



REGIONE LAZIO

Via Capitan Bavastro, 108 - ROMA

Assessorato Politiche dei Trasporti e Lavori Pubblici

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO (art.7 Legge 109/94 e succ. mod. int.) Dott. Ing. *BERNARDO MARIA FABRIZIO*



ANAS S.p.A.

Direzione Centrale Programmazione Progettazione

VARIANTE ALLA S.S. n. 7 APPIA in Comune di FORMIA

PROGETTO PRELIMINARE

PROGETTAZIONE: RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA TRA :
POLITECNICA Srl, MANDATARIA, Dott. UMBERTO MAZZINI E SATPI Srl, MANDANTE, Ing. EDMONDO TORDI



*RESPONSABILE PROGETTO
E DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE*

Ing. A. De Fazio

PROGETTAZIONE TRACCIATO

Ing. A. De Fazio

Geom. M. Losacco

Ing. B. Rugiero

Ing. F. Serrau

PROGETTAZIONE STRUTTURE

E GEOTECNICA

Ing. A. Lucarelli

Ing. M. Nunzi

Ing. M. Pirrello

SICUREZZA CANTIERI D.Lgs. 494/96

Geom. M. Pungetti

IDRAULICA ED IDROLOGIA

Ing. B. Rugiero

Ing. S. Tronconi

PROGETTAZIONE IMPIANTI

P.I. M. Cavazzuti

Ing. F. Federzoni

Ing. F. Frassinetti

RESPONSABILE

STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE

Arch. F. Alagna

CONSULENTI

GALLERIE

Ing. G. Guiducci - Studio SINTESI

Ing. S. Fuoco - Studio S.W.S.

GEOLOGIA

Dott. M. Mantovani - GEOTER Srl

ELABORATO

RELAZIONE GEOTECNICA

GALLERIE - OPERE D'ARTE - CORPO STRADALE

OPERA	ARGOMENTO	DOC. E PROG.	FASE	REVISIONE	SCALA:				
G G I	X X	R G 0 1	/	1 - 0	-	FILE NAME: GGL_XXRG0110 . doc			
					CARTELLA: GGL_001	PLOT: 1=1			
					FOGLIO: A4V	PROT.: 3165A			
3									
2									
1									
0	EMISSIONE				15 MAG 2004	-	TRONCONI	DE FAZIO	
REV.		DESCRIZIONE			DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

REGIONE LAZIO

VARIANTE ALLA S.S. n.7 APPIA IN COMUNE DI FORMIA

PROGETTO PRELIMINARE

Relazione Geotecnica

Giugno 2004

ing. Germano Guiducci

ing. Augusto Lucarelli

INDICE

1. INTRODUZIONE

1.1 Premessa

1.2 Normativa e documentazione di riferimento

1.3 Bibliografia

2. INDAGINI GEOTECNICHE IN SITO E LABORATORIO

3. UNITÀ LITOSTRATIGRAFICHE PRESENTI

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

4.1 Caratterizzazione geotecnica delle argille caotiche e delle argille detritiche

4.1.1 Caratteristiche fisiche

4.1.2 Resistenza al taglio in termini di tensioni totali

4.1.3 Resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci

4.1.4 Deformabilità

4.2 Caratterizzazione geotecnica dei conglomerati

4.3 Caratterizzazione geotecnica delle argille con gessi

4.3.1 Caratteristiche fisiche

4.3.2 Resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci

4.4 Caratterizzazione geotecnica dei terreni di copertura argillosa

4.5 Caratterizzazione geotecnica dei calcari-dolomitici

4.6 Categoria di suolo ai fini della scelta dello spettro di progetto

5. PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

6. OPERE PRINCIPALI

6.1 GALLERIA NATURALE COSTAMEZZA: OPERE D'IMBOCCO

6.1.1 Ibocco lato Itri

6.1.2 Ibocco lato Balzorile

6.2 GALLERIA NATURALE COSTAMEZZA: TRATTO IN NATURALE

6.2.1 Generalità sull'opera

6.2.2 Caratterizzazione geotecnica-geomeccanica delle unità interessate dagli scavi

6.2.3 Descrizione delle scelte progettuali

6.2.4 Problematiche relative al setto intermedio

6.2.5 Criteri di Analisi per il dimensionamento delle opere di sostegno

6.2.6 Verifica delle soluzioni adottate

6.2.7 Approfondimento d'indagine

6.2.8 Sistema di monitoraggio

6.3 GALLERIE ARTIFICIALI

- 6.3.1 Galleria artificiale Balzorile 1
- 6.3.2 Galleria artificiale Balzorile 2
- 6.3.3 Galleria artificiale Campese 1
- 6.3.4 Galleria artificiale Campese 2

6.4 OPERE DI SOSTEGNO DEFINITIVE

6.5 RILEVATI

- 6.5.1 Stratigrafia di riferimento
- 6.5.2 Analisi di stabilità globale
- 6.5.3 Analisi dei cedimenti

6.6 FONDAZIONI

- 6.6.1 Fondazioni su palificate: metodologie di calcolo
- 6.6.2 Curve di capacità portante

Tablelle riassuntive sondaggi

Tablelle riassuntive laboratorio

Appendice A. GN Costamezza. Imbocco lato Itri. Verifiche di stabilità opere di sostegno.

1. ANALISI DELL'OPERA DI SOSTEGNO

- 1.1 Descrizione delle scelte progettuali
- 1.2 Metodo e parametri di calcolo della struttura di sostegno
- 1.3 Determinazione della tirantatura di progetto

2. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI DELL'OPERA DI SOSTEGNO

- 2.1 Verifica dei tiranti
 - 2.1.1 Verifica dell'acciaio armonico
 - 2.1.2 Verifica della fondazione
- 2.2 Verifica delle travi di ripartizione
- 2.3 Verifica dei micropali

Analisi di stabilità delle paratie multitirantate – Metodologie di calcolo

Analisi di stabilità globale – Tabulati di calcolo PCStab5M

Appendice B. GN Costamezza. Imbocco lato Balzorile. Analisi opere di sostegno.

1. ANALISI DELL'OPERA DI SOSTEGNO

- 1.1 Descrizione delle scelte progettuali
- 1.2 Stratigrafia di calcolo e parametri di progetto
- 1.3 Metodo di calcolo
- 1.4 Parametri di calcolo
 - 1.4.1 Parametri di spinta
 - 1.4.2 Parametri di interazione terreno struttura
- 1.5 Schemi di calcolo
- 1.6 Risultati delle elaborazioni

2. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI DELL'OPERA DI SOSTEGNO

- 2.1 Verifica delle travi di ripartizione
- 2.2 Verifica dei tiranti
- 2.3 Verifica dell'acciaio armonico
- 2.4 Verifica delle fondazioni

3. ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE

Analisi delle opere di sostegno – Elaborati di calcolo “Paratie”

Analisi di stabilità globale – Elaborati di calcolo PCStab15M

Appendice C. GA Balzorile 1. Analisi opere di sostegno dell'imbocco e verifiche di stabilità.

1. ANALISI DELL'OPERA DI SOSTEGNO

- 1.1 Descrizione delle scelte progettuali
- 1.2 Stratigrafia di calcolo e parametri di progetto
- 1.3 Metodo di calcolo
- 1.4 Parametri di calcolo
 - 1.4.1 Parametri di spinta
 - 1.4.2 Parametri di interazione terreno struttura
- 1.5 Schema di calcolo
- 1.6 Risultati delle elaborazioni

2. VERIFICA DI RESISTENZA

- 2.1 Verifica del palo

Analisi delle opere di sostegno – Elaborati di calcolo “Paratie”

Appendice D. GA Balzorile 2. Analisi della paratia di pali multi-ancorata a tergo della G.A..

1. ANALISI DELL'OPERA DI SOSTEGNO
 - 1.1 Descrizione delle scelte progettuali
 - 1.2 Stratigrafia di calcolo e parametri di progetto
 - 1.3 Metodo di calcolo
 - 1.4 Parametri di calcolo
 - 1.4.1 Parametri di spinta
 - 1.4.2 Parametri di interazione terreno struttura
 - 1.5 Schemi di calcolo
 - 1.6 Risultati delle elaborazioni
2. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI
 - 2.1 Verifica del palo
 - 2.2 Verifica delle travi di ripartizione
 - 2.3 Verifica di portanza dei tiranti

Analisi delle opere di sostegno – Elaborati di calcolo “Paratie”

Appendice E. GA Balzorile 2. Analisi della G.A. a paratie contrapposte.

1. ANALISI DELLA GALLERIA ARTIFICIALE
 - 1.1 Descrizione delle scelte progettuali
 - 1.2 Stratigrafia di calcolo e parametri di progetto
 - 1.3 Metodo di calcolo
 - 1.4 Parametri di calcolo
 - 1.4.1 Parametri di spinta
 - 1.4.2 Parametri di interazione terreno struttura
 - 1.5 Schema di calcolo
 - 1.6 Risultati delle elaborazioni
2. VERIFICA DI RESISTENZA
 - 2.1 Verifica del palo

Analisi delle opere di sostegno – Elaborati di calcolo “Paratie”

Appendice F. GA Campese 1. Analisi della paratia di pali multi-ancorata a tergo della G.A..

1. ANALISI DELL'OPERA DI SOSTEGNO
 - 1.1 Descrizione delle scelte progettuali
 - 1.2 Stratigrafia di calcolo e parametri di progetto
 - 1.3 Metodo di calcolo
 - 1.4 Parametri di calcolo
 - 1.4.1 Parametri di spinta
 - 1.4.2 Parametri di interazione terreno struttura
 - 1.5 Schemi di calcolo
 - 1.6 Risultati delle elaborazioni
2. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI
 - 2.1 Verifica del palo
 - 2.2 Verifica delle travi di ripartizione
 - 2.3 Verifica di portanza dei tiranti

Analisi delle opere di sostegno – Elaborati di calcolo “Paratie”

Appendice G. GA Campese 1. Analisi della G.A. a paratie contrapposte.

1. ANALISI DELLA GALLERIA ARTIFICIALE
 - 1.1 Descrizione delle scelte progettuali
 - 1.2 Stratigrafia di calcolo e parametri di progetto
 - 1.3 Metodo di calcolo
 - 1.4 Parametri di calcolo
 - 1.4.1 Parametri di spinta
 - 1.4.2 Parametri di interazione terreno struttura
 - 1.5 Schema di calcolo
 - 1.6 Risultati delle elaborazioni
2. VERIFICA DI RESISTENZA
 - 2.1 Verifica del palo

Analisi delle opere di sostegno – Elaborati di calcolo “Paratie”

Appendice H. GA Campese 2. Verifiche di stabilità opere di sostegno dell'imbocco.

1. ANALISI DELL'OPERA DI SOSTEGNO

- 1.1 Descrizione delle scelte progettuali
- 1.2 Metodo e parametri di calcolo della struttura di sostegno
- 1.3 Determinazione della tirantatura di progetto

2. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI DELL'OPERA DI SOSTEGNO

- 2.1 Verifica dei tiranti
 - 2.1.1 Verifica dell'acciaio armonico
 - 2.1.2 Verifica della fondazione
- 2.2 Verifica delle travi di ripartizione
- 2.3 Verifica dei micropali

Analisi di stabilità delle paratie multitirantate – Metodologie di calcolo

Analisi di stabilità globale – Tabulati di calcolo PCStabl5M

Appendice I. Rilevati: analisi di stabilità e calcolo dei cedimenti.

Analisi di stabilità (Elaborati di calcolo STABL)

Analisi dei cedimenti (Elaborati di calcolo CED)

Appendice L. Pali di fondazione.

Capacità portante ai carichi verticali (Elaborati di calcolo PAL)

Caratterizzazione alle forze orizzontali (Elaborati di calcolo LPAL)

1. INTRODUZIONE

1.1 Premessa

La presente relazione geotecnica ha per oggetto la Variante alla S.S. n.7 Appia. In particolare verranno sviluppate analisi e considerazioni mirate alla caratterizzazione geotecnica dei terreni con l'indicazione dei parametri utili al dimensionamento preliminare delle opere. Quindi, relativamente alle principali opere previste lungo il tracciato, verranno descritte le scelte progettuali ed esposte le analisi per il dimensionamento e la verifica.

Il tratto in esame si sviluppa per una lunghezza di 11+046 km; rientra tra le sezioni progressive di progetto 1 (prog. 0+000 km) e n. 443 (prog. 11+046 km). Fanno parte del presente progetto gli svincoli lato Itri per il collegamento alla Statale Appia esistente e tre cavalcavia collocati nel tratto terminale.

Le caratteristiche geometriche, costruttive e strutturali dell'opera sono mostrate negli elaborati progettuali; nel seguito si riporta una sintetica descrizione.

Dalla progressiva 0+000, alla progressiva 0+255 km circa (sez. 10), il tracciato si sviluppa in rilevato. Tale rilevato costituisce l'opera di accesso ad un viadotto che fa parte di un altro lotto funzionale. Segue poi il tratto interessato dall'interferenza con la statale Appia attuale, che viene superata in galleria.

Lo sviluppo della galleria interessa un tratto della lunghezza di 5+338 km, superata la quale si esce nella zona centrale del tracciato denominata Balzorile, compresa tra il monte Costamezza ed il monte Campese. In questo tratto, sono presenti diverse gallerie artificiali:

- galleria artificiale Balzorile 1 e Balzorile 2, verranno realizzate a paratie contrapposte e sollettone piano, con scavo a foro cieco;
- galleria artificiale Campese 1, verrà realizzata in maniera analoga alle Balzorile 1 e 2;
- galleria artificiale Campese 2, verrà realizzata con sagoma policentrica previo scavo di sbancamento sostenuto da paratie multiancorate.

Nell'ambito di questo tratto sono presenti inoltre dei ponti per lo scavalco dei fossi. Per questi si adottano fondazioni profonde su pali trivellati.

Dall'uscita della galleria artificiale Campese 2, per un tratto di circa 400 m, è presente un grosso rilevato, la cui scarpata di valle sarà opportunamente geometrizzata al fine di avere un inserimento ambientale non impattante e consentire al tempo stesso lo smaltimento di una parte del materiale in eccesso.

Da qui fino alla fine del tracciato, la strada procede praticamente a raso senza opere di rilievo.

Con riferimento alle opere accessorie, lo svincolo iniziale lato Itri è realizzato prevalentemente in trincea con altezze che raggiungono anche i 13 m. Al fine di mitigare gli ingombri, e per evitare l'adozione di strutture rigide a parete verticale si inseriscono opere in terra rinforzata.

Nel tratto terminale, i rilevati di accesso ai cavalcavia hanno altezze dell'ordine dei 6 ÷ 8 m. Le fondazioni dei cavalcavia sono previste mediante pali trivellati di grosso diametro.

La presente relazione si articola in due parti:

- la prima parte riguarda la caratterizzazione geotecnica generale mediante la definizione generale dei parametri geotecnici medi attribuibili alle varie unità incontrate lungo il tracciato stradale;
- la seconda parte riguarda le principali opere previste lungo il tracciato: vengono descritte le scelte progettuali ed espone le analisi per il dimensionamento e la verifica; vengono altresì espone i criteri e le procedure generali per il dimensionamento e verifica (opere di sostegno, gallerie artificiali, gallerie naturali, fondazioni su pali, analisi dei rilevati e trincee, ...)

La caratterizzazione dei terreni viene svolta sulla base:

- di un'elaborazione ed interpretazione dei risultati di indagini in sito e laboratorio ad oggi disponibili;
- degli studi di carattere geologico ed idrogeologico disponibili;
- delle esperienze maturate in condizioni simili.

1.2 Normativa e documentazione di riferimento

L'interpretazione dei risultati delle indagini, le verifiche di capacità portante, il calcolo delle sollecitazioni e deformazioni in fondazione, la redazione degli elaborati, sono svolte in accordo alle Normative vigenti:

- D.M. 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*".
- Istruzioni relative alle "*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. Dir. Centr. Tecn. N° 97/81.
- D.M. 09 gennaio 1996: "*Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche*".
- Ordinanza 3274 del Presidente del Consiglio del 20/03/2003: Nuova normativa sismica.
- Ordinanza 3316: "Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza de Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003", 10/10/2003.

Le elaborazioni seguenti sono basate sugli elementi acquisiti dalla seguente documentazione.

POLITECNICA, SATPI s.r.l. e GEOTER s.r.l – variante alla S.S. 7 Appia nel Comune di Formia - tratto non in galleria naturale:

- Relazione Geologico-Tecnica [1];
- Tav. 1 Carta Geologico-Strutturale [2];
- Tav. 2 Carta Geomorfologica [3];
- Tav. 3 Carta Idrogeologica [4].
- Tav. 4 Sezione geologica lato Itri sezz. 20-61 [5];
- Tav. 5 Sezione geologica lato Formia sezz. 257-306 [6];
- Tav. 6 Sezione geologica lato Formia sezz. 307-361 [7];
- Sezioni Geologiche trasversali n. 326-342-351 [8].

POLITECNICA, SATPI s.r.l. e GEOTER s.r.l – variante alla S.S. 7 Appia nel Comune di Formia - tratto in galleria naturale:

- Relazione Geologica, Rilevamento geologico-strutturale, indagini geognostiche [9];
- Tav. 1 Carta Geologico-Strutturale [10];
- Tav. 2 Carta Geomorfologica [11];
- Tav. 3 Carta Idrogeologica [12];
- Tav. 4 Sezione geologica interpretativa [13];

POLITECNICA, SATPI s.r.l. e GEOTER s.r.l – variante alla S.S. 7 Appia nel Comune di Formia - tratto in galleria naturale - progetto definitivo galleria stradale:

- Galleria stradale: profilo geomeccanico di previsione - A.0C.L001/0-2 - [14];
- Galleria stradale: sezione tipo A - A.0C.M001/0-2 - [15];
- Galleria stradale: sezione tipo B - A.0C.M002/0-2 - [16];
- Galleria stradale: sezione tipo C - A.0C.M003/0-2 - [17];
- Galleria stradale: sezione tipo D - A.0C.M004/0-2 - [18];
- Galleria stradale: sezione tipo E - A.0C.M005/0-2 - [19];
- Galleria stradale e cunicolo di sicurezza: pianta schematica opere accessorie - A.0C.D001/0-2 - [20];
- Galleria stradale e cunicolo di sicurezza: imbocchi lato Itri - A.0C.N001/0-2 - [21];
- Galleria stradale e cunicolo di sicurezza: imbocchi lato Formia - A.0C.N002/0-2 - [22];
- Galleria stradale: piazzole di sosta - A.0C.N003/0-2 - [23];
- Galleria stradale: sistema di impermeabilizzazione - A.0C.N004/0-2 - [24];
- Galleria stradale: particolari pozzetti - A.0C.N005/0-2 - [25];
- Galleria stradale: particolari cunicoli e nicchie - A.0C.N006/0-2 - [26];
- Cunicolo di sicurezza: sezioni tipo - A.0C.N007/0-2 - [27];

La documentazione suddetta è stata integrata dagli ultimi rilievi geologici eseguiti soprattutto nella zona di imbocco Ovest della galleria di Costamezza dove, per esigenze di tracciato,

l'imbocco stesso è stato collocato in una posizione differente rispetto a quella riportata nei documenti sopra citati.

