57,27
-2,0	-6,42	1,43	1,63E-03	320,20	26,91
-2,5	-8,02	0,69	1,95E-03	315,89	-23,14
-3,0	-9,62	0,21	2,16E-03	260,32	-43,37
-3,50	-11,23	-0,07	0,00	187,57	-47,76
-4,00	-12,83	-0,19	0,00	105,54	-38,77
-4,50	-14,43	-0,22	0,00	63,48	-28,87
-5,0	-16,04	-0,19	2,34E-03	24,28	-19,03
-10	-32,08	0,01	2,25E-03	0,00	0,00



**Viadotto San Bartolomeo II Spalla A**  
**Calcolo della deformata e delle sollecitazioni agenti in un palo**  
**soggetto a forza orizzontale**  
**(Matlock & Reese)**

Caso di terreno con modulo costante con la profondità

**Caratteristiche palo**

diametro (m)	B	1,20
lunghezza (m)	L	25,0
modulo elastico cls (kPa)	E	3,12E+07
momento d'inerzia (m <sup>4</sup> )	I	1,02E-01
resist. caratt. Cls (MPa)	Rck	30
tratto scalzato (m)	l	0

**Caratteristiche terreno**

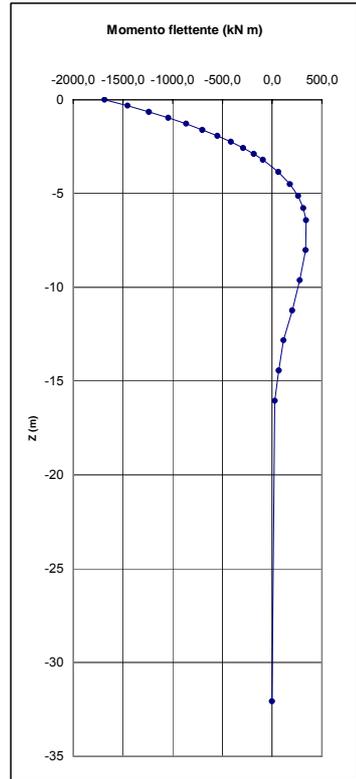
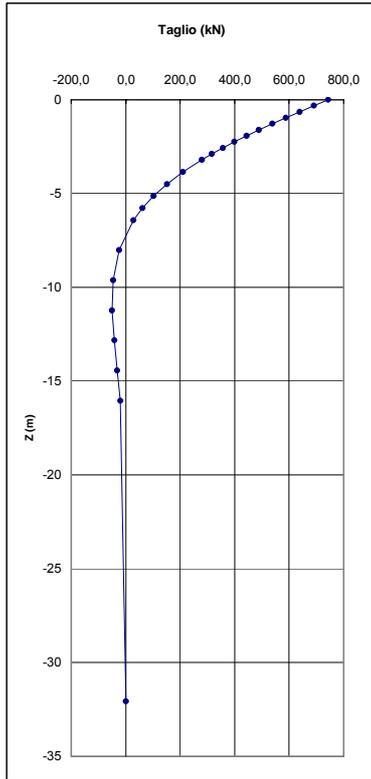
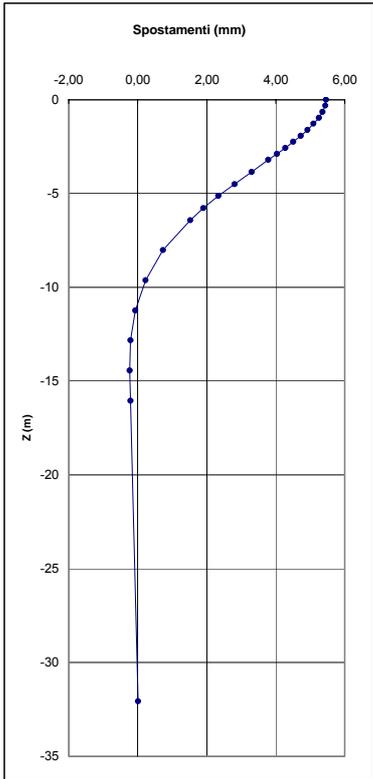
modulo reazione orizz. (kN/m <sup>2</sup> )	E <sub>s</sub>	30000
fattore di rigidezza (m)	T	3,21
L/T	λ	7,79368
coeff. di profondità max	Z <sub>max</sub>	7,8

**Carichi agenti**

carico orizzontale (kN)	Vt	743,0
momento di incastro (kNm)	Mt	-1.684,5

**Risultati**

z/T	z (m)	y (mm)	θ (rad)	M (kNm)	V (kN)
0,0	0	5,46	3,85E-09	-1684,54	743,00
-0,1	-0,32	5,44	1,20E-05	-1454,47	690,79
-0,2	-0,64	5,36	4,33E-05	-1240,22	639,19
-0,3	-0,96	5,25	9,39E-05	-1045,16	587,44
-0,4	-1,28	5,10	1,59E-04	-863,83	537,87
-0,5	-1,60	4,92	2,36E-04	-700,29	489,22
-0,6	-1,92	4,72	3,23E-04	-551,46	443,26
-0,7	-2,25	4,51	4,19E-04	-414,96	399,05
-0,8	-2,57	4,28	5,18E-04	-294,16	356,58
-0,9	-2,89	4,04	6,23E-04	-186,68	316,38
-1,0	-3,21	3,79	7,32E-04	-91,80	278,98
-1,2	-3,85	3,30	9,51E-04	63,87	210,40
-1,4	-4,49	2,81	1,16E-03	178,05	151,26
-1,6	-5,13	2,34	1,37E-03	260,95	101,94
-1,8	-5,77	1,91	1,56E-03	313,00	61,05
-2,0	-6,42	1,52	1,73E-03	341,33	28,68
-2,5	-8,02	0,73	2,08E-03	336,74	-24,66
-3,0	-9,62	0,22	2,31E-03	277,50	-46,23
-3,50	-11,23	-0,07	0,00	199,95	-50,91
-4,00	-12,83	-0,21	0,00	112,50	-41,33
-4,50	-14,43	-0,24	0,00	67,67	-30,77
-5,0	-16,04	-0,21	2,49E-03	25,88	-20,29
-10	-32,08	0,01	2,40E-03	0,00	0,00