1.3 Bibliografia

- Achilleos E. e Lowell C.W. [1988]. User Guide for PCSTABL5M – Informational Report, Joint Highway Reserch Project 88/19.
- Bishop A.W. [1955]. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Geotechnique.
- G. Guiducci [1994]. CED – Analisi dei cedimenti di rilevati in terra. Documento interno.
- Alpan, I. (1967), The Empirical Evaluation of the Coefficients K_0 and K_{OR} . «Soil and Foundations», vol. 7, pp. 31-40.
- Jamiolkowski, M. (1986), Research Applied to Geotechnical Practice. James Forrest Lecture, Inst. Civil Eng., London.
- Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., Marchetti, S., Nova, R. e Pasqualini, E. (1979), Design Parameters for Soft Clays. SOA, VII ECSMFE, Brighton.
- Lambe, T.W. e Whitman, R.V. (1969), Soil Mechanics. John Wiley & Sons.
- Ladd, C.C. (1985), Overview of Clay Behaviour. MIT Special Summer Course, 1.60S, Cambridge, Mass.
- Schmidt, B. (1966), Discussion on Earth Pressure at Rest Related to Stress History. «Canadian Geotechnical Journal», vol. 3, pp. 239-242.
- Bjerrum L. (1972). Embankments on Soft Ground. ASCE Spec. Conf. Purdue Univ., Lafayette (USA).
- Ladd C.C., Foot R. (1974). New Design Procedure for Stability of Soft Clays. JGED ASCE, GT7.
- Lancellotta R. (1987). Geotecnica. Ed. Zanichelli.
- NAVFAC DM 7.1 (1982). Soil Mechanics. Design Manual 7.1. Depth of the Navy naval Facil. Engng. Command; Alexandria (USA).

2. INDAGINI GEOTECNICHE IN SITO E LABORATORIO

I dati disponibili allo stato attuale si riferiscono alla campagna di indagine effettuata in varie fasi e che complessivamente risulta così articolata:

- esecuzione di n. 15 sondaggi a carotaggio continuo (Campagna **A**) eseguiti nei tratti all'aperto e così ripartiti: sondaggi S12, S13 e S14 situati nel tratto iniziale lato Itri, piuttosto lontani dalla nuova posizione del tracciato; sondaggi da S1 ad S12 collocati nel tratto tra il monte Costamezza ed il monte Campese, in prossimità del nuovo tracciato; il sondaggio S15 è molto lontano dal tracciato in esame;
- esecuzione di n. 4 sondaggi con tratti a distruzione (Campagna **B**) anche questi denominati da S1 ad S4; sono stati eseguiti in corrispondenza della galleria Costamezza, in particolare S3 ed S4 hanno una lunghezza di 141 m ciascuno; S2 ed S4 sono invece più prossimi all'imbocco ed hanno la finalità di caratterizzare il passaggio tra le argille con gessi ed i calcari;
- prospezioni geofisiche con n. 2 sondaggi elettrici verticali (S.E.V.) in zona M. Campese;
- indagini geoelettriche sul versante sud di M. Campese;
- prelievo di n. 25 campioni relativi alla campagna A di cui n. 17 campioni indisturbati e n. 23 campioni relativi alla campagna B, di cui 20 in roccia;
- esecuzione di n. 51 prove S.P.T. in foro di sondaggio;
- n. 12 piezometri a tubo aperto installati in foro di sondaggio.

I campioni prelevati durante le campagne di indagine sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio:

- prove di caratterizzazione fisica e classificazione: analisi granulometriche, limiti di Atterberg, contenuto d'acqua, peso di volume, peso specifico dei grani;
- prove di compressione edometrica (IL);
- prove triassiali di resistenza al taglio del tipo non consolidato non drenato (UU), prove triassiali consolidate isotropicamente non drenate (CIU);
- prova di compressione monoassiale non confinata (ELL);
- prova di resistenza al taglio di tipo diretto (CD) in scatola di Casagrande;
- sui campioni in roccia sono state effettuate prove di rottura triassiale e misure di velocità di onde P.

3. UNITÀ LITOSTRATIGRAFICHE PRESENTI

In questa sede, si riassumono brevemente le caratteristiche essenziali con riferimento alle unità che interferiscono con le opere progettate; quindi si formulerà una caratterizzazione geotecnica approfondita per permettere il dimensionamento e la verifica delle stesse.

La descrizione generale dei caratteri geologici ed idrogeologici dell'area in esame è riportata nella Relazione Geologico-Tecnica generale redatta dal dott. Massimo Mantovani, della quale, nel seguito, vengono ripresi alcuni concetti.

Nell'area in esame sono rilevabili le seguenti unità litostratigrafiche:

- Unità delle Liguridi esterne (ARGILLE CAOTICHE)

Sono costituite da una matrice argillosa-siltosa caotica e tettonizzata inglobante blocchi lapidei estremamente eterogenei sia come litologia sia come dimensione. Presente lungo l'intero tracciato in esame a profondità variabili (ca. 10 m massimo), in alcune zone affiora a p.c.. Le argille caotiche presentano una scarsa permeabilità, comunque localmente condizionata dalla loro eterogeneità.

- Depositi alluvionali-colluviali (ARGILLE DETRITICHE)

Tale tipo di depositi individuati localmente nelle aree in esame appaiono a prevalente componente coesiva. Si tratta per lo più di porzioni superficiali più alterate delle formazioni argillose affioranti (argille caotiche). E' presente con spessori massimi di qualche metro lungo gran parte del tracciato in esame. Anche se variabile con la granulometria e l'eventuale grado di cementazione, la permeabilità risulta complessivamente scarsa o nulla.

- Unità dei conglomerati neritici (CONGLOMERATI)

Tale unità è prevalentemente conglomeratica con puddinghe e brecce cementate. Talora si osservano, intercalate nei conglomerati, calcareniti, arenarie ed argille sabbiose. I conglomerati hanno un elevato grado di permeabilità per fratturazione e carsismo.

- Unità delle ARGILLE CON GESSI

Tale unità è costituita da argille siltose e sabbie argillose, spesso bituminose a cui si intercalano lenti o banchi di gesso. Esse risultano particolarmente sovraconsolidate, fessurate e con una permeabilità molto ridotta. Il loro spessore varia da alcune decine a qualche centinaia di metri.

- Formazione CALCAREO-DOLOMITICA

Nella zona della galleria Costamezza è presente in affioramento la formazione calcareo-dolomitica, caratterizzata da una morfologia più acclive. La permeabilità di questa formazione è elevata e legata alla fratturazione e al carsismo.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

In base ai risultati delle indagini geotecniche eseguite in sito e delle prove di laboratorio effettuate sui campioni indisturbati, nonché delle informazioni disponibili in bibliografia e/o sulla base di esperienze analoghe, è stato possibile delineare una caratterizzazione geotecnica dei vari litotipi che interferiscono con le opere in progetto. In particolare si fa riferimento alle seguenti unità stratigrafiche procedendo dall'alto verso il basso:

- TERRENI DI COPERTURA ARGILLOSI.
- CONGLOMERATI;
- ARGILLE DETRITICHE (depositi alluvionali-colluviali);
- ARGILLE CAOTICHE (formazione argillosa);
- ARGILLE CON GESSI (formazione argillosa);
- CALCARI DOLOMITICI.

Il tracciato ha inizio in corrispondenza di depositi alluvionali-colluviali, composti prevalentemente da detriti calcarei in matrice argillosa, e qui si sviluppa per un breve tratto fino a confluire con la galleria naturale nei calcari dolomitici. L'imbocco lato Balzorile della galleria naturale ricade nella formazione delle argille con gessi. Successivamente lungo l'intero tracciato in esame le argille caotiche rappresentano la formazione di base. Le argille detritiche che si rilevano nella parte superiore sono, il più delle volte, la porzione superficiale più alterata della formazione di base. Anche se il diverso grado di alterazione ne determina un diverso comportamento meccanico, tali terreni possono essere dal punto di vista geotecnico, almeno a livello di caratteristiche fisiche e proprietà indice, inquadrati in maniera unitaria. La galleria artificiale Campese 2 intercetta l'unità dei conglomerati che affiora in corrispondenza del Monte Campese.

Nel seguito vengono esposti e sintetizzati con l'ausilio di grafici, i risultati delle prove geotecniche di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati e delle prove eseguite in sito, al fine di individuare i parametri geotecnici di riferimento per le unità individuate.

In calce al testo si riportano le tabelle riassuntive delle prove di laboratorio eseguite nelle campagne di indagine A e B.

4.1 Caratterizzazione geotecnica delle argille caotiche e delle argille detritiche

4.1.1 Caratteristiche fisiche

I dati relativi alla granulometria di tutti i campioni analizzati sono sinteticamente espressi in forma grafica nella figura 1. Si osserva che:

- la componente limo-argillosa costituisce il 80-90% del fuso granulometrico; il restante 20-10 % è costituito in prevalenza da sabbie; molto rara è la presenza di ghiaie;
- con riferimento alla componente fine (tipicamente coesiva) si osserva una percentuale media di argilla del 37% con punte massime intorno al 60%; analogo discorso si può fare per la frazione limosa, per la quale si osserva una media intorno al 50% e valori massimi intorno al 68%.
- per quanto riguarda la componente più grossolana si può osservare una percentuale massima di sabbia del 30% con valori medi intorno al 12%.

I valori del peso dell'unità di volume misurati in laboratorio sono sintetizzati nel grafico di figura 2 dove si può osservare che:

- per la formazione di base delle argille caotiche i valori si collocano nell'intervallo tra 20.0 e 23.0 kN/m³ con i massimi in profondità. Il valore medio è pari a 21.1 kN/m³;
- per la parte superficiale rimaneggiata costituita dalle argille detritiche i valori del peso dell'unità di volume appaiono notevolmente inferiori; si può assumere un valore di riferimento pari a 20.0 kN/m³.

La matrice è costituita da argilla limosa di plasticità medio-alta come si può osservare dalla figura 3 nella quale è riportata la carta di plasticità di Casagrande con tutte le prove effettuate. Inoltre si può osservare che:

- l'indice plastico è compreso nell'intervallo tra 10% e 42% con valori più frequenti nel campo compreso tra 20% e 25%; il valore medio risulta essere pari a 23%;

- il limite liquido varia nell'intervallo tra 25% e 60% con punte sporadiche sopra 50% e valore medio di 45%;
- il limite plastico oscilla invece nel range tra 16% e 36%, con valore medio di 22% (vedasi figura 4).

Il contenuto d'acqua naturale delle argille caotiche è compreso nell'intervallo tra 11% e 27%, il valore medio è pari a 17%. Esso si colloca con una certa frequenza in prossimità del Limite Plastico come riportato in figura 4. L'indice di consistenza medio è pari a 1.2 come si può osservare dalla figura 5. Questo elemento è indicativo di un materiale da consistente a molto consistente, sicuramente sovraconsolidato.

Il contenuto d'acqua naturale delle argille detritiche è sicuramente maggiore con valori che si attestano intorno a 40%-44% (vedasi figura 4). Ne consegue un'indice di consistenza mediamente inferiore all'unità, tipico di un materiale non molto consistente (vedasi figura 5).

L'insieme dei dati relativi alle caratteristiche fisiche dei campioni indicano chiaramente che i terreni in esame sono sovraconsolidati. Tale fenomeno è da ricondursi a cause meccaniche per la formazione intatta delle argille caotiche, mentre può essere attribuito anche a fenomeni di sovraconsolidazione per essiccamento nel caso dell'unità più superficiale delle argille detritiche.

4.1.2 Resistenza al taglio in termini di tensioni totali

Per la valutazione della resistenza al taglio in termini di sforzi totali si fa riferimento ai risultati ottenuti dalle prove di laboratorio (prove TxUU - triassiale non consolidata non drenata) e prove in sito (prove SPT). Si espongono anche i risultati ottenuti sulla base delle prove eseguite mediante Vane-test e Pocket-Penetrometer, sottolineando comunque la scarsa attendibilità di tale tipo di misura.

In figura 6 è riportato l'andamento della resistenza al taglio non drenata cu ottenuto dalle prove di laboratorio. Si può osservare una certa dispersione dei risultati senza una chiara tendenza all'aumento con la profondità:

- per la formazione delle argille caotiche, i valori più frequenti sono compresi nell'intervallo da 150 a 250 kPa con un valore medio di 190 kPa.
- per le argille detritiche, le poche misure disponibili sembrerebbero indicare valori inferiori intorno alle 100-150 kPa.

Nello stesso grafico è riportata una stima della c_u per un terreno coesivo normalconsolidato ottenuta dalla seguente relazione: $c_u^{NC} = 0.23 \cdot \sigma'_v$ dove σ'_v è la tensione geostatica valutata con $\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$ e falda a 3.0 m da p.c.

Come si può osservare la maggior parte dei valori si colloca al di sopra di tale retta a conferma della sovraconsolidazione del deposito.

Dalla seguente relazione è possibile ricavare, sulla base dei valori di c_u determinati in laboratorio, l'andamento del grado di sovraconsolidazione con la profondità:

$$c_u^{OCR} = c_u^{NC} \cdot OCR^{0.8}$$

tale andamento è mostrato in figura 7.

Nella figura 6 sono anche rappresentati i valori della c_u ottenuti dalle misure effettuate con Pocket Penetrometer e Vane-Test, a conferma dell'ordine di grandezza dei valori delineati dalle prove di laboratorio.

4.1.3 Resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci

Al fine di ricavare le resistenze al taglio sono disponibili i risultati relativi alle seguenti prove di laboratorio su campioni indisturbati:

- prove di taglio diretto, TDCD;
- prove triassiali consolidate isotropicamente non drenate, TxCU.

In figura 8 è riportato l'andamento della coesione efficace in funzione dell'angolo d'attrito. All'aumentare della coesione si osserva un andamento decrescente dell'angolo d'attrito.

Infine in figura 9 è riportata la correlazione tra l'angolo d'attrito e l'indice di plasticità secondo Kenney (1959) che come noto va riferito alle condizioni di stato critiche del materiale. I valori si collocano mediamente al di sotto del campo di variazione tipico delle argille normalconsolidate.

Per entrambe le formazioni argillose in esame, sulla base di quanto sopra riportato, si possono adottare parametri operativi di progetto compresi nei seguenti range:

$$c' = 10 \div 40 \quad \text{kPa}$$

$$\varphi' = 28 \div 24 \quad ^\circ$$

Sulla base dell'elaborazione dei dati disponibili, nella scelta dei parametri di riferimento bisogna tener presente che l'involuppo di rottura di materiali argillosi risulta tipicamente curvilineo (si veda ad esempio Mesri e Adbel Ghaffar, [1992]). In particolare per basse tensioni di confinamento l'involuppo tende ad incurvarsi verso l'origine con intercette c' che tendono verso i valori minimi misurati. Tale osservazione si applica in particolare per le superfici di rottura che interessano profondità modeste, per le quali la tensione sul piano di rottura è inferiore a 100 kPa.

Le analisi relative alle opere di sostegno possono essere condotte considerando parametri di resistenza prossimi ai valori medi in fase esecutiva e parametri di resistenza minimi in fase finale. Si possono adottare i seguenti parametri:

$c' = 25$ kPa	in fase esecutiva
$c' = 10$ kPa	prudenzialmente in fase finale
$\phi' = 26^\circ$	in fase esecutiva ed in fase finale.

4.1.4 Deformabilità

Sulla base delle prove edometriche condotte sui campioni indisturbati prelevati sulla formazione delle argille caotiche si ottengono, come riportato nel documento [1], valori del modulo edometrico nell'intorno delle tensioni efficaci in sito, variabili da 6 MPa a 18 MPa (figura 10).

Nella definizione delle caratteristiche di deformabilità della formazione in oggetto si devono tenere presenti i seguenti aspetti principali:

- la dipendenza dalle tensioni efficaci di confinamento;
- la dipendenza dal grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

La dipendenza dalle tensioni efficaci di confinamento è tale per cui i moduli tendono a crescere all'aumentare di quest'ultima.

La dipendenza dal grado di mobilitazione della resistenza al taglio è tale per cui i moduli (tangenti o secanti) tendono a diminuire con l'aumentare di quest'ultimo.

Nell'individuazione dei moduli operativi si è tenuto conto inoltre di una conoscenza generale del sito e dell'esperienza maturata in condizioni analoghe.

Le prove edometriche forniscono valori del modulo troppo bassi in quanto oltre a non essere stato indagato tutto il campo tensionale necessario per mettere in evidenza le reali caratteristiche dei terreni, i provini sono affetti da disturbo. Infatti le curve sforzi deformazioni osservate sui certificati di laboratorio si presentano il più delle volte con una curvatura “dolce” senza presentare il tipico “ginocchio” al momento del raggiungimento della superficie di snervamento in corrispondenza della tensione di preconsolidazione. Da prove condotte su campioni di ottima qualità (Schmertmann 1955) si evince che i moduli operativi (corretti dal disturbo) possono essere almeno 2-3 volte più elevati rispetto a quelli ricavati con analoghe procedure di laboratorio.

Nella figura 10 sono riportati anche valori del modulo confinato stimati sulla base di correlazioni empiriche dalle prove penetrometriche. In particolare dai valori di N_{SPT} si è risaliti a valori di resistenza penetrometrica (q_c) attraverso un fattore medio per i depositi in esame pari a q_c (kPa) / $N_{SPT} = 300$. Successivamente sono stati stimati valori del modulo confinato dalla correlazione di Michell & Garder, 1975:

$$M_0 = \alpha \cdot q_c$$

dove α per i materiali in esame è stato assunto cautelativamente pari a 1.75. Dalla figura 10 si osserva che i valori così stimati sono mediamente maggiori rispetto a quelli individuati dalle prove edometriche, a conferma di quanto precedentemente espresso.

In figura 11 è riportata la correlazione di Duncan e Buchignani (1976) che fornisce l'andamento del rapporto E_u/c_u in funzione dell'indice plastico del materiale e del grado di sovraconsolidazione dello stesso.

Nel caso in esame considerando un range di variazione di OCR ed un indice plastico medio di 25 si ricava un rapporto E_u/C_u compreso tra 400 e 600.

Considerando cautelativamente un valore di c_u di 100 kPa (valore medio basso da prove di laboratorio) si ottengono i seguenti valori del modulo secante (25%) non drenato:

$$E_u = (400 \div 600) \cdot c_u = 40 \div 60 \quad \text{MPa}$$

La stima del modulo drenato può essere fatta applicando un divisore pari ad almeno 2÷3 per le argille sovraconsolidate (Lambe e Whitman) al modulo non drenato ottenendo quindi un rapporto tra E' e C_u dell'ordine di 130÷200. Valori usuali già utilizzati e sperimentati su rilevati si collocano generalmente intorno a 150 da intendersi come valore minimo.

Si considera pertanto:

$$E' = 120 \div 150 \cdot cu$$

Alla luce delle precedenti considerazioni si ottengono, per le argille caotiche, i seguenti range di valori per il modulo drenato:

$$E' = 15 \div 35 \text{ Mpa}$$

da intendersi variabile in maniera crescente nel campo delle profondità indagate.

I valori inferiori di questo range possono considerarsi rappresentativi del comportamento deformativo delle argille detritiche.

Argille detritiche e argille caotiche
Granulometria

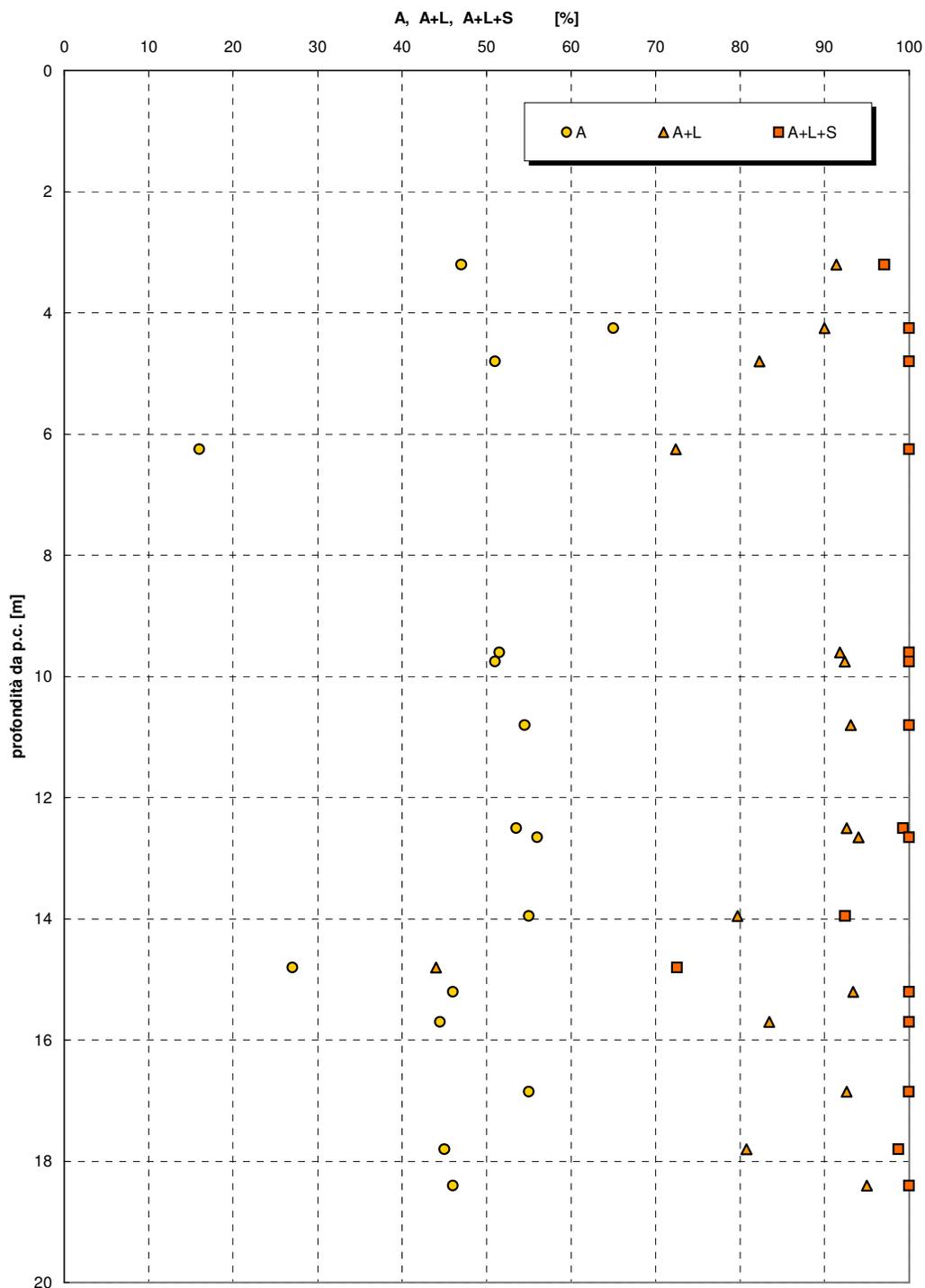


Figura 1

Argille detritiche e argille caotiche
Andamento del peso di volume naturale

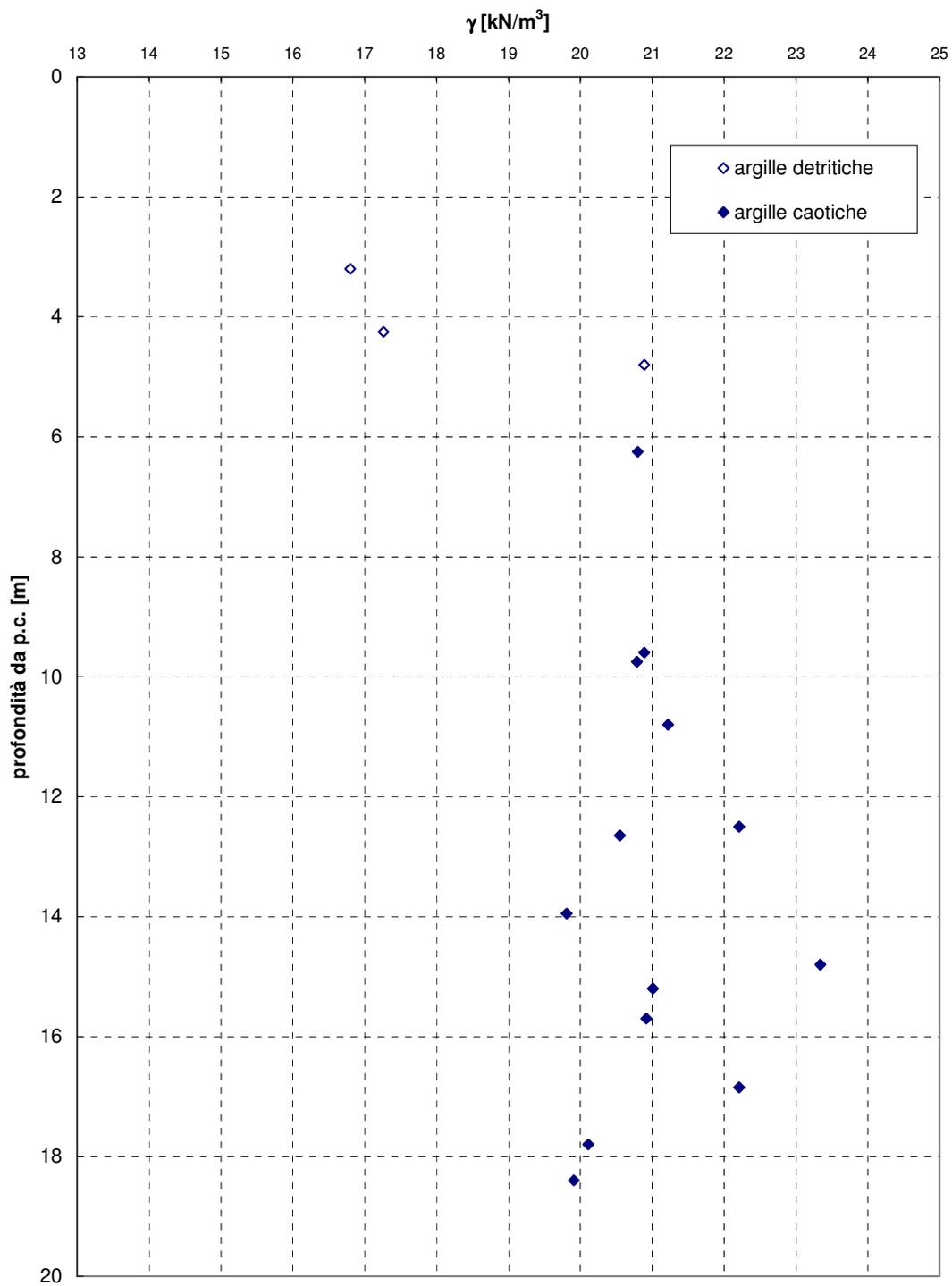


Figura 2

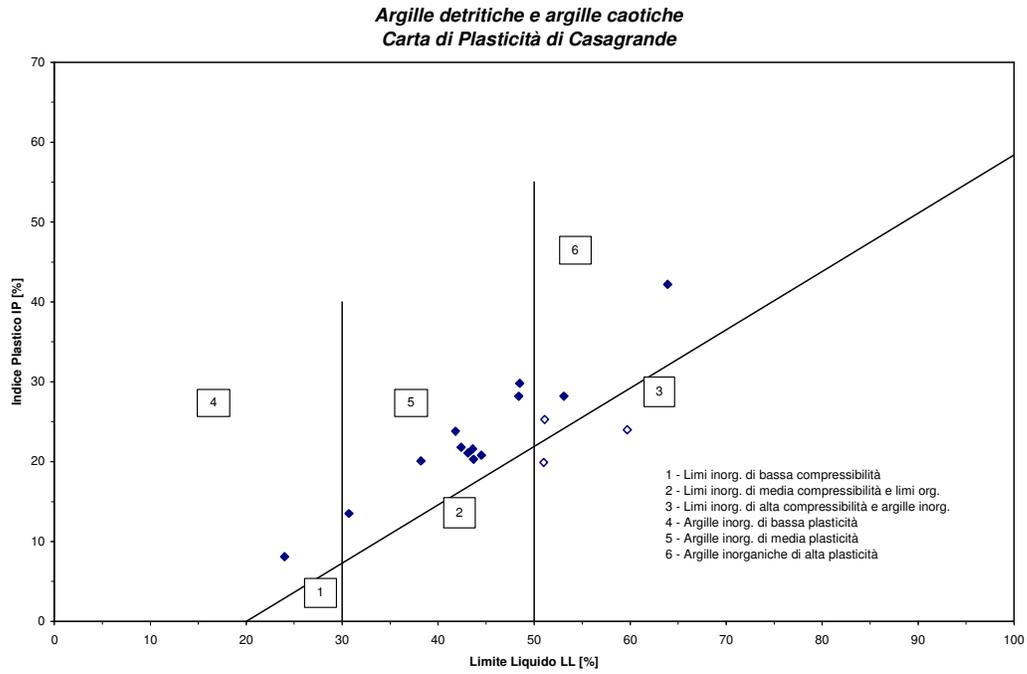


Figura 3

Argille detritiche e argille caotiche
 Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua naturale