**Viadotto Laio Spalla B**  
**Calcolo della deformata e delle sollecitazioni agenti in un palo**  
**soggetto a forza orizzontale**  
**(Matlock & Reese)**

Caso di terreno con modulo costante con la profondità

**Caratteristiche palo**

diametro (m)	B	1,20
lunghezza (m)	L	24,0
modulo elastico cls (kPa)	E	3,12E+07
momento d'inerzia (m <sup>4</sup> )	I	1,02E-01
resist. caratt. Cls (MPa)	Rck	30
tratto scalzato (m)	l	0

**Caratteristiche terreno**

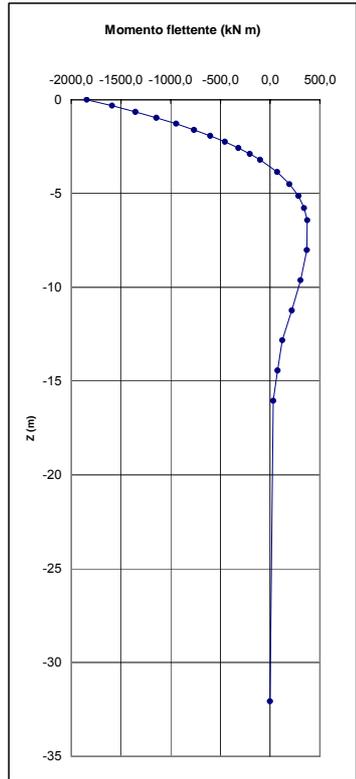
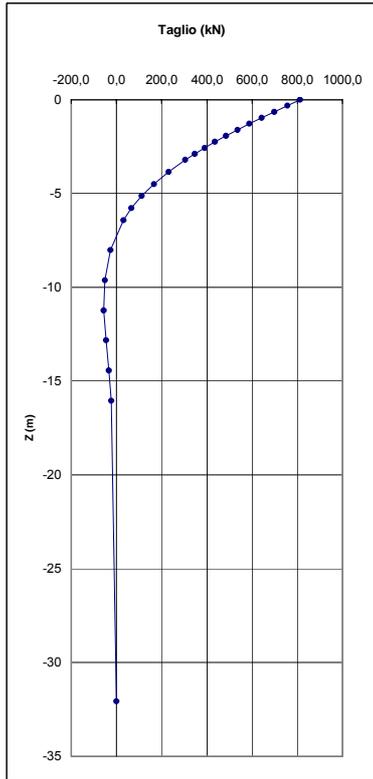
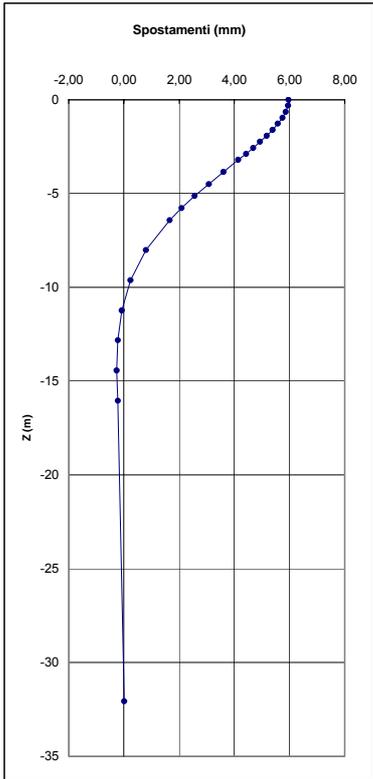
modulo reazione orizz. (kN/m <sup>2</sup> )	E <sub>s</sub>	30000
fattore di rigidezza (m)	T	3,21
L/T	λ	7,48194
coeff. di profondità max	Z <sub>max</sub>	7,5

**Carichi agenti**

carico orizzontale (kN)	Vt	813,0
momento di incastro (kNm)	Mt	-1.843,3

**Risultati**

z/T	z (m)	y (mm)	θ (rad)	M (kNm)	V (kN)
0,0	0	5,97	4,21E-09	-1843,25	813,00
-0,1	-0,32	5,95	1,32E-05	-1591,50	755,87
-0,2	-0,64	5,87	4,74E-05	-1357,07	699,40
-0,3	-0,96	5,75	1,03E-04	-1143,63	642,78
-0,4	-1,28	5,58	1,74E-04	-945,21	588,55
-0,5	-1,60	5,38	2,58E-04	-766,27	535,31
-0,6	-1,92	5,17	3,53E-04	-603,42	485,02
-0,7	-2,25	4,93	4,58E-04	-454,06	436,65
-0,8	-2,57	4,68	5,66E-04	-321,88	390,18
-0,9	-2,89	4,42	6,82E-04	-204,26	346,19
-1,0	-3,21	4,15	8,01E-04	-100,45	305,26
-1,2	-3,85	3,61	1,04E-03	69,89	230,23
-1,4	-4,49	3,07	1,27E-03	194,82	165,51
-1,6	-5,13	2,56	1,50E-03	285,54	111,54
-1,8	-5,77	2,08	1,71E-03	342,48	66,80
-2,0	-6,42	1,66	1,90E-03	373,49	31,39
-2,5	-8,02	0,80	2,28E-03	368,46	-26,99
-3,0	-9,62	0,24	2,52E-03	303,65	-50,59
-3,50	-11,23	-0,08	0,00	218,79	-55,71
-4,00	-12,83	-0,23	0,00	123,10	-45,22
-4,50	-14,43	-0,26	0,00	74,04	-33,67
-5,0	-16,04	-0,23	2,73E-03	28,32	-22,20
-10	-32,08	0,01	2,62E-03	0,00	0,00