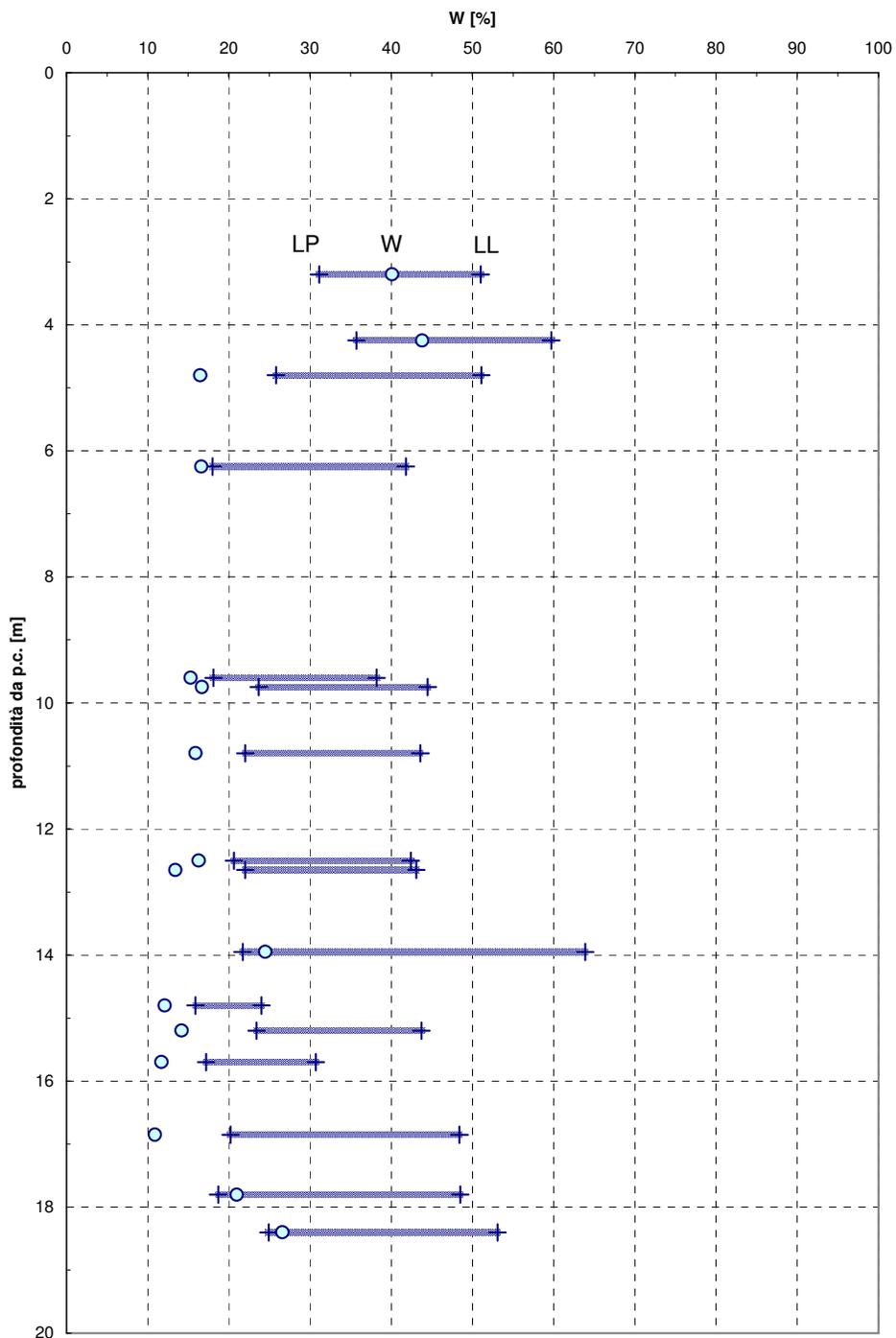


Figura 4

Argille detritiche e argille caotiche
Andamento dell'indice di consistenza

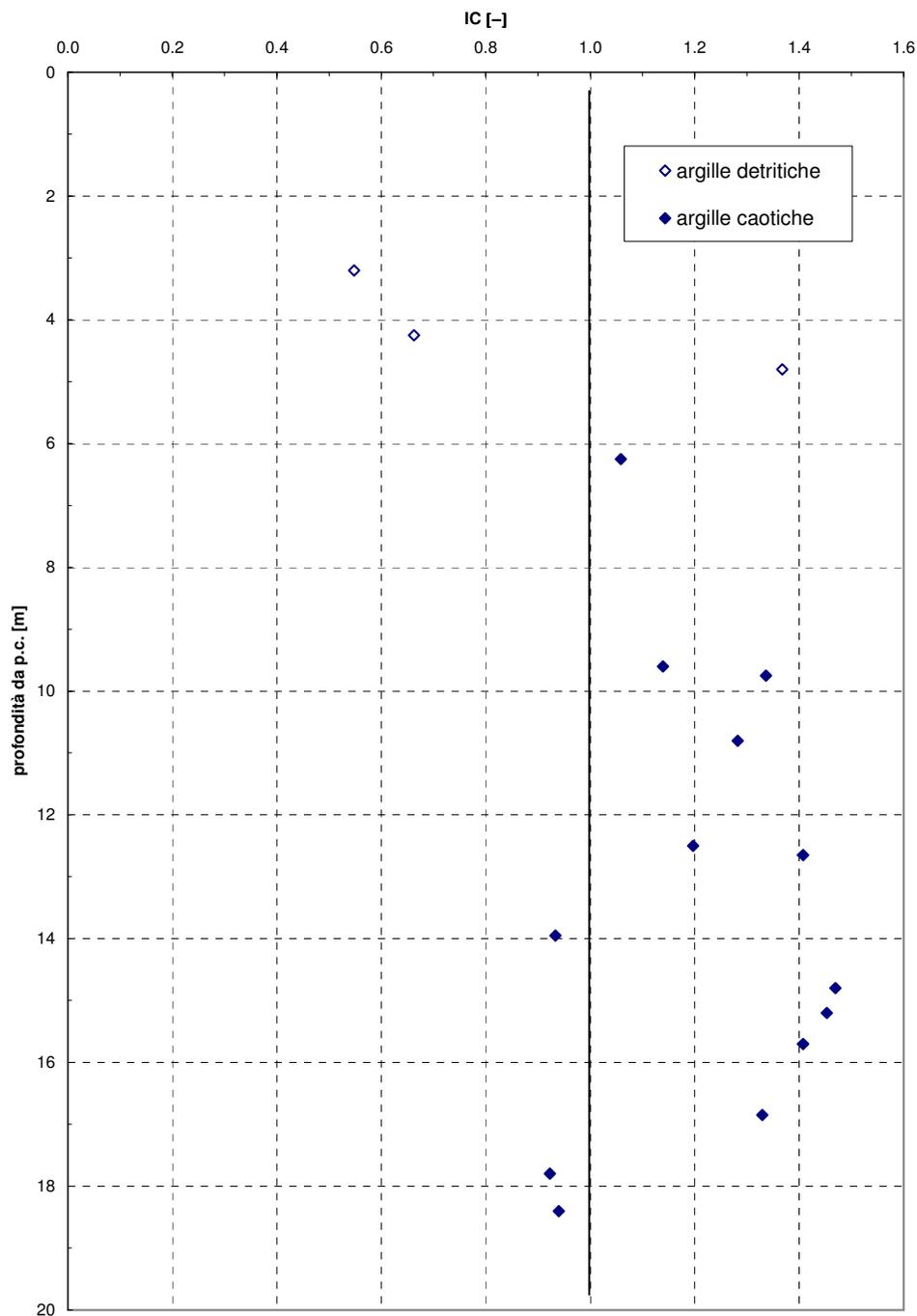


Figura 5

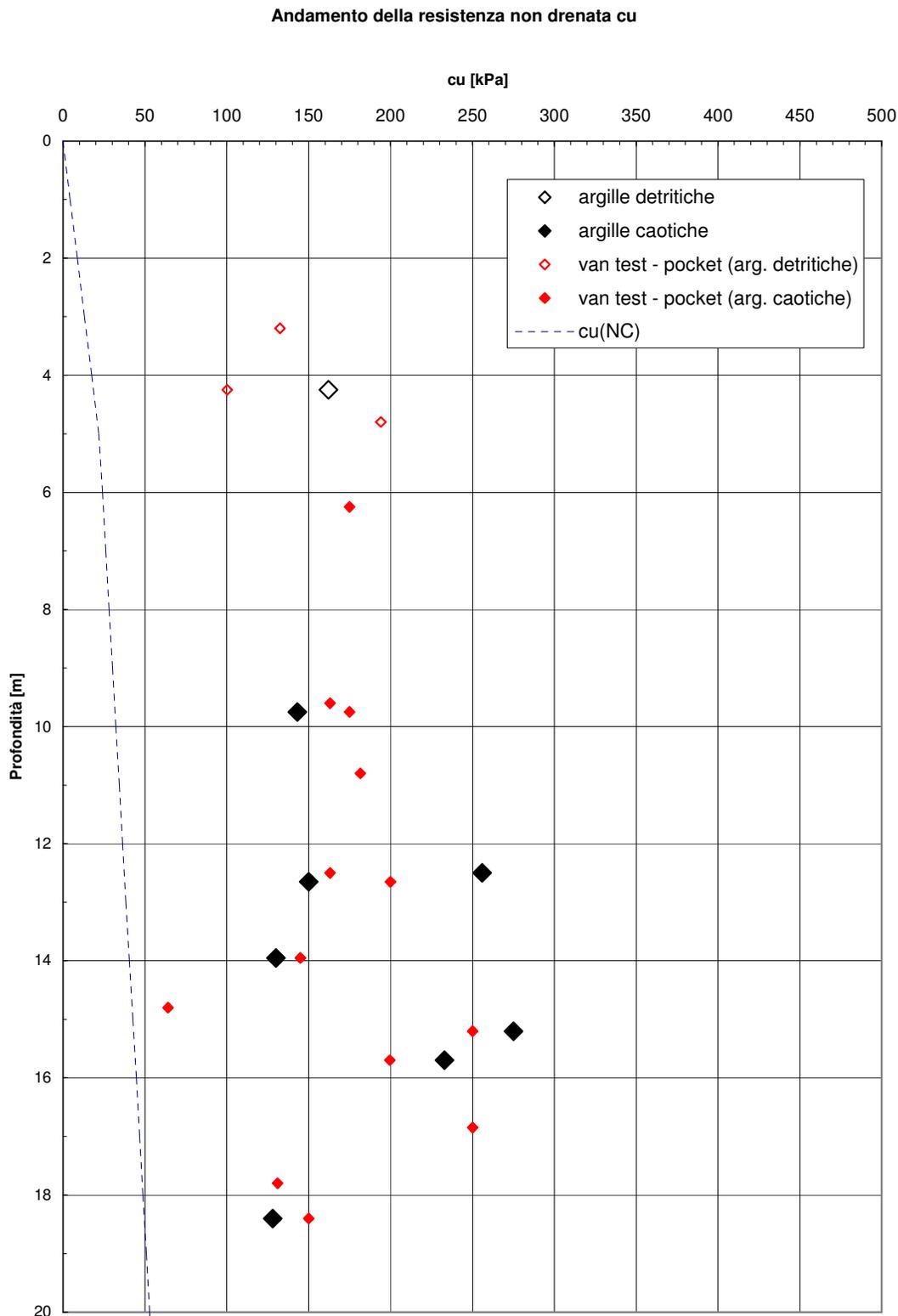


Figura 6

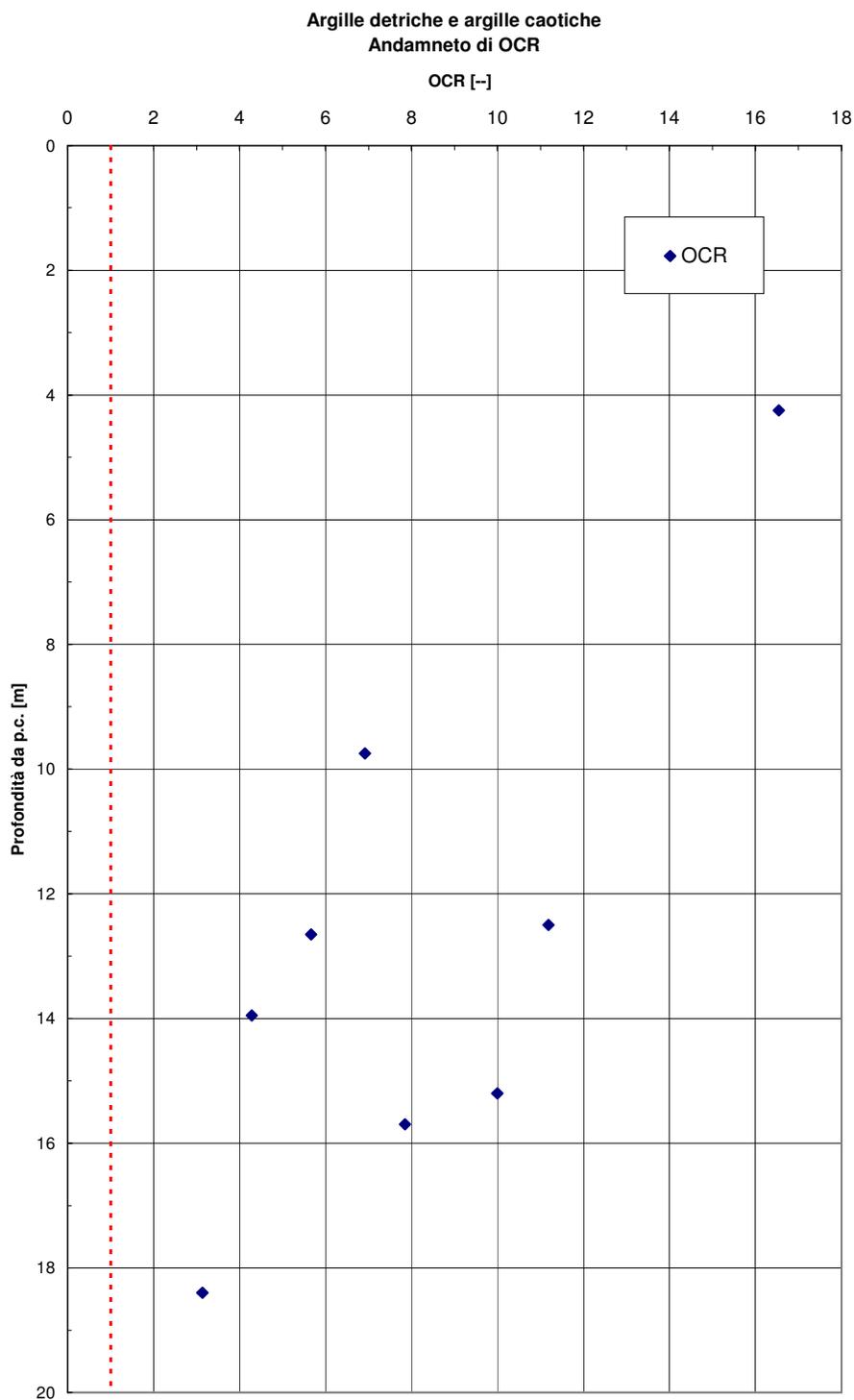


Figura 7

Andamento della coesione e dell'angolo di attrito

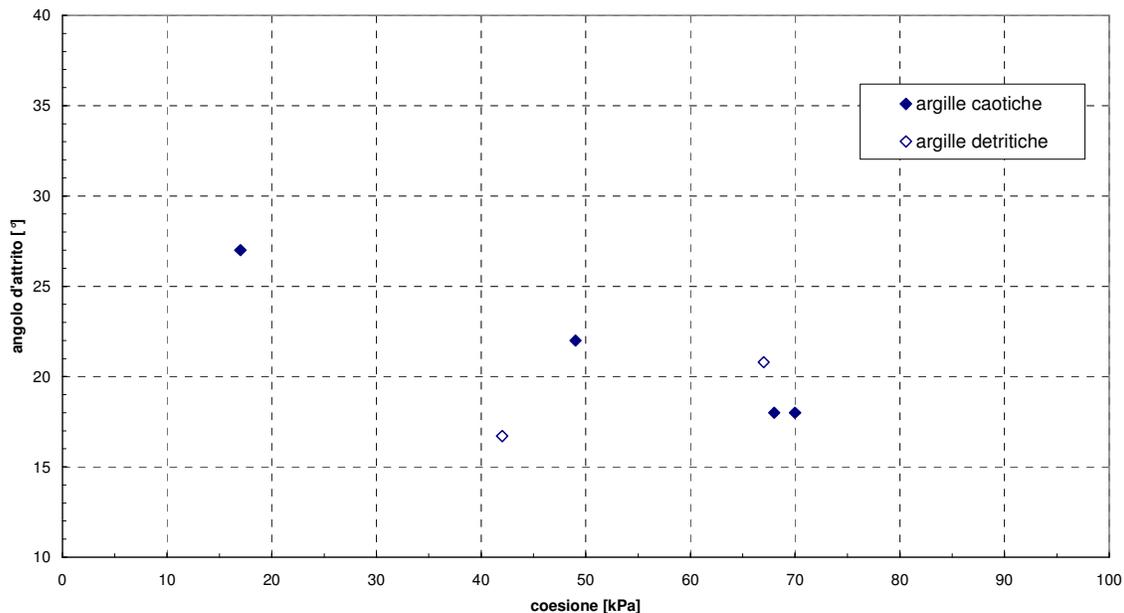


Figura 8

Andamento dell'angolo d'attrito in funzione di IP

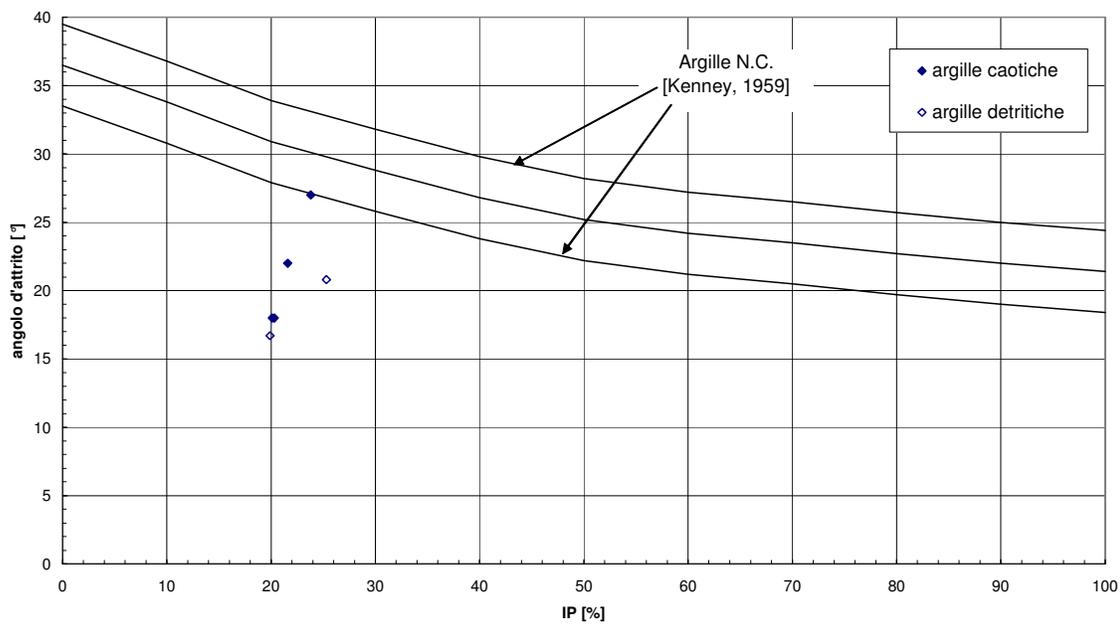


Figura 9

Argille detritiche e argille caotiche
Modulo di deformazione

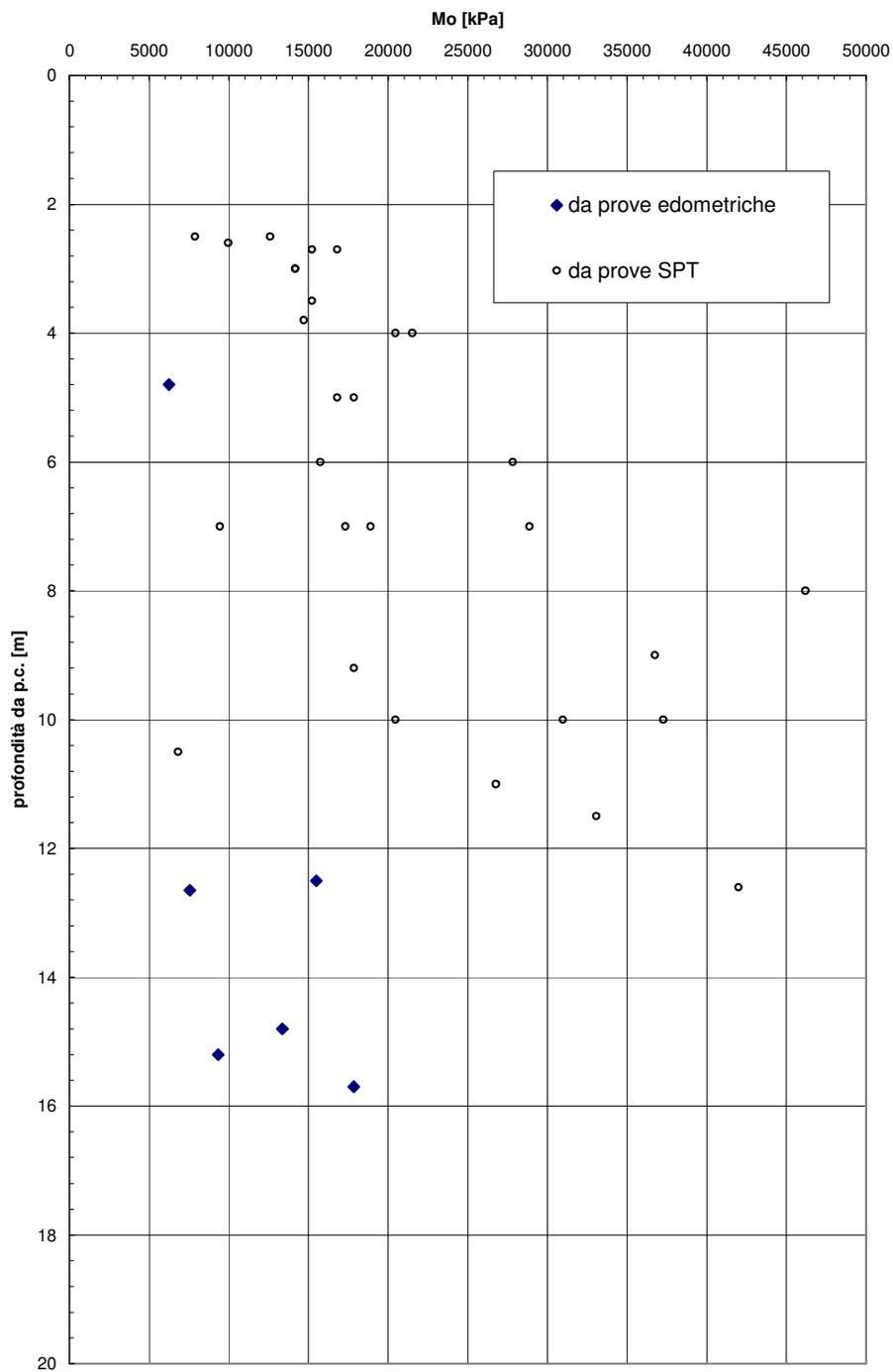


Figura 10

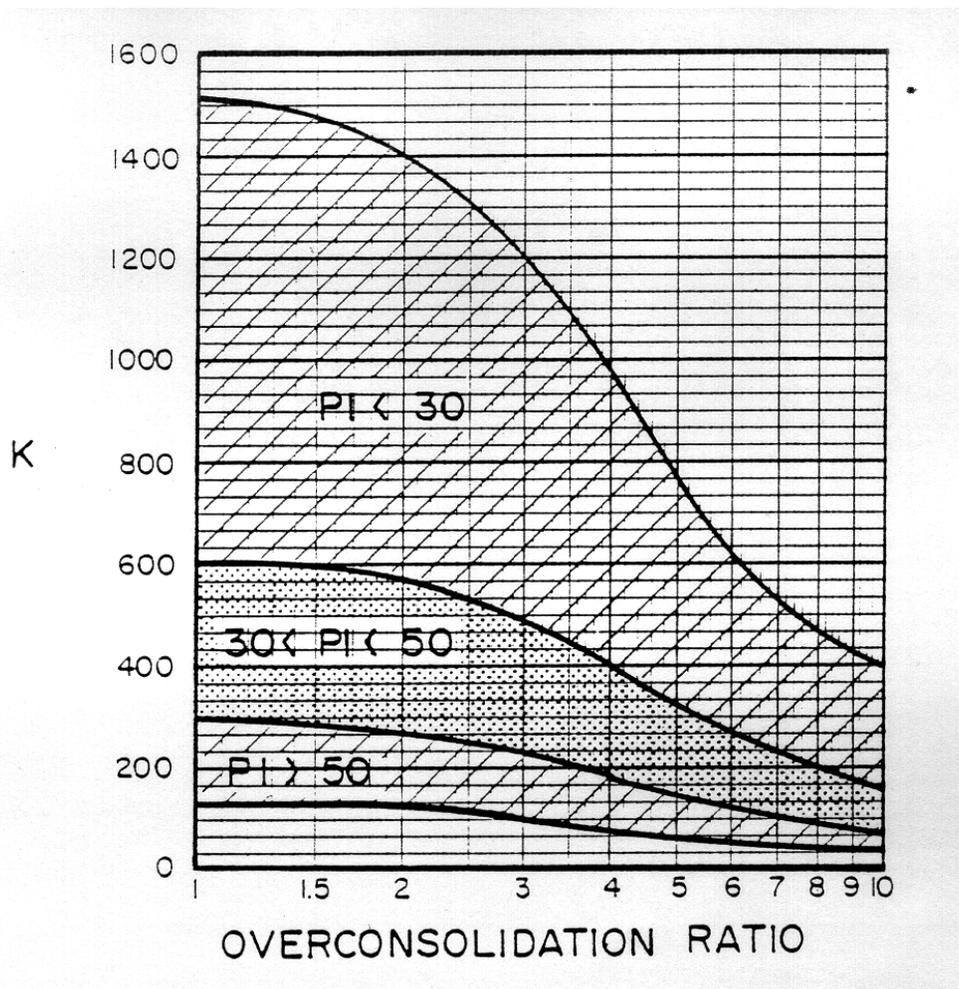


Figura 11

4.2 Caratterizzazione geotecnica dei conglomerati

Tale formazione interessa marginalmente le opere in oggetto. Visto l'elevato grado di cementazione, per la caratterizzazione geomeccanica dell'unità in esame occorre riferirsi ai criteri usualmente utilizzati per le rocce.

Per l'ammasso, si possono considerare mediamente i seguenti valori medi dei parametri di resistenza e deformabilità:

$$c' = 20\div 70 \quad \text{kPa}$$

$$\varphi' = 35 \quad ^\circ$$

$$E' = 5000 \quad \text{MPa}$$

I valori inferiori di c' sono da riferirsi alle porzioni più superficiali ed alterate della formazione.

Il peso dell'unità di volume è nel range $22\div 24 \text{ kN/m}^3$ a seconda del grado di alterazione.

4.3 Caratterizzazione geotecnica delle argille con gessi

In questo paragrafo si riportano sinteticamente, con l'ausilio di grafici i dati relativi alle prove di laboratorio eseguite sui campioni estratti alle varie profondità sulla verticale del sondaggio S2. I dati relativi alle prove di laboratorio effettuate sui tre campioni estratti dal sondaggio S2 sono schematizzati nelle tabelle delle indagini geotecniche B mostrate in calce al testo.

4.3.1 Caratteristiche fisiche

I dati relativi alla granulometria dei tre campioni analizzati sono sinteticamente espressi nelle tabelle in calce al testo ed in forma grafica nella figura 12. Si osserva che:

- la componente limo-argillosa costituisce il 85-95% del fuso granulometrico; il restante 5%-15% è costituito in prevalenza da sabbie; molto rara è la presenza di ghiaie;
- con riferimento alla componente fine (tipicamente coesiva) si osserva una percentuale media di argilla del 38%; per la frazione limosa si osserva una media intorno al 50%.

- per quanto riguarda la componente più grossolana si può osservare una percentuale massima di sabbia del 15% con valori medi intorno al 10%.
- I valori del peso dell'unità di volume misurati in laboratorio sono sintetizzati nel grafico di figura 13 dove si può osservare un valore medio di circa 21.5 kN/m³. Valori inferiori intorno a 20.0 kN/m³ sono ipotizzabili per le porzioni più superficiali ed alterate.

La matrice è costituita da argilla limosa di plasticità medio come si può osservare dalla figura 14 nella quale è riportata la carta di plasticità di Casagrande.

Inoltre si può osservare che:

- l'indice plastico ha un valore medio pari a 30%;
- il limite liquido varia nell'intervallo tra 40% e 48% e valore medio di 44%;
- il limite plastico è mediamente pari al 14%.

Il contenuto d'acqua naturale è compreso nell'intervallo tra 15% e 18%; il valore medio è pari 17%. Esso si colloca con una certa frequenza in prossimità del Limite Plastico come riportato in figura 15. L'indice di consistenza medio è pari a 0.92 come si può osservare dalla figura 16. Questo elemento è indicativo di un materiale consistente con ogni probabilità sovraconsolidato.

4.3.2 Resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci

Al fine di ricavare le resistenze al taglio sono disponibili i risultati relativi alle seguenti prove di laboratorio su campioni indisturbati:

- prove di taglio diretto, TDGD;
- prove triassiale consolidata isotropicamente non drenata, TxCU.