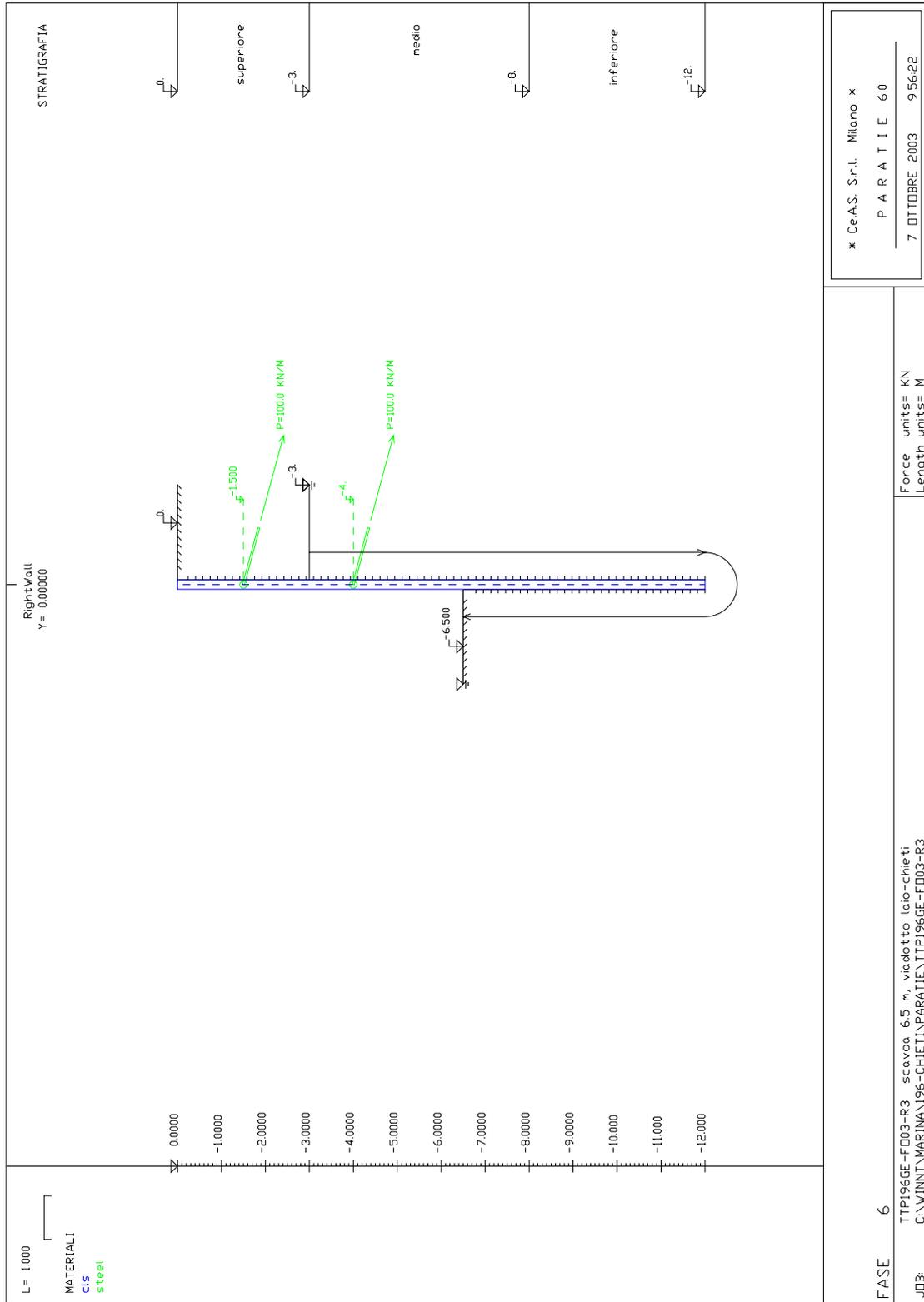


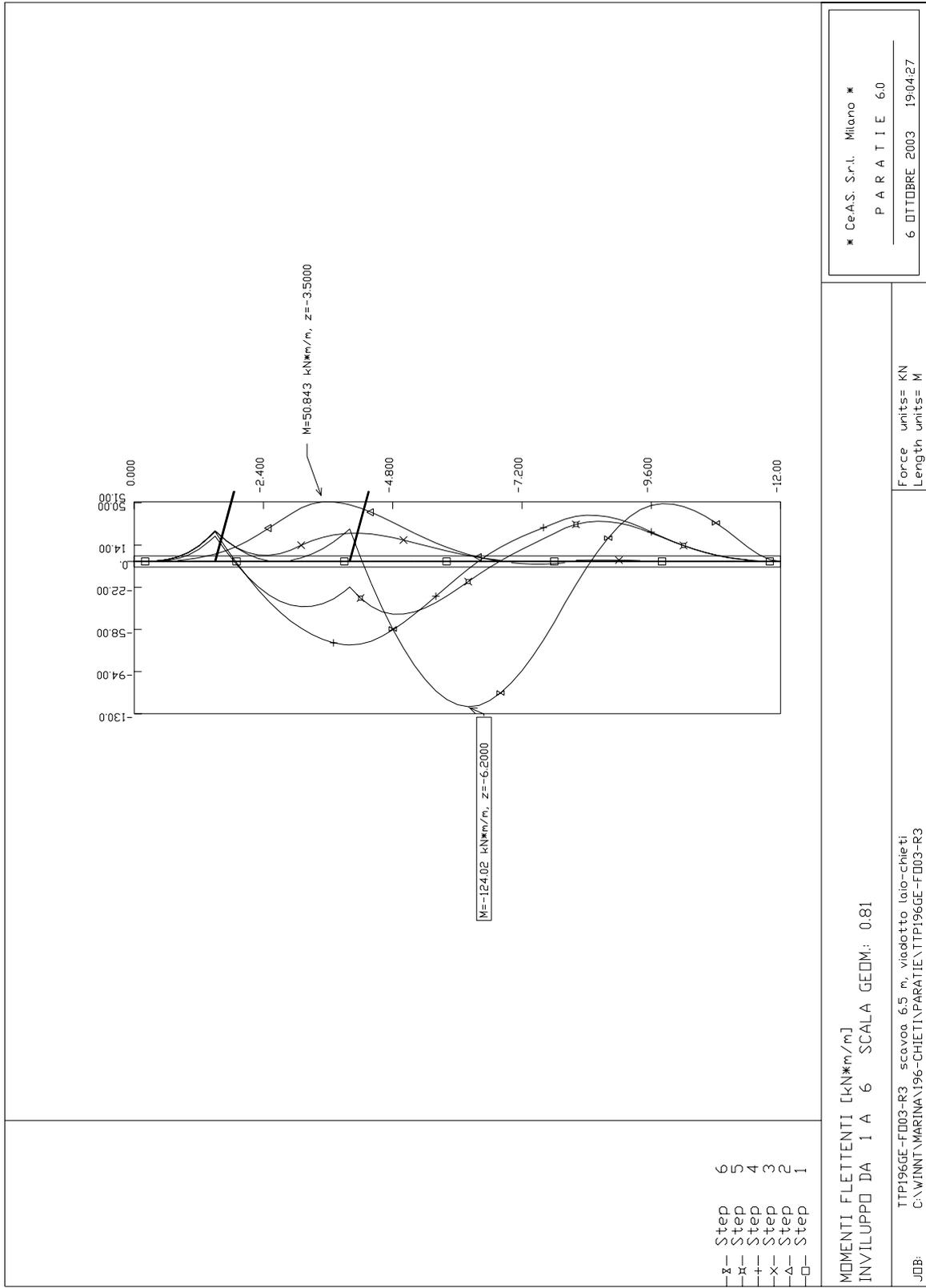
## VERIFICHE DELLE OPERE PROVVISORIE

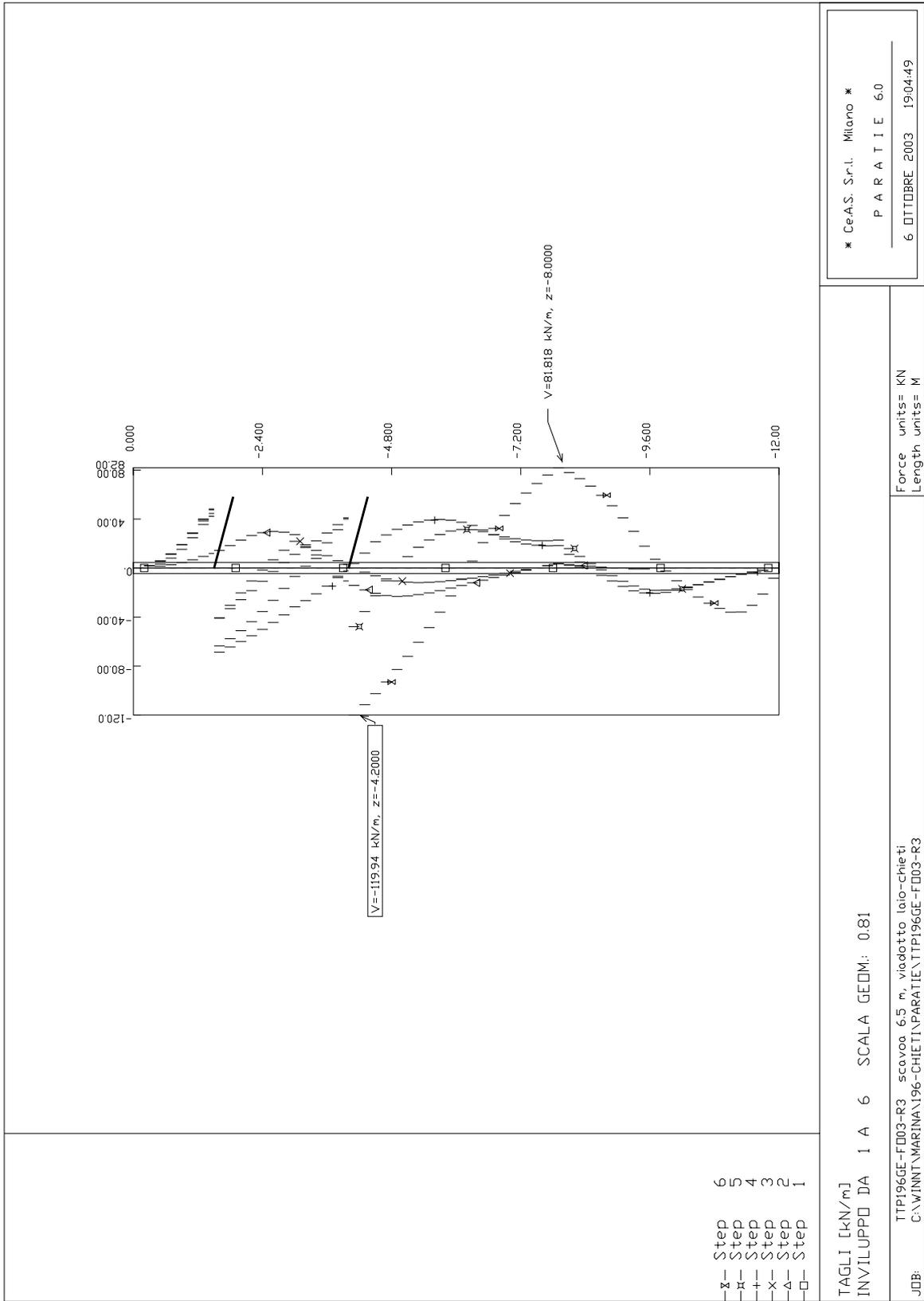
Risultati delle verifiche delle paratie di micropali costituenti le opere di sostegno degli scavi di fondazione dei viadotti:

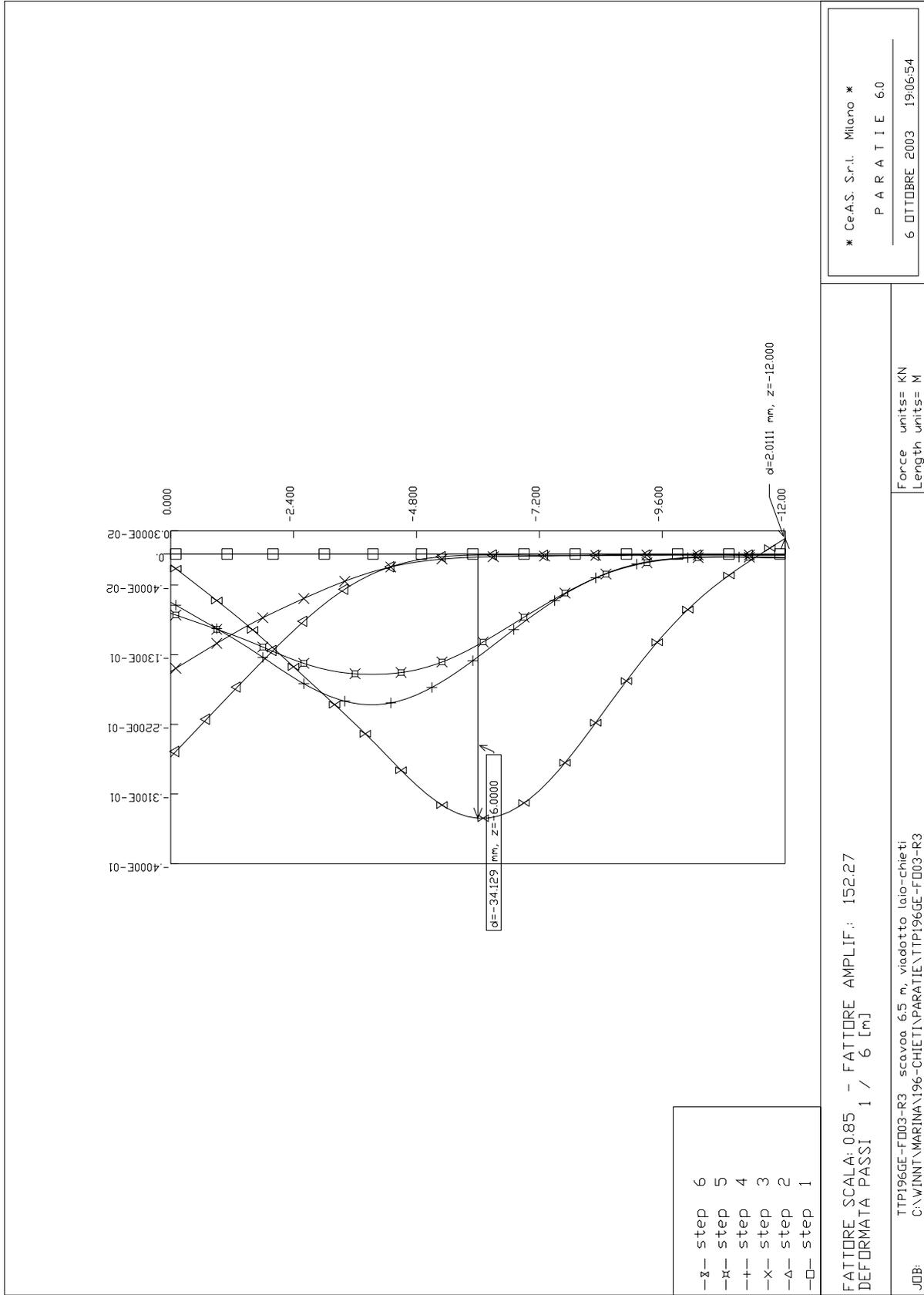
- Giardino
- Guardiagrele
- San Bartolomeo I
- San Bartolomeo II
- Laio.

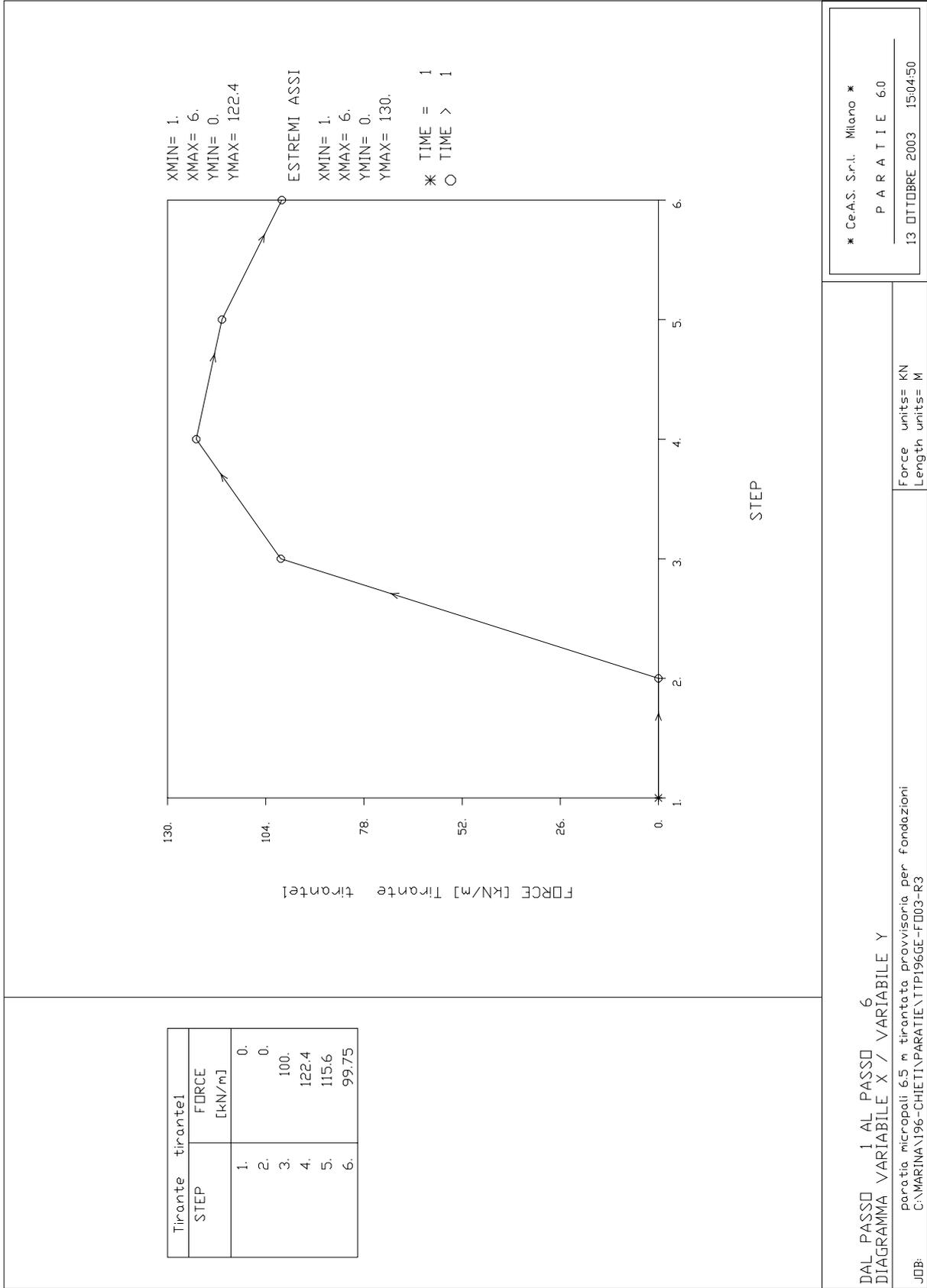
Sono riportati lo schema di calcolo, i grafici relativi ai momenti flettenti, ai tagli e agli spostamenti orizzontali, e il tabulato di input e output.