In figura 17 è riportato l'andamento della coesione efficace in funzione dell'angolo d'attrito. All'aumentare della coesione si osserva un andamento decrescente dell'angolo d'attrito.

Infine, la figura 18 riporta la correlazione tra l'angolo d'attrito e l'indice di plasticità secondo Kenney (1959) che come noto va riferito alle condizioni di stato critiche del materiale. Alcuni valori si collocano mediamente all'interno del campo di variazione tipico delle argille normalconsolidate, altri al di sotto.

Per la formazione argillosa in esame, sulla base di quanto sopra riportato, si possono adottare parametri operativi di progetto compresi nei seguenti range:

$$c' = 10 \div 25 \quad \text{kPa}$$

$$\varphi' = 28 \div 24 \quad ^\circ$$

Sulla base dell'elaborazione dei dati disponibili, nella scelta dei parametri di riferimento bisogna tener presente che l'involuppo di rottura di materiali argillosi risulta tipicamente curvilineo (si veda ad esempio Mesri e Adbel Ghaffar, [1992]). In particolare per basse tensioni di confinamento l'involuppo tende ad incurvarsi verso l'origine con intercette c' che tendono verso i valori minimi misurati e l'angolo di attrito verso i valori massimi. Tale osservazione si applica in particolare per le superfici di rottura che interessano profondità modeste, per le quali la tensione sul piano di rottura è inferiore a 100 kPa.

Con riferimento alle opere di sostegno, che interessano modeste profondità e quindi bassi stati tensionali, si adotta un involucpo di rottura caratterizzato da valori della coesione prossimi al limite inferiore ed angoli d'attrito prossimi al limite superiore, pertanto si assume:

$c' = 20$	kPa	in fase esecutiva
$c' = 10$	kPa	prudenzialmente in fase finale
$\varphi' = 26$	$^\circ$	in fase esecutiva ed in fase finale.
$E' = 10-20$	MPa	

4.4 Caratterizzazione geotecnica dei terreni di copertura argillosa

Tale unità può interessare localmente le infrastrutture in progetto e con spessori non elevati. Mediamente si possono considerare i seguenti parametri geomeccanici:

$\gamma = 18$	kN/m ³
$c_u = 40$	kPa
$c' = 0 \div 5$	kPa
$\varphi' = 22 \div 24$	$^\circ$
$E' = 5$	MPa