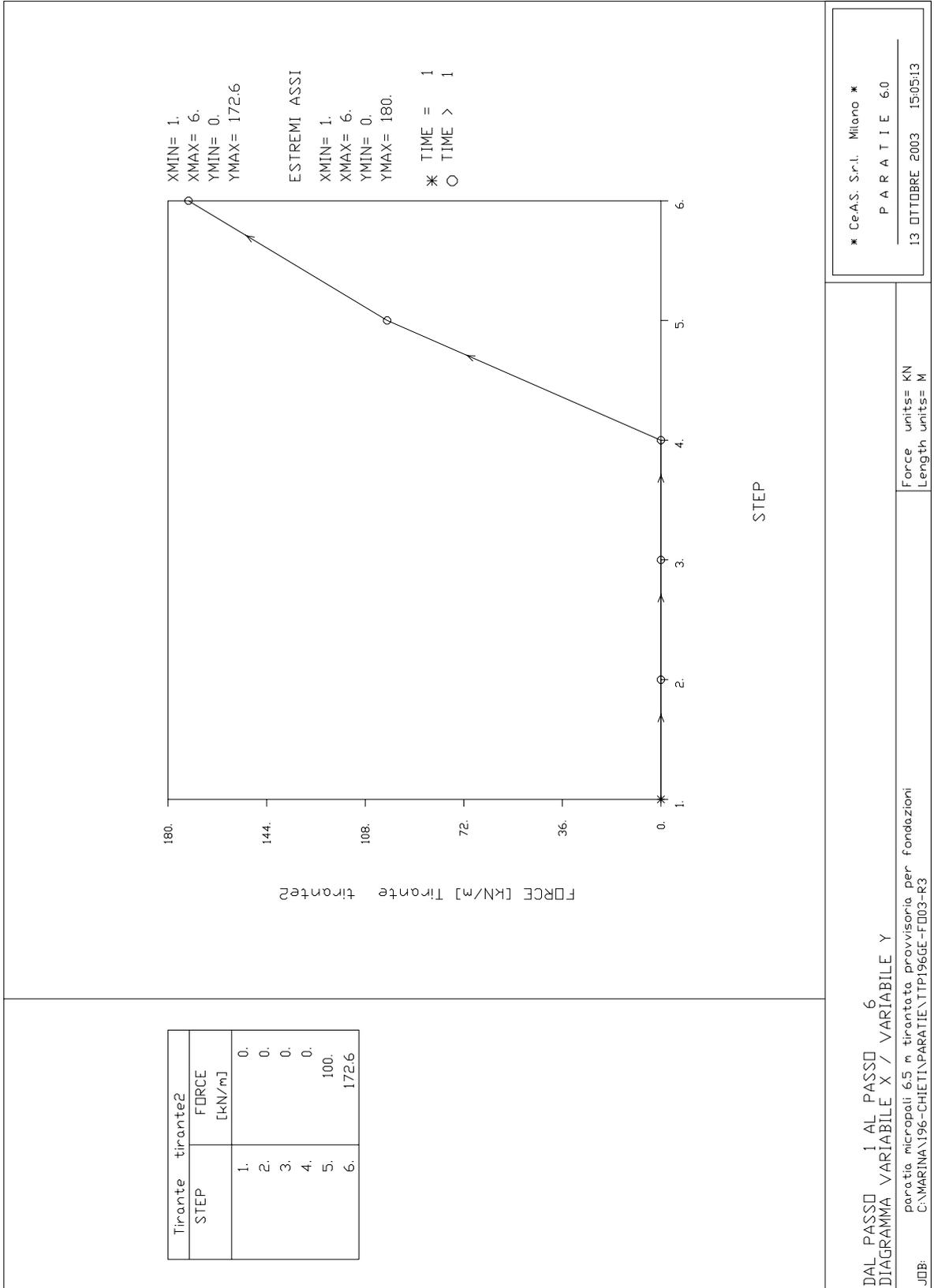












```

*****
**                                     **
**           P A R A T I E           **
**                                     **
**           RELEASE 6.0   VERSIONE WIN   **
**                                     **
** Ce.A.S. s.r.l. - Viale Giustiniano, 10 **
**                               20129 MILANO **
**                                     **
*****

```

```

6 OTTOBRE 2003 19:05:09
Ce.A.S. s.r.l. - Milano
PARATIE 6.0
6 OTTOBRE 2003 19:05:09
TTP196GE-FO03-R3 scavo a 6.5 m, viadotto laio-chieti

```

ELENCO DEI DATI DI INPUT(PARAGEN)

Per il significato dei vari comandi  
 si faccia riferimento al manuale di  
 input PARAGEN, versione 6.0 .

```

N. comando
1: * Paratie for Windows version 6.0
2: * Filename= <c:\winnt\marina\196-chieti\paratie\ttp196ge-fo03-r3.d>
   Date= 06/Oc
3: * project with "run time" parameters
4: * Force=kN Lenght=m
5: *
6: units m kN
7: title TTP196GE-FO03-R3 scavo a 6.5 m, viadotto laio-chieti
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 RightWall 0 -12 0
15: *
16: soil DHRight RightWall -12 0 2 0
17: soil UHRight RightWall -12 0 1 180
18: *
19: material cls 2.7E+007
20: material steel 2.8E+008
21: *
22: beam micropali RightWall -12 0 cls 0.210049
23: *
24: wire tirante1 RightWall -1.5 steel 2.98E-005 100 165
25: wire tirante2 RightWall -4 steel 2.98E-005 100 165
26: *
27: * Soil Profile
28: *
29: ldata superiore 0
30: weight 19 11 10
31: atrest 0.65798 0.5 1
32: resistance 0 20 0.599 2.511
33: young 10000 30000
34: endlayer
35: ldata medio -3
36: weight 20 12 10
37: atrest 0.625393 0.5 1
38: resistance 5 22 0.538 2.792
39: young 20000 20000
40: endlayer
41: ldata inferiore -8
42: weight 20 12 10
43: atrest 0.577382 0.5 1
44: resistance 10 25 0.461 3.319
45: young 30000 90000
46: endlayer
47: *
48: step 1 : condizione geostatica
49: setwall RightWall
50: geom 0 0
51: water -3 0
52: endstep
53: *
54: step 2 : scavo a -2 m
55: setwall RightWall
56: geom 0 -2
57: water -3 0
58: endstep
59: *
60: step 3 : primo tirante
61: setwall RightWall

```

```

62:      geom 0 -2
63:      water -3 0
64:      add tirantel
65: endstep
66: *
67: step 4 : scavo a -4.5 m
68:      setwall RightWall
69:      geom 0 -4.5
70:      water -3 1.5
71: endstep
72: *
73: step 5 : secondo tirante
74:      setwall RightWall
75:      geom 0 -4.5
76:      water -3 1.5
77:      add tirante2
78: endstep
79: *
80: step 6 : scavo a -6.5m
81:      setwall RightWall
82:      geom 0 -6.5
83:      water -3 3.5
84: endstep
85: *
86: *

```

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

```

LAYER superiore
natura 1=granulare, 2=argilla = 1.0000
quota superiore = 0.0000 m
quota inferiore = -3.0000 m
peso fuori falda = 19.000 kN/m³
peso efficace in falda = 11.000 kN/m³
peso dell'acqua = 10.000 kN/m³
angolo di attrito = 20.000 DEG (A MONTE)
coeff. spinta attiva ka = 0.59900 (A MONTE)
coeff. spinta passiva kp = 2.5110 (A MONTE)
Konc normal consolidato = 0.65798
esponente di OCR = 0.50000
OCR: grado di sovraconsolidazione = 1.0000
modello di rigidezza = 1.0000
modulo el. compr. vergine = 10000. kPa
modulo el. scarico/ricarico = 30000. kPa
natura 1=granulare, 2=argilla = 1.0000 (A VALLE)
angolo di attrito = 20.000 DEG (A VALLE)
coeff. spinta attiva ka = 0.59900 (A VALLE)
coeff. spinta passiva kp = 2.5110 (A VALLE)

```

```

LAYER medio
natura 1=granulare, 2=argilla = 1.0000
quota superiore = -3.0000 m
quota inferiore = -8.0000 m
peso fuori falda = 20.000 kN/m³
peso efficace in falda = 12.000 kN/m³
peso dell'acqua = 10.000 kN/m³
coesione = 5.0000 kPa (A MONTE)
angolo di attrito = 22.000 DEG (A MONTE)
coeff. spinta attiva ka = 0.53800 (A MONTE)
coeff. spinta passiva kp = 2.7920 (A MONTE)
Konc normal consolidato = 0.62539
esponente di OCR = 0.50000
OCR: grado di sovraconsolidazione = 1.0000
modello di rigidezza = 1.0000
modulo el. compr. vergine = 20000. kPa
modulo el. scarico/ricarico = 20000. kPa
natura 1=granulare, 2=argilla = 1.0000 (A VALLE)
coesione = 5.0000 kPa (A VALLE)
angolo di attrito = 22.000 DEG (A VALLE)
coeff. spinta attiva ka = 0.53800 (A VALLE)

```

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

```

coeff. spinta passiva kp = 2.7920 (A VALLE)

```

```

LAYER inferiore
natura 1=granulare, 2=argilla = 1.0000
quota superiore = -8.0000 m
quota inferiore = -0.10000E+31 m
peso fuori falda = 20.000 kN/m³
peso efficace in falda = 12.000 kN/m³
peso dell'acqua = 10.000 kN/m³
coesione = 10.000 kPa (A MONTE)

```

angolo di attrito	= 25.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.46100		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.3190		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.57738		
esponente di OCR	= 0.50000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 30000.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 90000.	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
coesione	= 10.000	kPa	(A VALLE)
angolo di attrito	= 25.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.46100		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.3190		(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 2  
(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)  
NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE  
RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 3  
(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)  
NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE  
RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 4  
(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)  
NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE  
RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 5  
(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)  
NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE  
RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 6  
(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)  
NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL RightWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= 0.0000	m
quota della falda	= -3.0000	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 del sovraccarico a valle	= -0.99900E+30	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -12.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL RightWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -2.0000	m
quota della falda	= -3.0000	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 del sovraccarico a valle	= -0.99900E+30	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -12.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL RightWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -2.0000	m
quota della falda	= -3.0000	m
sovraccarico a monte	= 0.0000	kPa

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	= -0.99900E+30	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -12.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 4

WALL RightWall

```

coordinata y                = 0.0000    m
quota piano campagna        = 0.0000    m
quota del fondo scavo      = -4.5000   m
quota della falda          = -3.0000   m
sovraccarico a monte      = 0.0000   kPa
quota del sovraccarico a monte = 0.0000    m
depressione falda a valle = 1.5000    m
sovraccarico a valle      = 0.0000   kPa
quota del sovraccarico a valle = -0.99900E+30 m
quota di taglio            = 0.0000    m
quota di equil. pressioni dell'acqua = -12.000   m
indicatore comportamento acqua = 0.0000    (1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000    (1=NO UPD)
    
```