"Argille con gessi": granulometria

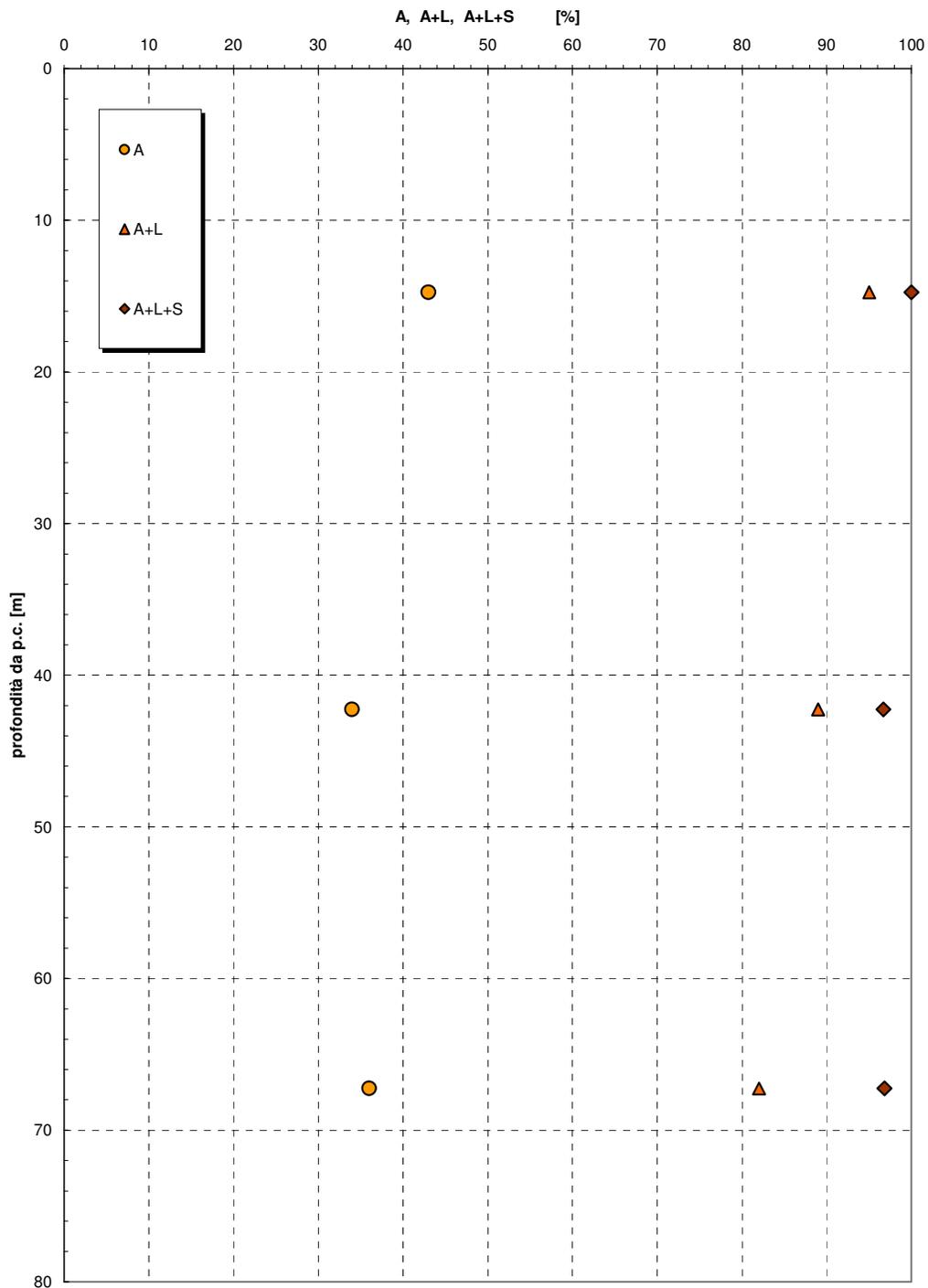


Figura 12

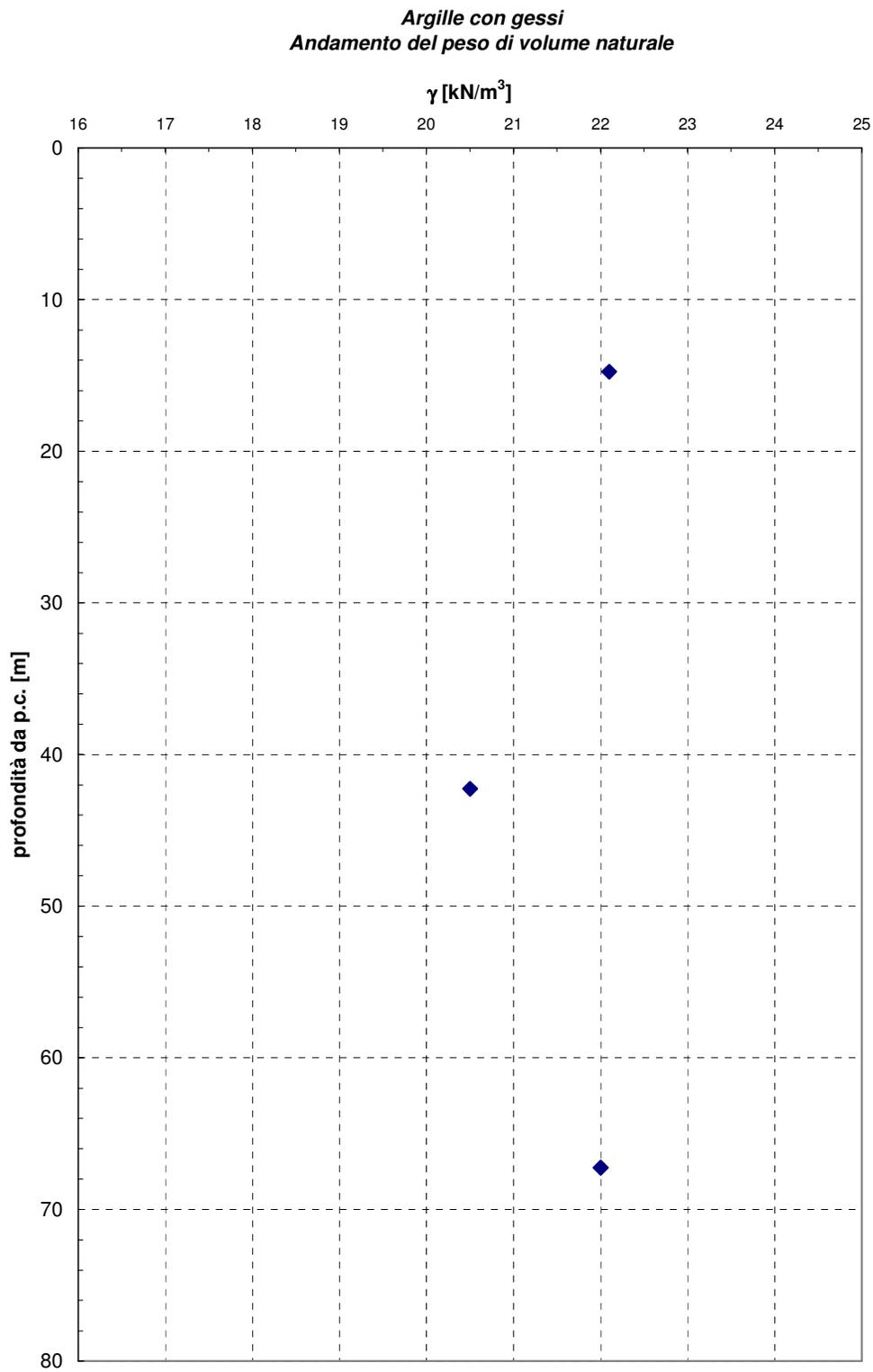


Figura 13

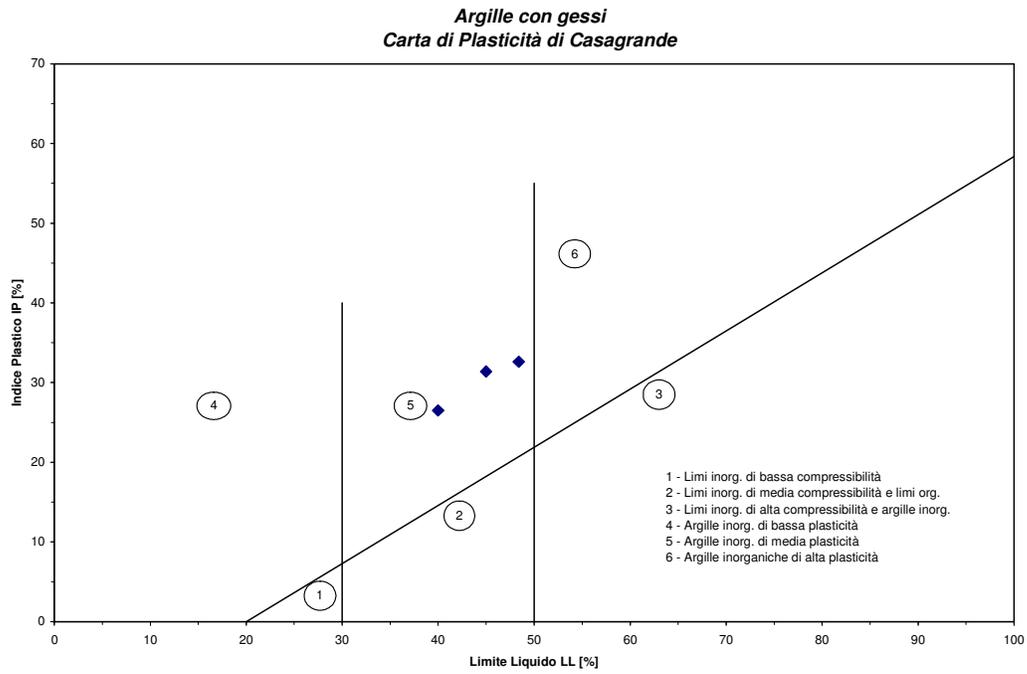


Figura 14

"Argille con gessi": limiti di Atterberg e contenuto d'acqua naturale

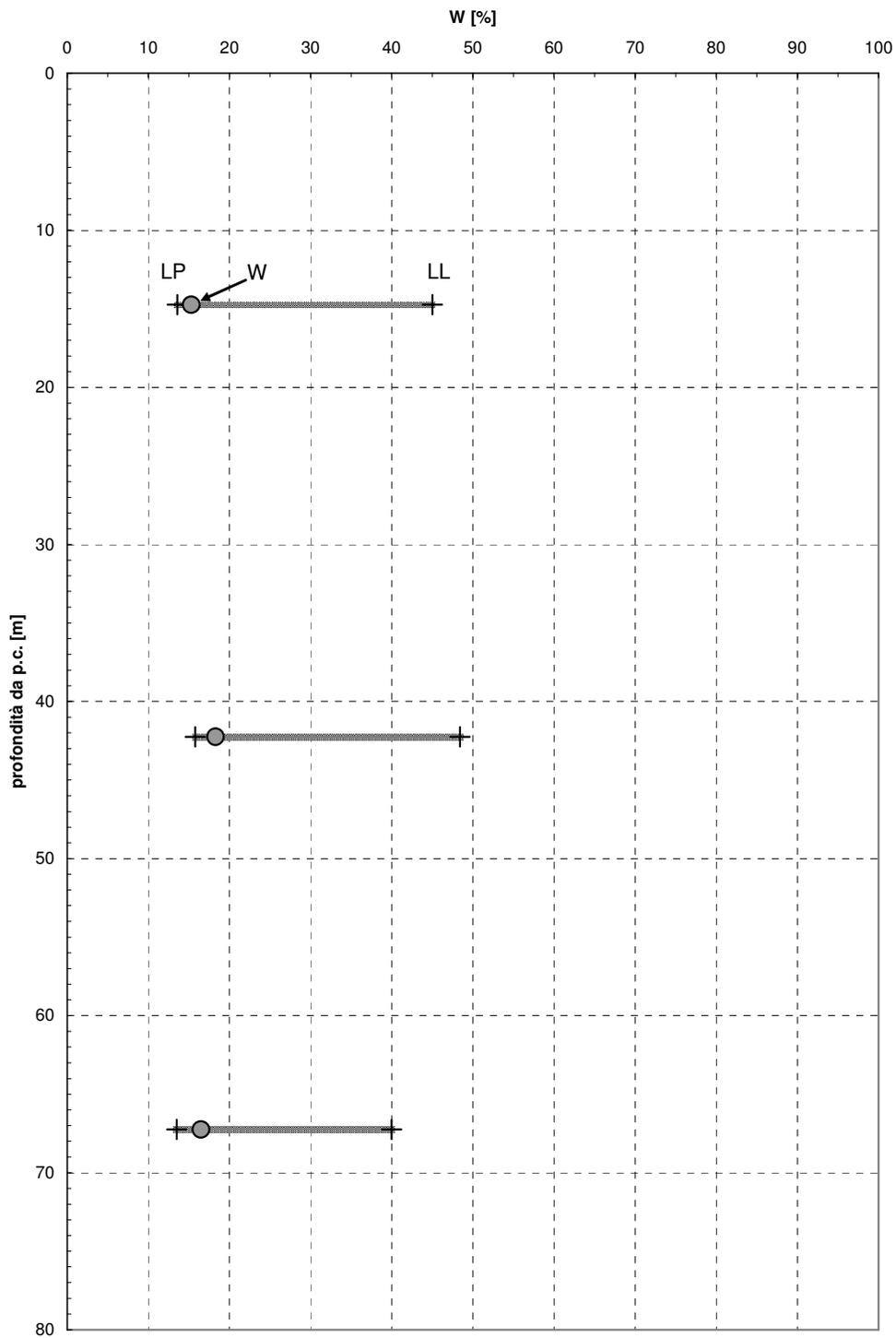


Figura 15

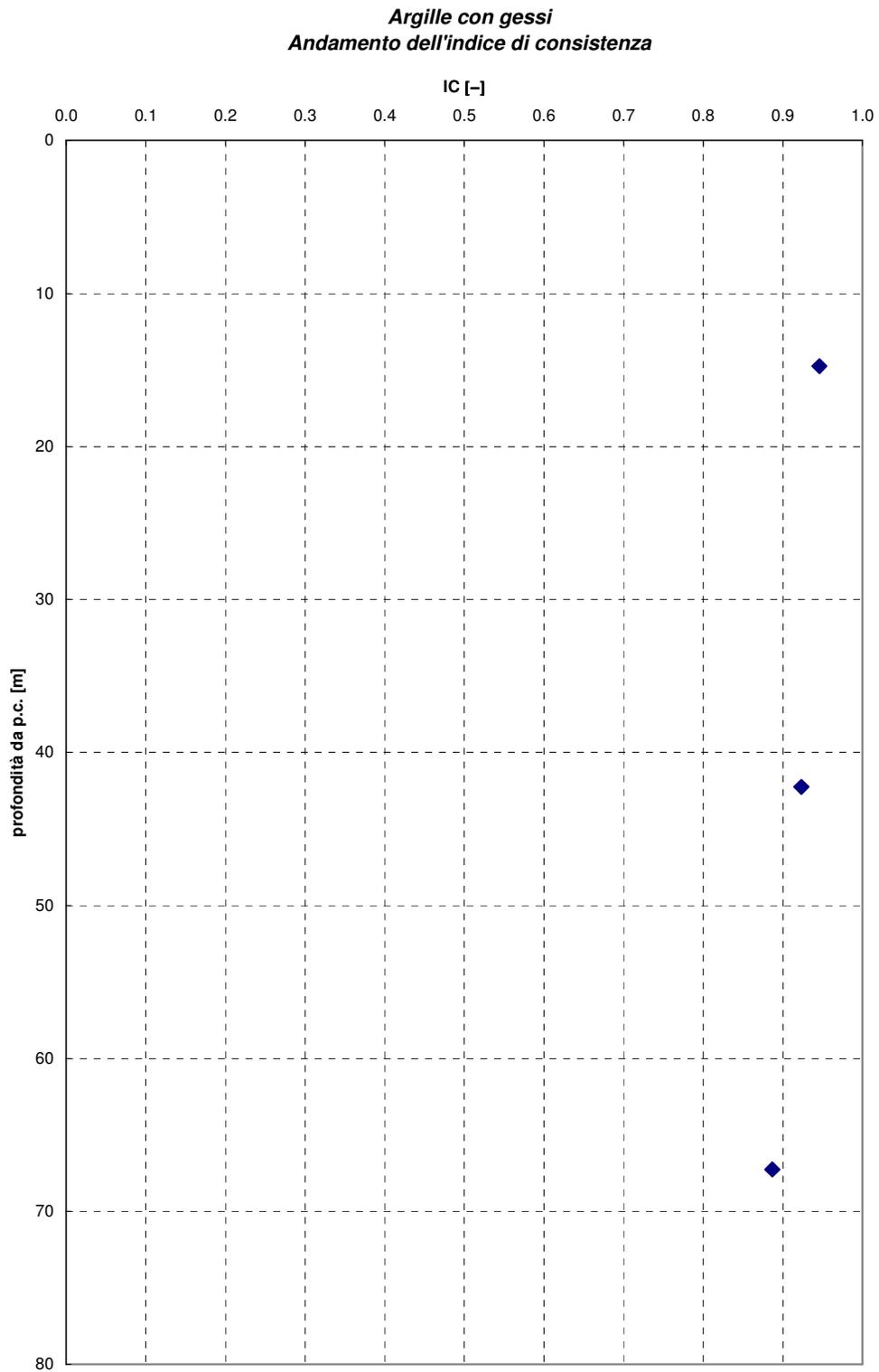


Figura 16

"Argille con gessi": andamento della coesione e dell'angolo di attrito

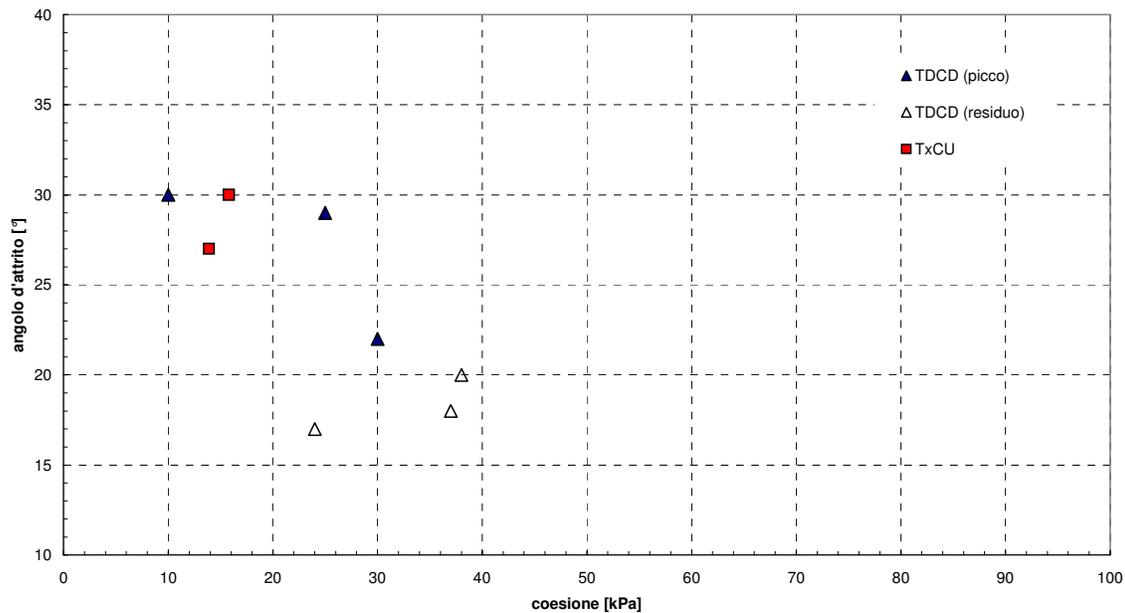


Figura 17

"Argille con gessi" - Andamento dell'angolo d'attrito in funzione di IP

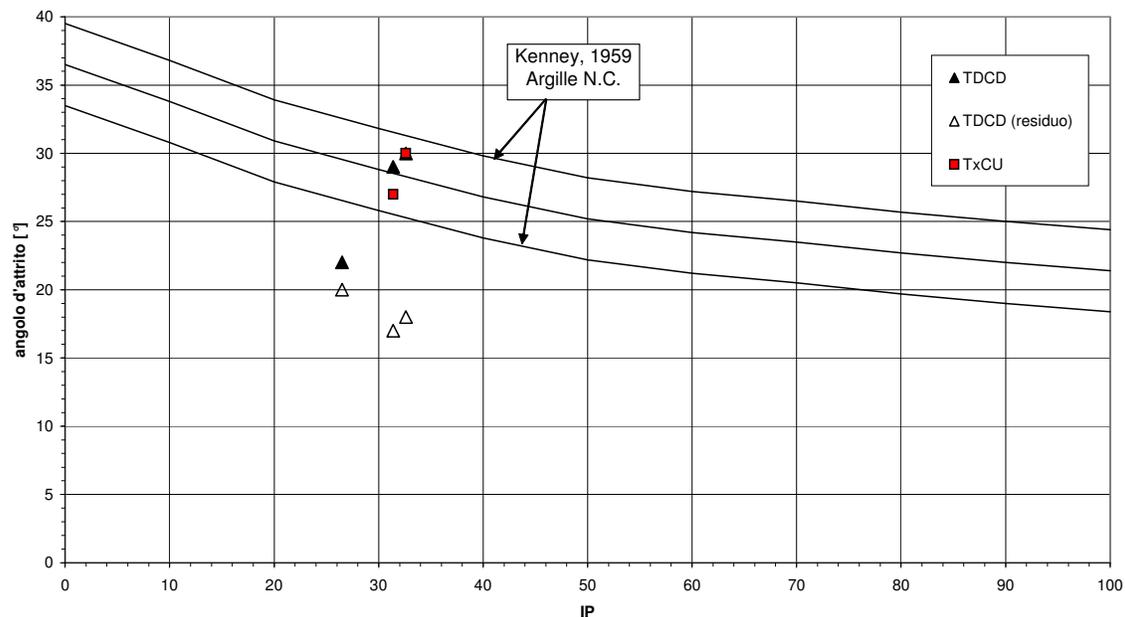


Figura 18

4.5 Caratterizzazione geotecnica dei calcari-dolomitici

Tale formazione interessa la galleria Costamezza. Per la caratterizzazione geomeccanica dell'unità in esame occorre riferirsi ai criteri usualmente utilizzati per le rocce. In particolare si è utilizzata la classificazione RMR-System [Bieniawski, 1989].

Il metodo di classificazione si basa sulla determinazione preliminare di cinque indici ricavati dalla stima dei seguenti parametri:

1. resistenza alla compressione uniassiale della roccia intatta;
2. R.Q.D. [%];
3. spaziatura delle discontinuità;
4. condizioni delle discontinuità;
5. condizioni idrauliche.

Sulla base delle indagini e dei rilievi effettuati all'ammasso roccioso può essere associata una classe III, localmente IV a cui corrispondono i seguenti parametri geomeccanici medi:

$\gamma = 22\div 25$	kN/m ³
$c' = 50\div 150$	kPa
$\varphi' = 35$	°
$E = 5000\div 8000$	MPa

I valori inferiori dei range sono da riferirsi alle porzioni più superficiali ed alterate del deposito nonché a quelle rimaneggiate dalle operazioni di scavo.

4.6 Categoria di suolo ai fini della scelta dello spettro di progetto

Secondo la nuova normativa sismica (Ordinanza 3274 del Presidente del Consiglio e Ordinanza 3316 – anno 2003), si definiscono, al fine della definizione dell'azione sismica di progetto:

- il valore dell'accelerazione orizzontale del suolo: $a_g = 0.05-0.35$ g, a seconda della categoria di zona sismica;

- il valore dello spettro di risposta elastico: $S=1.25$. Sulla base dei dati disponibili, le opere previste lungo il tracciato ricadono in categoria di suolo tipo E fino alla fine della Galleria naturale Costamezza e successivamente in categoria di suolo tipo C.

5. PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Con riferimento a quanto riportato nei paragrafi precedenti, nella seguente tabella si riassumono i parametri geotecnici di riferimento progettuale per le varie unità descritte.

Tabella – Parametri geotecnica di progetto

Unità	γ [kN/m ³]	c_u [kPa]	c' [kPa]	ϕ' [°]	E' [MPa]
Copertura argillosa	18.0	40	0 ÷ 5	22÷24	5
Conglomerati	22.0÷24.0	/	20 ÷ 70	35	5000
Argille detritiche	20.0	100 ÷150	10 ÷ 40	22 ÷ 26	15 ÷ 20
Argille caotiche	21.0	150 ÷200	10 ÷ 40	24 ÷ 28	15 ÷ 35
Argille con gessi	20.0 ÷ 21.0	/	10 ÷ 25	24÷28	10 ÷ 20
Calcarei dolomitici	22.0 ÷ 25.0	/	50 ÷ 150	35	5000 ÷8000

I valori delle proprietà geotecniche ottenuti, discussi nei capitoli precedenti, sono da intendersi come range di valori guida per la progettazione; resta inteso che nelle analisi geotecniche di dettaglio delle opere, essi andranno calibrati con le situazioni specifiche locali oltre che rapportati alla tipologia dell'opera ed alle ipotesi di calcolo assunte.

6. OPERE PRINCIPALI

Nel presente capitolo vengono riportati il dimensionamento e le verifiche delle principali opere previste lungo il tracciato stradale in progetto:

- gallerie naturali (opere di sostegno degli imbocchi);
- gallerie artificiali;
- opere di sostegno definitive;
- rilevati (stabilità e funzionalità);
- fondazioni.

6.1 GALLERIA NATURALE COSTAMEZZA: OPERE D'IMBOCCO

Il tracciato stradale in esame prevede la realizzazione di una galleria naturale: GN Costamezza. Nella seguito viene svolto il dimensionamento delle opere di imbocco della galleria. Nel successivo paragrafo 6.2 si espongono le analisi per il dimensionamento delle opere di sostegno, sia provvisionali sia definitive, del tratto in naturale.

Gli imbocchi sono collocati alle progressive 0+460 (lato Itri) e 5+680 (lato Barzorile). Le sezioni d'attacco degli imbocchi sono state individuate in modo tale da garantire una copertura minima di 4÷5 m.

Per la progettazione e le verifiche relative alle opere di sostegno degli imbocchi, si fa riferimento al DM del 11-03-1988 "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" ed alle raccomandazioni A.I.C.A.P. "Ancoraggi nei terreni e nelle rocce".

6.1.1 Imbocco lato Itri

L'imbocco lato Itri della galleria naturale è situato in corrispondenza di terreni composto da detriti calcarei in matrice argillosa. Pertanto si prevedono opere di sostegno a presidio degli scavi costituite da paratie di micropali multitirantate in funzione delle altezze di scavo. In particolare i micropali hanno le seguenti caratteristiche:

Dp = 220 mm	diametro di perforazione;
de = 139 mm	diametro esterno tubo di armatura;
s = 10 mm	spessore tubo di armatura;
L = 12, 15, 18, 21 m	lunghezza micropali (in funzione delle altezze di scavo);

$i = 0.40 \text{ m}$ interasse micropali.

Inoltre sono previsti 4-6 ordini di tiranti in funzione delle altezze di scavo (la massima altezza di scavo è circa 15 m). Le caratteristiche dei tiranti sono mostrate nella seguente tabella. I tiranti sono di tipo provvisorio in quanto si prevede il ritombamento finale dell'opera di imbocco in artificiale.

Tabella tiranti – imbocco lato ltri

Tirante	Trefoli	Lp	La	Interasse longitudinale	Inclinazione	Dp	Tamm	To	Travi
		[m]	[m]	[m]	[°]	[mm]	[kN]	[kN]	
Ordine aggiuntivo	4	15.0-18.0	8.0-10.0	2.40	10	180	560	250-280	c.a.
I ordine	4	10.0-15.0	10.0	2.40	10	180	560	360-420	2HE200A
II ordine	4	8.0-12.0	10.0	2.40	10	180	560	450-480	2HE200A
III ordine	5	10.0	10.0	2.40	10	220	700	570	2HE200A
IV ordine	5	8.0	12.0	2.40	10	220	700	630	2HE200A
V ordine	6	8.0	12.0	2.40	10	220	840	750	2HE220A

dove:

Lp = lunghezza tratto passivo tirante

La = lunghezza tratto attivo tirante

Dp = diametro di perforazione del tirante

T_{amm} = Tiro ammissibile del tirante

T_o = pretensione del tirante

I trefoli sono da 0.6" con un'area nominale di 140 mm².

Il calcolo dell'opera è prevalentemente basato su considerazioni di equilibrio limite, pertanto il dimensionamento delle opere di sostegno dell'imbocco viene svolto tramite analisi di stabilità. Gli elementi strutturali preposti al contrasto delle spinte, ovvero ad assicurare la stabilità del pendio dopo l'esecuzione degli scavi, sono i tiranti e le travi di ripartizione. I micropali svolgono una funzione di stabilizzazione locale dell'ammasso confinato tra i tiranti. Le metodologie di calcolo, le analisi ed i risultati sono riportati nell'**Appendice A**, a cui si rimanda.

Le indagini a disposizione per la caratterizzazione stratigrafica delle opere in questione (S12, S14) hanno fuori asse maggiori di 250 m rispetto al tracciato. Pertanto si assumono i seguenti parametri cautelativi di progetto per i terreni in oggetto (detrito calcareo in matrice argillosa):

da 0.0 m a 10.0 m dal p.c. argille caotiche alterate

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 10 \text{ kPa} \quad \text{in condizioni statiche (per fasi esecutive e finali)}$$

$$c' = 15 \text{ kPa} \quad \text{in condizioni sismiche}$$

$$\phi' = 26^\circ$$

da 10.0 m fino alle massime profondità di interesse detrito calcareo in matrice argillosa

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 20 \text{ kPa} \quad \text{in condizioni statiche (per fasi esecutive e finali)}$$

$$c' = 25 \text{ kPa} \quad \text{in condizioni sismiche}$$

$$\phi' = 26^\circ$$

Il livello della falda, individuato tramite il sondaggio S12, è a quota 78.5 m s.l.m..

6.1.2 Imbocco lato Balzorile

L'imbocco lato Balzorile della galleria naturale è situato in corrispondenza delle argille con gessi. Pertanto si prevedono opere di sostegno a presidio degli scavi costituite da paratie di pali trivellati di grande diametro con uno o più ordini di tiranti in funzione delle altezze di scavo. Tale soluzione appare fattibile considerata la presenza di materiali sciolti (argilla sabbiosa) e pratica assenza di trovanti di grosse dimensioni; inoltre la non elevata pendenza consente l'accantieramento di attrezzature di grosse dimensioni.

In particolare i pali hanno le seguenti caratteristiche:

$$D = 1200 \text{ mm} \quad \text{diametro pali;}$$

$$L = 8.0 \div 20.0 \text{ m} \quad \text{lunghezza pali (in funzione delle altezze di scavo);}$$

$$i = 1.36, 1.37, 1.38, 1.40, 1.42 \text{ m} \quad \text{interasse pali.}$$

Inoltre sono previsti 1-3 ordini di tiranti in funzione delle altezze di scavo (la massima altezza di scavo è circa 13 m). Le caratteristiche dei tiranti sono mostrate nella seguente tabella. I tiranti sono di tipo provvisorio in quanto si prevede il ritombamento finale dell'opera di imbocco in artificiale.

Tabella tiranti – imbocco lato Balzorile

Tirante	Trefoli	Lp	La	Interasse longitudinale	Inclinazione	Dp	Tamm	To	Travi
		[m]	[m]	[m]	[°]	[mm]	[kN]	[kN]	
I ordine	4	12.0-13.0	10.0	2.60	10	180	560	350	2HE180A
II ordine	4	10.0	10.0	2.60	10	180	560	400	2HE200A
III ordine	5	6.0	10.0	2.60	10	220	700	550	2HE200A

dove:

Lp = lunghezza tratto passivo tirante

La = lunghezza tratto attivo tirante

Dp = diametro di perforazione del tirante

T_{amm} = Tiro ammissibile del tirante

T_o = pretensione del tirante

I trefoli sono da 0.6" con un'area nominale di 140 mm².

Il dimensionamento dell'opera di sostegno verrà eseguito tramite il programma di calcolo "PARATIE" della HarpaCeas s.r.l. di Milano. Le metodologie di calcolo e le analisi svolte sono riportate nell'**Appendice B**, a cui si rimanda.

Inoltre sono state condotte analisi di stabilità globale con il programma di calcolo PCSTABL5M facendo riferimento al metodo di Bishop semplificato [1955]. Data la geometria delle sezioni di verifica e i parametri geomeccanici del terreno, il codice di calcolo permette di generare un gran numero di potenziali superfici di rottura evidenziandone quella più gravosa. Anche queste analisi sono riportate in Appendice B.

Nel calcolo si sono assunti per le argille con gessi i seguenti parametri geotecnici:

$$\gamma = 20.5 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 10\div 20 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 26^\circ$$

Dalle indagini eseguite nella zona non è stata riscontrata la presenza della falda.

6.2 GALLERIA NATURALE COSTAMEZZA: TRATTO IN NATURALE

6.2.1 Generalità sull'opera

La galleria naturale Costamezza, è caratterizzata da importanti coperture e dall'attraversamento di due formazioni geologiche differenti. Le due formazioni principali, nella macro distinzione, sono quelle facenti capo alle "Argille con Gessi" (molto simili alle famiglia delle argille caotiche tipiche dell'Appennino meridionale), alle "Dolomie" ed ai "Calcari". Nella zona di passaggio tra queste due formazioni è atteso un tratto all'interno dei Conglomerati Neritici.

All'interno delle argille del caotico le coperture variano dai 4÷5 m dell'imbocco ai 65÷70 m nella zona di passaggio tra materiali argillitici e conglomerato, mentre all'interno dei calcari o dolomie le coperture variano tra i 75÷80 m ad oltre 450 m.

L'opera in oggetto consiste in una galleria a doppia canna di tipo bidirezionale. Alla progressiva km 0+355 ha inizio la galleria Costamezza che presenta una lunghezza media di circa 5338 metri considerando una leggera differenza della canna di valle che è più lunga di quella di monte di 10 metri.

Gli imbocchi sono sagomati a becco di flauto per realizzare un migliore inserimento dell'opera nell'ambiente circostante.

La galleria ha inizio proprio in corrispondenza dell'attraversamento della S.S. Appia che viene sottopassata poco al di sotto del piano stradale.

Si sviluppa sotto i rilievi di Costamezza, altezza 400 m, Monte Santa Maria 590 m e monte di Mola altezza 485 m.

Altimetricamente si parte da quota 30,71 m s.l.m. alla sezione n° 16, posta alla progressiva Km 0+375 per raggiungere quota 101,55 alla sezione di colmo n° 164, posta alla progressiva Km 4+065,75 con una pendenza del 2,10% per poi ridiscendere sino a quota 77,39 alla sezione di imbocco est n° 228, posta alla progressiva 5+675, con una pendenza di 1,86%.

Gli scavi previsti hanno una dimensione di circa 14 m, trasversalmente all'asse del tunnel, ed un'altezza di circa 11 m per lo scavo all'interno delle Dolomie e dei calcari e di circa 13 m per quello all'interno delle Argille.

All'interno di ciascuna galleria, la carreggiata è suddivisa in due corsie di marcia, ciascuna di larghezza 3,75 m, una corsia di emergenza di 3,00 m e due banchine di 0,70 m, è delimitata al margine destro e sinistro da un manufatto avente profilo ridirettivo uno spazio

riservato agli impianti tecnologici, di sicurezza, ecc..., protetti dal profilo ridirettivo rigidamente collegato alla fondazione stradale.

La doppia canna permette di prevedere ad intervalli regolari, la creazione di gallerie di collegamento. Tali gallerie di collegamento, sono distinte in due tipologie, "carrabili" e "pedonali". I collegamenti pedonali sono ogni 300 m, mentre i collegamenti per il passaggio dei veicoli di soccorso o per il cambio di carreggiata in caso di manutenzione sono ogni 900 m. Al fine della sicurezza degli utenti, sono state previste piazzole di sosta ogni 600 m aventi dimensioni di 45 x 3 m. In totale sono previsti pertanto 10 by-pass pedonali, 5 by-pass carrabili e 8 piazzole di sosta, quattro per ogni direzione di marcia.

6.2.2 Caratterizzazione geotecnica-geomeccanica delle unità interessate dagli scavi

Per la caratterizzazione geotecnica preliminare si fa riferimento alle seguenti unità stratigrafiche d'interesse:

- argille detritiche (depositi alluvionali-colluviali);
- argille con gessi (formazione argillosa);
- conglomerati;
- dolomie e calcari;

Per queste ultime formazioni si indicano i parametri del continuo equivalente stimati alla luce della classe assegnata alla porzione di ammasso ritenuta omogenea.