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 5

WALL RightWall

```

coordinata y                = 0.0000    m
quota piano campagna        = 0.0000    m
quota del fondo scavo      = -4.5000   m
quota della falda          = -3.0000   m
sovraccarico a monte      = 0.0000   kPa
quota del sovraccarico a monte = 0.0000    m
depressione falda a valle = 1.5000    m
sovraccarico a valle      = 0.0000   kPa
quota del sovraccarico a valle = -0.99900E+30 m
quota di taglio            = 0.0000    m
quota di equil. pressioni dell'acqua = -12.000   m
indicatore comportamento acqua = 0.0000    (1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000    (1=NO UPD)
    
```

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 6

WALL RightWall

```

coordinata y                = 0.0000    m
quota piano campagna        = 0.0000    m
quota del fondo scavo      = -6.5000   m
quota della falda          = -3.0000   m
sovraccarico a monte      = 0.0000   kPa
quota del sovraccarico a monte = 0.0000    m
depressione falda a valle = 3.5000    m
sovraccarico a valle      = 0.0000   kPa
quota del sovraccarico a valle = -0.99900E+30 m
quota di taglio            = 0.0000    m
quota di equil. pressioni dell'acqua = -12.000   m
indicatore comportamento acqua = 0.0000    (1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000    (1=NO UPD)
    
```

RIASSUNTO ELEMENTI

=====

RIASSUNTO ELEMENTI SOIL						
Name	Wall	Z1	Z2	Flag	Angle	
		m	m		deg	
DHRight	RightWall	0.	-12.00	DOWNHILL	0.	
UHRight	RightWall	0.	-12.00	UPHILL	180.0	

RIASSUNTO ELEMENTI BEAM						
Name	Wall	Z1	Z2	Mat	thick	
		m	m		m	
micropali	RightWall	0.	-12.00	_	0.2100	

RIASSUNTO ELEMENTI WIRE						
Name	Wall	Zeta	Mat	A/L	Pinit	Angle
		m			kN/m	deg

tirante1	RightWall	-1.500	_	0.2980E-04	100.0	165.0
tirante2	RightWall	-4.000	_	0.2980E-04	100.0	165.0

RIASSUNTO DATI VARI

=====

MATERIALI	
Name	YOUNG MODULUS
	kPa
cls	2.7E+007
stee	2.8E+008

RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

FASE	N. DI ITERAZIONI	CONVERGENZA
1	2	SI
2	5	SI
3	6	SI
4	6	SI
5	3	SI
6	7	SI

RIASSUNTO SPINTE NEGLI ELEMENTI TERRENO

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

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

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

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

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

SPINTA 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;

SPINTA PASSIVA MOBILITATA = e' l'inverso del rapporto precedente, espresso in unita' percentuale: 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 di quanto questa porzione di terreno sia prossima alla condizione di massimo rilascio.

FASE	GRUPPO -->	DHRi	UHRi
1			
	SPINTA EFFICACE VERA	653.36	653.36
	SPINTA ACQUA	405.05	405.05
	SPINTA TOTALE VERA	1058.4	1058.4
	SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	452.71	452.71
	SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	3538.5	3538.5
	RAPPORTO PASSIVA/VERA	5.4158	5.4158
	SPINTA PASSIVA MOBILITATA	18.%	18.%
	RAPPORTO VERA/ATTIVA	1.4432	1.4432
2			
	SPINTA EFFICACE VERA	588.68	588.68
	SPINTA ACQUA	405.05	405.05
	SPINTA TOTALE VERA	993.73	993.73
	SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	235.24	452.71
	SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	2310.9	3538.5
	RAPPORTO PASSIVA/VERA	3.9256	6.0109
	SPINTA PASSIVA MOBILITATA	25.%	17.%
	RAPPORTO VERA/ATTIVA	2.5025	1.3004
3			
	SPINTA EFFICACE VERA		
	SPINTA ACQUA		
	SPINTA TOTALE VERA		
	SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)		
	SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)		
	RAPPORTO PASSIVA/VERA		
	SPINTA PASSIVA MOBILITATA		
	RAPPORTO VERA/ATTIVA		

SPINTA EFFICACE VERA	568.02	664.61
SPINTA ACQUA	405.05	405.05
SPINTA TOTALE VERA	973.07	1069.7
SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	235.24	452.71
SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	2310.9	3538.5
RAPPORTO PASSIVA/VERA	4.0684	5.3241
SPINTA PASSIVA MOBILITATA	25.%	19.%
RAPPORTO VERA/ATTIVA	2.4146	1.4681
FASE 4	GRUPPO -->	DHRi UHRi
SPINTA EFFICACE VERA	493.90	550.81
SPINTA ACQUA	306.87	368.23
SPINTA TOTALE VERA	800.78	919.03
SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	72.654	470.52
SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	1207.9	3654.9
RAPPORTO PASSIVA/VERA	2.4456	6.6356
SPINTA PASSIVA MOBILITATA	41.%	15.%
RAPPORTO VERA/ATTIVA	6.7980	1.1706
FASE 5	GRUPPO -->	DHRi UHRi
SPINTA EFFICACE VERA	473.21	620.14
SPINTA ACQUA	306.87	368.23
SPINTA TOTALE VERA	780.08	988.37
SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	72.654	470.52
SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	1207.9	3654.9
RAPPORTO PASSIVA/VERA	2.5526	5.8938
SPINTA PASSIVA MOBILITATA	39.%	17.%
RAPPORTO VERA/ATTIVA	6.5132	1.3180
FASE 6	GRUPPO -->	DHRi UHRi
SPINTA EFFICACE VERA	432.69	576.25
SPINTA ACQUA	187.82	307.28
SPINTA TOTALE VERA	620.51	883.53
SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	13.028	500.01
SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	649.22	3847.7
RAPPORTO PASSIVA/VERA	1.5004	6.6771
SPINTA PASSIVA MOBILITATA	67.%	15.%
RAPPORTO VERA/ATTIVA	33.212	1.1525