Nel seguito vengono sintetizzate le caratteristiche geotecniche principali di riferimento per la progettazione preliminare.

Argille con gessi e Argille Detritiche

Per le argille con gessi il peso di volume è dell'ordine di 21÷22 kN/m³.

La loro resistenza al taglio in termini di tensioni totali si stimare dell'ordine di 150 ÷250 kPa, mentre per le argille detritiche è dell'ordine di 100 ÷150 kPa.

Per la resistenza in termini di tensioni efficaci in condizioni di picco si possono attribuire i seguenti parametri:

$$c' = 20 \div 40 \quad \text{kPa};$$

$$\varphi' = 24 \div 20 \quad ^\circ$$

mentre in condizioni residue si può considerare:

$$c' = 10 \div 15 \quad \text{kPa};$$

$$\varphi' = 20 \div 16 \quad ^\circ$$

Tale parametri sono state assunti in base ai dati disponibili e sulla base di informazioni bibliografiche su terreni simili.

Nell'ambito della campagna d'indagine integrativa saranno svolte prove di laboratorio al fine di verificare i parametri considerati.

Con riferimento alla deformabilità si può considerare:

$$E_u = 40 \div 60 \text{ MPa} \quad \text{modulo non drenato};$$

$$E' = 20 \div 35 \text{ MPa} \quad \text{modulo drenato}.$$

Conglomerati

Per l'ammasso si possono considerare i seguenti parametri geomeccanici:

$$\gamma = 22 \div 24 \quad \text{kN/m}^3;$$

$$c' = 20 \div 70 \quad \text{kPa};$$

$$\varphi' = 35 \quad ^\circ$$

$$E' = 5000 \quad \text{MPa}.$$

Dolomi e calcari

Per l'ammasso nelle sue diverse classi (con riferimento alla classificazione di Bieniawski), si possono considerare i seguenti parametri geomeccanici:

Classe II

$$\gamma = 26 \div 27 \quad \text{kN/m}^3;$$

$$c' = 500 \div 700 \text{ kPa};$$

$$\varphi' = 35 \quad ^\circ$$

$$E' = 25000 \quad \text{MPa}.$$

Classe III

$$\gamma = 26 \div 27 \quad \text{kN/m}^3;$$

$$c' = 400 \div 500 \text{ kPa};$$

$$\varphi' = 35 \quad ^\circ$$

$$E' = 15000 \quad \text{MPa}.$$

Classe IV

$$\gamma = 26 \div 27 \quad \text{kN/m}^3;$$

$$c' = 300 \div 350 \quad \text{kPa};$$

$$\varphi' = 30 \quad ^\circ$$

$$E' = 8000 \quad \text{MPa}.$$

Classe V

$$\gamma = 26 \quad \text{kN/m}^3;$$

$$c' = 200 \div 300 \quad \text{kPa};$$

$$\varphi' = 25 \quad ^\circ$$

$$E' = 4000 \quad \text{MPa}.$$

6.2.3 Descrizione delle scelte progettuali

Come anticipato, la galleria supera il rilievo montuoso con coperture, che all'interno delle argille con gessi, si attestano nell'ordine dei 65 - 70 m, mentre all'interno dell'ammasso calcareo dolomitico le coperture raggiungono valori massimi dell'ordine dei 450 m circa.

Le problematiche, dal punto di vista di risposta meccanica dell'ammasso soggetto allo scavo, sono connesse alla stabilità del fronte di scavo all'interno delle argille con gessi e al rilascio di cunei o tetti rocciosi all'interno dell'ammasso calcareo di classe superiore. Nel caso di classe inferiore va anche preso in considerazione il problema della stabilità del cavo e del fronte soprattutto in virtù delle alte pressioni iniziali.

Da considerare che lo scavo all'interno di un materiale come le "argille caotiche" o le "argille con gessi" che, pur avendo allo stato indisturbato delle buone caratteristiche meccaniche, può anche essere eseguito senza particolari problemi; le problematiche possono nascere immediatamente dopo lo scavo in quanto questi materiali sono particolarmente suscettibili al disturbo generato dall'esposizione all'aria ed all'acqua. Infatti il materiale tende ad alterarsi mentre le sue caratteristiche meccaniche si abbassano fino ai valori indicati nel punto precedente.

Il processo di alterazione influisce quindi in modo determinante sulle risposte meccaniche dell'ammasso; esperienze in materiali simili mostrano che, se non opportunamente controllati, i fenomeni deformativi sfociano facilmente in instabilità, creando problemi di sicurezza e di produzione.

Metodologia di scavo

Lo scavo della galleria è previsto a piena sezione. Nel caso dello scavo in tradizionale all'interno delle argille con gessi, vengono messi in opera opportuni elementi di rinforzo in avanzamento rispetto al fronte (preconsolidamento).

L'avanzamento nei materiali calcarei è prevedibile utilizzando esplosivo, mentre all'interno delle argille è prevedibile l'uso di escavatori meccanici.

Geometria della sezione d'intradosso

Le dimensioni prevedibili per la galleria derivano direttamente dalla imposizione dei requisiti geometrici minimali previsti dalla normativa italiana in merito (DM 4/11/2001).

Nel rispetto della suddetta normativa sono state desunte le sezioni di intradosso della galleria riportate negli appositi elaborati.

Descrizione degli interventi in galleria: tratto all'interno delle argille con gessi

Lo scavo in tradizionale e' la soluzione che, sulla base dei dati attualmente disponibili, risulta essere quella proponibile, sia perché esperienze di scavo in materiali simili (con riferimento alle argille con gessi) hanno dimostrato la fattibilità senza ricorrere a particolari tecniche, sia perché la flessibilità del sistema permette di tarare gli interventi soprattutto nel tratto a copertura inferiore dove è necessario controllare le deformazioni della cavità per evitare che le stesse creino subsidenze incompatibili con la funzionalità e con la statica degli edifici presenti in superficie.

Ciò premesso, per l'esecuzione dello scavo all'interno delle argille caotiche sotto la massima copertura [N7 – N8], si prevede la realizzazione del sistema di preconsolidamento e di sostegno di prima fase. Il sistema nel suo complesso garantirebbe la stabilità del fronte di scavo e della cavità riducendo al minimo le deformazioni e di conseguenza il richiamo degli agenti alteranti (soprattutto acqua) la struttura dell'ammasso. In sintesi tali interventi consistono in :

Preconsolidamento del fronte e del cavo:

- n. 43 - 64 elementi in vetroresina a 3 piatti per il consolidamento del fronte di scavo; la lunghezza complessiva degli elementi è prevista in 24.0 m con sovrapposizione minima di 8.0 m;

- n. 53 elementi in vetroresina analoghi a quelli sopra descritti, distribuiti in corrispondenza del profilo di scavo per il preconsolidamento dell'ammasso lungo il contorno della cavità;
- n. 6+6 elementi in vetroresina analoghi a quelli sopra descritti, ma di lunghezza media pari a 12.0 m con sovrapposizione minima di 4.0 m, distribuiti in corrispondenza dell'attacco piede centina-arco rovescio provvisorio, dove cioè si concentrano maggiormente le tensioni indotte dallo scavo;

Sostegno di prima fase:

- Centine IPN 220 ad interasse di 1.0 m collegate da catene in acciaio Feb32k
- Arco completo di spritz beton armato con rete elettrosaldato avente spessore medio di 30 cm
- Arco rovescio provvisorio costituito da centine IPN220 a passo 1.0 m collegate con apposito elemento alle centine dell'arco superiore. Non si prevede, per evitare eccessivi rallentamenti alla produzione, lo spritz beton in arco rovescio. Lo spazio tra le centine verrebbe riempito con materiale di scavo per permettere un immediato transito dei mezzi di lavoro.

Al sistema sopra descritto verrebbero associati, se le condizioni dell'ammasso lo richiedessero, 4 dreni suborizzontali in avanzamento ripetto al fronte, di lunghezza pari a 30 m. Per l'esecuzione dello scavo all'interno delle argille, nel tratto di minima copertura [N6], dove oltre al controllo dei fenomeni deformativi della cavità è necessario prevedere il controllo delle subsidenze, si prevede la realizzazione del sistema di preconsolidamento e di sostegno di prima fase. Per ragioni di ottimizzazione del processo produttivo, il sistema è volutamente analogo a quello descritto in precedenza; le variazioni rispetto agli interventi sotto massima copertura sono relative a: interasse degli elementi di consolidamento del fronte, inserimento di micropali di consolidamento del contorno del cavo, eventuale introduzione di elementi di compensazione del "gap" tra profilo di scavo e centine (ove le condizioni geologiche lo richiedano) al fine di ridurre al minimo l'effetto sulla subsidenza.

In sintesi gli interventi previsti per la sezione in esame consistono in:

Preconsolidamento del fronte e del cavo:

- n. 43 elementi in vetroresina a 3 piatti per il consolidamento del fronte di scavo; la lunghezza complessiva degli elementi è prevista in 24.0 m con sovrapposizione minima di 8.0 m;

- n. 53 elementi in vetroresina analoghi a quelli sopra descritti, distribuiti in corrispondenza del profilo di scavo per il preconsolidamento dell'ammasso lungo il contorno della cavità;
- n. 43 micropali disposti ad ombrello di lunghezza 12.0 m, interasse 40 cm, inclinazione 5° con sovrapposizione 4.0 m, armati con tubolare in acciaio diametro 127 mm e spessore 10 mm (solo per le zone d'imbocco);
- n. 6+6 elementi in vetroresina analoghi a quelli sopra descritti, ma di lunghezza media pari a 12.0 m, distribuiti in corrispondenza dell'attacco piede centina-arco rovescio provvisorio, dove cioè si concentrano maggiormente le tensioni indotte dallo scavo.

Sostegno di prima fase:

- Centine IPN 220 ad interasse di 1.0 m collegate da catene in acciaio FeB32k;
- Nel caso in cui le condizioni geologiche lo richiedono, verranno posti in opera elementi tipo Bull-Flex da apporre tra centina e profilo di scavo da iniettare immediatamente dopo la loro installazione per un contrasto immediatamente efficace della centinatura;
- Arco completo di spritz beton armato con rete elettrosaldata avente spessore medio di 30 cm
- Arco rovescio provvisorio costituito da centine IPN220 a passo 1 m collegate con apposito elemento alle centine dell'arco superiore. Anche in queste tratta non si prevede lo spritz beton in arco rovescio. Lo spazio tra le centine verrebbe riempito con materiale di scavo per permettere un immediato transito dei mezzi di lavoro.

Se le condizioni dell'ammasso lo richiedessero è prevista anche per questa sezione la messa in opera di 4 dreni suborizzontali in avanzamento ripetto al fronte, di lunghezza pari a 30 m.

Descrizione degli interventi in galleria: tratto all'interno dell'ammasso calcareo-dolomitico

Per la realizzazione dello scavo all'interno di questo tipo di ammasso si prevede una tipologia di consolidamento e di sostegno funzione della classe di roccia trovata.

Più in dettaglio è stato previsto quanto segue:

Ammasso di classe II (Sezione tipo N1)

- Bulloni sporadici tipo superswellex a sostegno di cunei o tetti di roccia localmente instabili;
- Spritz beton spessore medio 5 cm armato con rete elettrosaldata esteso per tutto l'arco superiore piedritti inclusi;
- Bullonatura sistematica disposta a raggiera nel numero di 10+11 bulloni in acciaio ordinario Fe B 44 K di lunghezza pari a 4.5 m cementati per tutta la lunghezza, interasse longitudinale 1.5 m e trasversale 3.0 m;
- Spritz-beton spessore medio 5 cm a copertura della testa dei bulloni.

Ammasso di classe III (Sezione tipo N2)

- Bulloni a consolidamento provvisorio, tipo superswellex disposti a raggiera, nel numero di 12+13 bulloni disposti nelle pareti dello scavo di lunghezza pari a 3.0 m ed interasse longitudinale di 2.0 m e trasversale di 1.8 m;
- Spritz beton spessore medio 5 cm armato con rete elettrosaldata esteso per tutto l'arco superiore piedritti inclusi;
- Bullonatura sistematica disposta a raggiera nel numero di 12+13 bulloni in acciaio ordinario Fe B 44 K di lunghezza pari a 4.5 m cementati per tutta la lunghezza, interasse longitudinale 1.0 m e trasversale 1.8 m;
- Spritz-beton spessore medio 5 cm a copertura della testa dei bulloni.

Ammasso di classe IV (Sezione tipo N3)

- Bulloni a consolidamento provvisorio, tipo superswellex disposti a raggiera, nel numero di 14+15 bulloni disposti nelle pareti dello scavo di lunghezza pari a 3.0 m ed interasse longitudinale di 1.2 m e trasversale di 1.5 m;
- Spritz beton di prima fase spessore medio 3 cm a regolarizzazione superficie e creazione coesione superficiale;
- Sostegno di prima fase costituito da centine doppie IPN 180 disposte ad interasse di 1.0 m, collegate mediante catene metalliche, coperte da un getto di spritz beton dello spessore di 25 cm, armato con rete elettrosaldata ed esteso per tutto l'arco superiore piedritti inclusi;
- Consolidamento del fronte di scavo mediante n. 29 elementi strutturali in vetroresina a 3 piatti, della lunghezza di 24 m con sovrapposizione di 8 m.

Ammasso di classe V (Sezione tipo N4)

- Bulloni a consolidamento provvisorio, tipo superswellex disposti a raggiera, nel numero di 22+23 bulloni disposti nelle pareti dello scavo di lunghezza pari a 3.0 m ed interasse longitudinale di 1.0 m e trasversale di 1.0 m;
- Spritz beton di prima fase spessore medio 3 cm a regolarizzazione superficie e creazione coesione superficiale;
- Sostegno di prima fase costituito da centine doppie IPN 180 disposte ad interasse di 1.0 m, collegate mediante catene metalliche, coperte da un getto di spritz beton dello spessore di 25 cm, armato con rete elettrosaldata ed esteso per tutto l'arco superiore piedritti inclusi;
- Consolidamento del fronte di scavo mediante n. 64 elementi strutturali in vetroresina a 3 piatti, della lunghezza di 24 m con sovrapposizione di 8 m.

Sostegno definitivo

Il sostegno definitivo in calcestruzzo, armato o meno a seconda delle zone, è stato differenziato sia nella geometria che negli spessori in base alla litologia da attraversare. Per l'attraversamento del primo tratto di argille con gessi è stato previsto uno spessore di 90 cm e di 100 cm per l'arco rovescio.

Per l'attraversamento della zona in calcare o dolomia lo spessore previsto è di 60 cm per la zona di calotta e di piedritto e di 70 cm per l'arco rovescio.

Nel profilo geomeccanico allegato al progetto sono riportate le zone in cui è prevedibile la presenza di una armatura totale o parziale del rivestimento definitivo e le zone in cui è presumibile l'assenza di armatura.

6.2.4 Problematiche relative al setto intermedio

Nella realizzazione della galleria, nel tratto a bassa copertura in corrispondenza dell'imbocco in argille (lato Balzorile), l'interasse tra le due canne è posto in modo tale da avere un setto centrale di terreno pari a 5 m. All'interno di tale tratto, lo scavo dovrà essere eseguito con particolare attenzione alle fasi esecutive. In particolare lo scavo della seconda

canna non potrà avvenire se il sostegno definitivo della prima, disti meno di 100 m dal fronte della seconda canna. In altre parole, per evitare interferenze e sovraccarichi aggiuntivi sui sostegni, nel caso in cui entrambe le canne vengano realizzate in contemporanea, il rivestimento definitivo dovrà essere messo in opera mantenendo una distanza minima di 100 m circa dal fronte della galleria parallela. Sull'intero tracciato l'interasse fra le due canne verrà portato a due diametri.

6.2.5 Analisi per il dimensionamento delle opere di sostegno

Si fa riferimento sia al predimensionamento delle strutture all'interno dell'ammasso argillitico, distinguendo il tratto di massima copertura da quello di minima copertura, sia a quello relativo alle strutture previste all'interno dell'ammasso calcareo-dolomitico .

I criteri di analisi del comportamento del cavo e del fronte, nonché i criteri di calcolo e di verifica delle soluzioni progettuali adottate, sono stati differenziati in funzione della copertura.

Si possono distinguere distinte tre classi di copertura:

- Classe 1: copertura minore di B (larghezza del solido di carico alla Terzaghi)
- Classe 2: copertura compresa tra B e 2.5 B
- Classe 3: coperture maggiori di 2.5 B

Nel caso delle gallerie in oggetto, considerate le dimensioni dello scavo e le caratteristiche geomeccaniche dei terreni, la larghezza del solido di Terzaghi (B)¹ è pari a circa 26 m per i tratti all'interno delle argille e di circa 20 m all'interno del tratto in calcare o dolomia. Ne consegue che il tracciato della galleria può essere suddiviso secondo le seguenti classi di variazione:

- Copertura 1: tratte con coperture H minore di 25 m
- Copertura 2: tratte con copertura H compresa tra 25 e 60 m
- Copertura 3: tratte con copertura H compresa tra 60 e massima copertura

Nella classe di Classe 1 ricade quasi interamente il tratto di galleria che dall'imbocco est si estende per circa 100 m e che dall'imbocco ovest si estende per circa 40/50 m. .

Nelle classi 2 e 3 ricade il resto della galleria.

¹ $B = b + 2 \cdot h \cdot \tan(p/4 - f/2)$; con b=larghezza di riferimento=14 m ed h= altezza di riferimento=9.5 m

Per tratte prese a riferimento nell'analisi di stabilità della galleria (massima copertura e minima copertura all'interno delle argille con gessi e secondo classi omogenee all'interno delle dolomie) sono stati adottati i criteri di analisi di seguito descritti.

Galleria alla massima copertura (galleria profonda)

Stabilità del cavo: Analisi del comportamento del cavo libero mediante curve caratteristiche

Per le argille con gessi nei tratti con copertura superiore a 65 m è giustificato analizzare il comportamento del cavo mediante il metodo delle curve caratteristiche o convergenza – confinamento.

In queste condizioni (galleria profonda) il metodo fornisce la possibilità di valutare l'estensione della fascia plasticizzata e la convergenza delle pareti dello scavo.

Nel tratti all'interno del calcare e/o dolomie sono stati analizzati con la stessa metodologia i seguenti casi:

- Ammasso di classe II: copertura 450 m ;
- Ammasso di classe III: copertura 350 m ;
- Ammasso di classe IV: copertura 350 m ;
- Ammasso di classe V: copertura 300 m ;

E' stata applicata la formulazione di Ribacchi, con legge costitutiva a comportamento elasto-plastico perfetto e criterio di rottura di Mohr – Coulomb.

Per il litotipo in oggetto è stata determinata la curva caratteristica a cavo libero sotto le coperture citate utilizzando i parametri indicati per il litotipo relativi alle risposte del materiale sopra riportati.

E' stata successivamente determinata la curva caratteristica ipotizzando un incremento della coesione e del modulo elastico dell'ammasso per simulare la presenza di elementi consolidanti previsti in avanzamento nell'intorno del cavo. Con questa curva caratteristica si è quindi stimata la pressione di equilibrio con la quale verificare il sostegno di prima fase.

Analisi del comportamento del fronte di scavo

La stabilità del fronte di scavo è stata analizzata secondo il metodo di Panet (1995), facendo riferimento al parametro N_s secondo l'espressione:

$$N_s = \frac{2\sigma_0}{\sigma_c}$$

dove σ_c è la resistenza a compressione monoassiale a livello d'ammasso. Laddove il parametro N_s risulta maggiore di 5, in accordo a quanto riportato da Panet, le condizioni di stabilità del fronte sono da ritenersi critiche.

Nel caso in cui la stabilità è risultata critica è stato considerato il contributo stabilizzante derivante dall'installazione dei elementi in vetroresina. Tale contributo è stato valutato considerando che il confinamento dovuto alla presenza degli elementi in vetroresina incrementa lo sforzo deviatorico necessario alla rottura per compressione del materiale.

Nella valutazione dell'incremento delle capacità di resistenza dell'ammasso, la pressione di stabilizzazione σ_T , che corrisponde alla pressione di confinamento, può essere assimilata all'azione stabilizzante esercitata da barre in vetroresina poste in opera davanti al fronte, che può essere valutata in base alla relazione seguente:

$$\sigma_T = \mu \nu [(4 * N_b * A * \sigma_b / \pi * D); (4 * N_b * \sigma_L * \tau_a / \pi * D^2)]$$

dove N_b ed A sono rispettivamente il numero delle barre e l'area trasversale di ciascuna barra, σ_b la resistenza a rottura del materiale costituente la barra, s_L la superficie laterale delle barre, τ_a la resistenza al taglio tra la barra ed il terreno, valutata con prove in sito come previsto nelle raccomandazioni AICAP (1993).

Il numero di barre di progetto deve fornire una pressione σ_T che fornisce l'aumento di resistenza alla compressione desiderato.

Verifiche dei rivestimenti provvisori

Le strutture di prima fase adottate sono state verificate mediante il metodo delle curve caratteristiche. E' stata considerata la curva di convergenza del cavo calcolata, in condizioni di copertura massima, sulla base di parametri di resistenza e deformabilità associabili alla condizione non alterata dell'ammasso migliorato per la presenza degli elementi consolidanti previsti nell'intorno del cavo e la curva caratteristica del rivestimento, o curva di confinamento.

La curva di confinamento è individuata dalla rigidità della struttura K_{st} e dallo spostamento radiale U_{d_0} , già scontato dall'ammasso prima dell'installazione del supporto, messo in opera a distanza d_0 dal fronte di avanzamento della galleria. La relazione analitica che esprime la curva di confinamento è la seguente:

$$u_r = u_{d0} + R \frac{p}{K_{st}}$$

La condizione di equilibrio, individuata dallo spostamento radiale u_{re} o dalla pressione radiale $p = p_e$, è determinata dall'intersezione della curva caratteristica del terreno e di quella del rivestimento.

La rigidezza K_{st} è data dalla somma della rigidezza dei singoli elementi:

$$K_{st} = K_s + K_c$$

in cui K_s è la rigidezza relativa al guscio di calcestruzzo proiettato e K_c quella relativa alle centine.

Anche la pressione limite del rivestimento è data dalla somma della pressione limite dei singoli elementi:

$$\sigma_{ru} = \sigma_{rus} + \sigma_{ruc}$$

Per le rigidezze e pressioni limite dei singoli elementi valgono le seguenti relazioni:

calcestruzzo proiettato

$$K = \frac{E_c (R^2 - R_i^2)}{(1 + \nu) [(1 - 2\nu)R^2 + R_i^2]}$$

$$\sigma_{rus} = 0.5\sigma_c \left(1 - R_i^2 / R^2\right)$$

in cui

E_c = è il modulo elastico del calcestruzzo proiettato;

σ_c = è la resistenza ultima del calcestruzzo proiettato;

R_i = è il raggio interno del rivestimento;

R = è il raggio di scavo.

Centine

$$\frac{1}{K_c} = \frac{iR}{E_a S} + \frac{d}{E_c R}$$

$$\sigma_{ruc} = \frac{S\sigma_a}{R \cdot i}$$

con

i = interasse longitudinale tra le centine;

S = area della sezione trasversale della centina;

E_a = modulo elastico dell'acciaio;

σ_a = tensione limite dell'acciaio;

d = dimensione media del fuori-sagoma (rettificato con il calcestruzzo proiettato);

E_c = modulo elastico del calcestruzzo proiettato.

Per la sezione tipo prevista è stata stimata la resistenza ammissibile che i sostegni di prima fase sono in grado di fornire, applicando alle resistenze ultime dei materiali un coefficiente di sicurezza pari a 1.2. E' stato poi verificato che tale resistenza risultasse sempre inferiore al valore massimo del carico atteso, pari al carico di equilibrio del sistema ammasso-rivestimento, nelle condizioni; ovvero è stato valutato il fattore di sicurezza del sostegno di prima fase nei confronti della rottura del sistema.

Verifiche del rivestimento definitivo

In questa fase per il predimensionamento del sostegno definitivo si è imposto che quest'ultimo debba essere in grado di offrire una resistenza tale da assorbire i carichi aggiuntivi derivanti dall'alterazione dell'ammasso argilloso consolidato. Ovvero, trascurando prudenzialmente la presenza del sostegno di prima fase, si è verificato che il sostegno definitivo sia in grado di assorbire le pressioni esterne ottenute equilibrando il sistema scontando la convergenza già avvenuta che è quella valutata per la verifica del sostegno di prima fase.

La rigidità del sistema di sostegno definitivo è considerata infinita.

Galleria nella zona a minima copertura (basse coperture)

Stabilità del cavo: Analisi del comportamento del cavo e verifica del sostegno di prima fase

Nella zona a minima copertura nell'ammasso costituito da argille con gessi, in analogia a quanto eseguito per la galleria profonda, la stabilità del cavo è garantita dagli elementi di consolidamento del fronte e del contorno associati al sistema di sostegno di prima fase chiuso in prossimità del fronte stesso. In queste condizioni, stabilizzato il fronte di scavo alla cui verifica si rimanda a quanto esposto nel seguito, la stabilità del cavo è implicitamente garantita dalla resistenza del sistema di sostegno di prima fase.

In altre parole, la presenza del sistema di preconsolidamento del fronte unito a quello di consolidamento del cavo eseguito in avanzamento rispetto a quest'ultimo, è stata prevista in modo tale da mantenere in corrispondenza del limite elastico l'ammasso soggetto al

deconfinamento; in queste condizioni la fascia plasticizzata intorno alla cavità ha uno spessore molto modesto ed il sistema, a breve termine, si comporta in analogia a quanto avviene per la galleria profonda.

Per questa ragione l'analisi del comportamento del cavo a bassa copertura, nella condizione a breve termine (intesa come condizione esistente prima della messa in opera del sostegno definitivo) viene eseguita utilizzando il metodo convergenza confinamento anche se geometricamente la galleria ricade nella classe a bassa copertura dove il concetto in linea di principio non risulterebbe valido.

Nella condizione a lungo termine si ipotizza invece che l'intero carico geostatico valutato utilizzando un'altezza di carico pari a "B" venga assorbito dal sostegno definitivo.

Per il tratto di galleria a bassa copertura all'interno dell'ammasso calcareo sono stati previsti consolidamenti tali da garantire la stabilità dell'ammasso scavato per il tempo necessario alla messa in opera del sostegno di prima fase che viene dimensionato assumendo come carico esterno quello derivante da un'eventuale carico gravitativi che si manifesta su un'altezza pari alla base del solido di carico alla Terzaghi.

Analisi di stabilità del fronte di scavo

Anche nel caso di condizioni di galleria superficiale o poco profonda la valutazione delle condizioni di stabilità del fronte è stata effettuata utilizzando il metodo di Panet (1995), facendo riferimento al parametro N_s , secondo l'espressione:

$$N = \frac{2\sigma_0}{\sigma_c}$$

Dove i simboli indicano quanto citato in precedenza per la galleria profonda.

L'utilizzo del metodo di Panet, rispetto a metodi più consoni alla risoluzione del problema in esame, è giustificato dal fatto che, come detto, tramite gli interventi di consolidamento del fronte si vuole mantenere l'ammasso in corrispondenza del campo elastico. Pertanto il contributo degli stessi deve essere tale che, sostituendo alla σ_c il valore di σ valutato considerando il contributo del confinamento, il valore di N_s si mantenga inferiore a 2.

Il valore della pressione di confinamento necessaria ad ottenere la resistenza richiesta viene calcolata in analogia a quanto previsto per la sezione ad alta copertura.

Verifica del rivestimento di prima fase

La verifica finalizzata al predimensionamento del sistema viene effettuata considerando la pressione circonferenziale derivante dalla pressione di equilibrio desumibile dalla curva di convergenza. Tale valore è poi confrontato con le capacità del rivestimento valutata in accordo a quanto riportato nel paragrafo successivo.

Come detto il momento derivante dalla probabile asimmetria di carico è assorbito dall'armatura data dalle centine metalliche inglobate nel betoncino proiettato.

Verifica del sostegno definitivo

E' eseguita in analogia a quanto esposto per il sistema di sostegno di prima fase trascurando il contributo fornito da questo ultimo. In questo caso è da prevedere per il tratto a bassa copertura, l'armatura del rivestimento.

6.2.6 Verifica delle soluzioni adottate

Sono di seguito applicati i criteri precedentemente esposti, per verificare le sezioni tipo individuate per la galleria in esame nelle zone considerate rappresentative (massima e minima copertura).

Analisi del comportamento del cavoScavo all'interno dell'ammasso di argille con gessi

Utilizzando i criteri esposti nel capitolo precedente, all'interno delle argille, sono stati costruiti i diagrammi riportati nella figura 1 e nella figura 2 che rappresentano rispettivamente la curva caratteristica del cavo libero senza consolidamenti al contorno sotto le pressioni generate dalla massima copertura, e quella ottenuta incrementando i parametri di resistenza e deformabilità con i quali si vuole simulare la presenza degli elementi di consolidamento.

Si nota come il cavo libero, con i parametri attribuiti all'ammasso, non risulta stabile; dall'analisi della stessa curva si nota come non sia possibile ottenere stabilizzazioni del cavo tramite sistemi di sostegno di prima fase se non dopo deformazioni (teoriche) non compatibili

con la geometria della cavità. Nei calcoli è stata fatta l'ipotesi di flusso non associato con angolo di dilatanza nullo.

Viceversa in presenza di elementi di consolidamento in avanzamento rispetto al fronte è possibile ottenere convergenze controllabili con sovrascavo ordinariamente accettabile nella gestione del processo deformativo. E' stato considerato un sovrascavo dell'ordine di 0.25 m.

Nella zona a bassa copertura invece la presenza degli elementi di consolidamento simulata considerando per l'ammasso gli stessi parametri "migliorati" utilizzati per l'analisi ad alta copertura, evidenzia un comportamento prossimo al limite di elasticità così come deducibile dall'analisi della curva caratteristica riportata nella figura 3: tale comportamento è quello che si vuole mantenere per evitare i citati fenomeni di subsidenza indesiderati.

Curva caratteristica della cavità in condizioni naturali - massima copertura

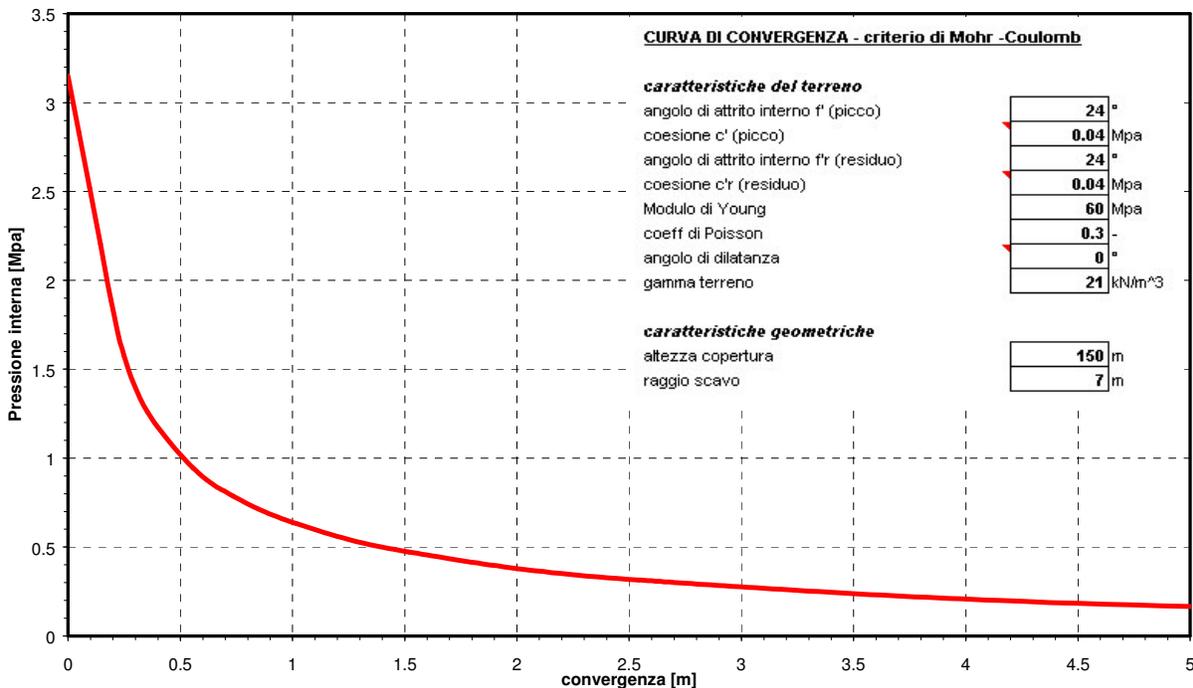


Figura 1

Curva caratteristica della cavità in presenza di interventi - massima copertura

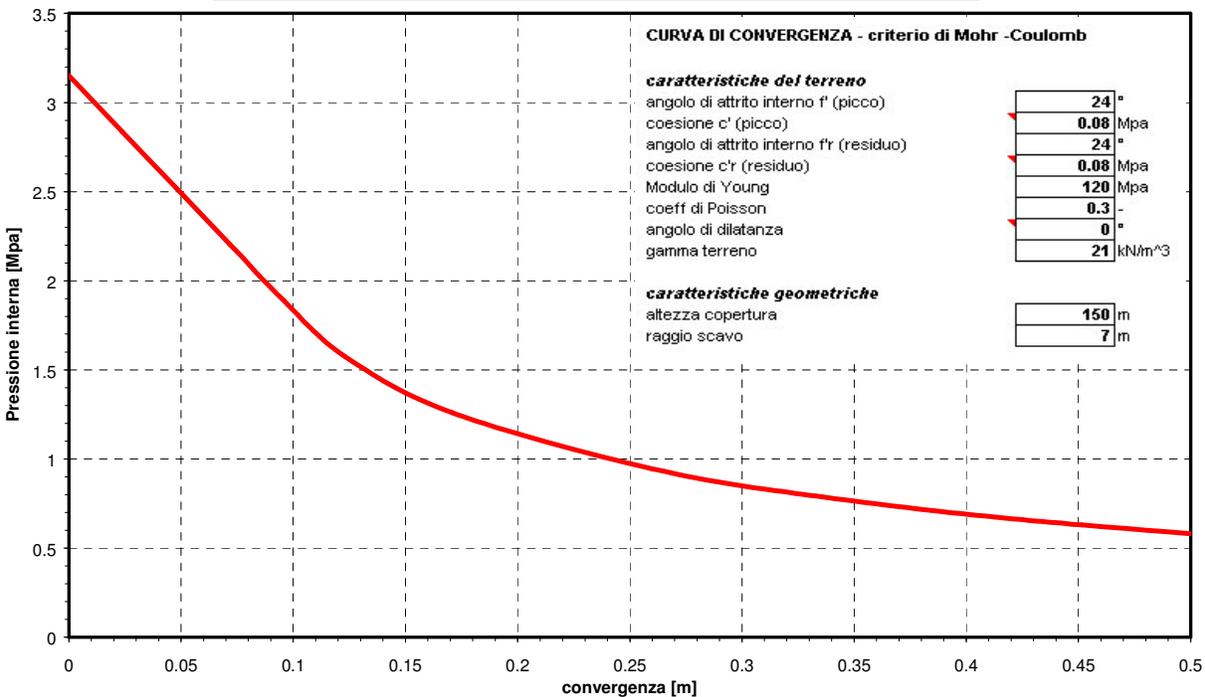


Figura 2

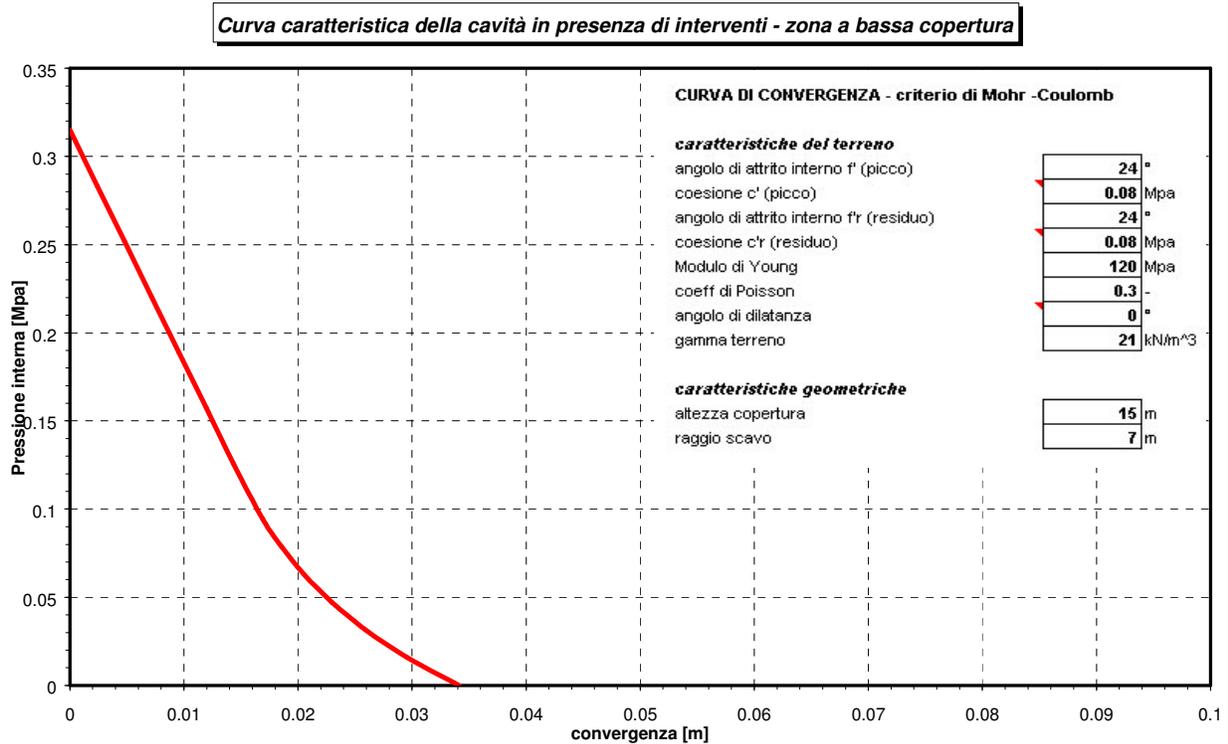


Figura 3

Scavo all'interno dell'ammasso calcareo/dolomitico

Nelle figure dalla 4 alla 9 si riportano invece le curve caratteristiche relative all'ammasso calcareo/dolomitico inteso come continuo equivalente, per le varie condizioni di classe di ammasso segnalate.

Nelle figure 7 e 9 la curva caratteristica è stata valutata considerando il contributo delle raggere dei bulloni .

In tutti i casi si nota la stabilità del caso con convergenze attese piuttosto limitate.

Curva caratteristica della cavità - classe II

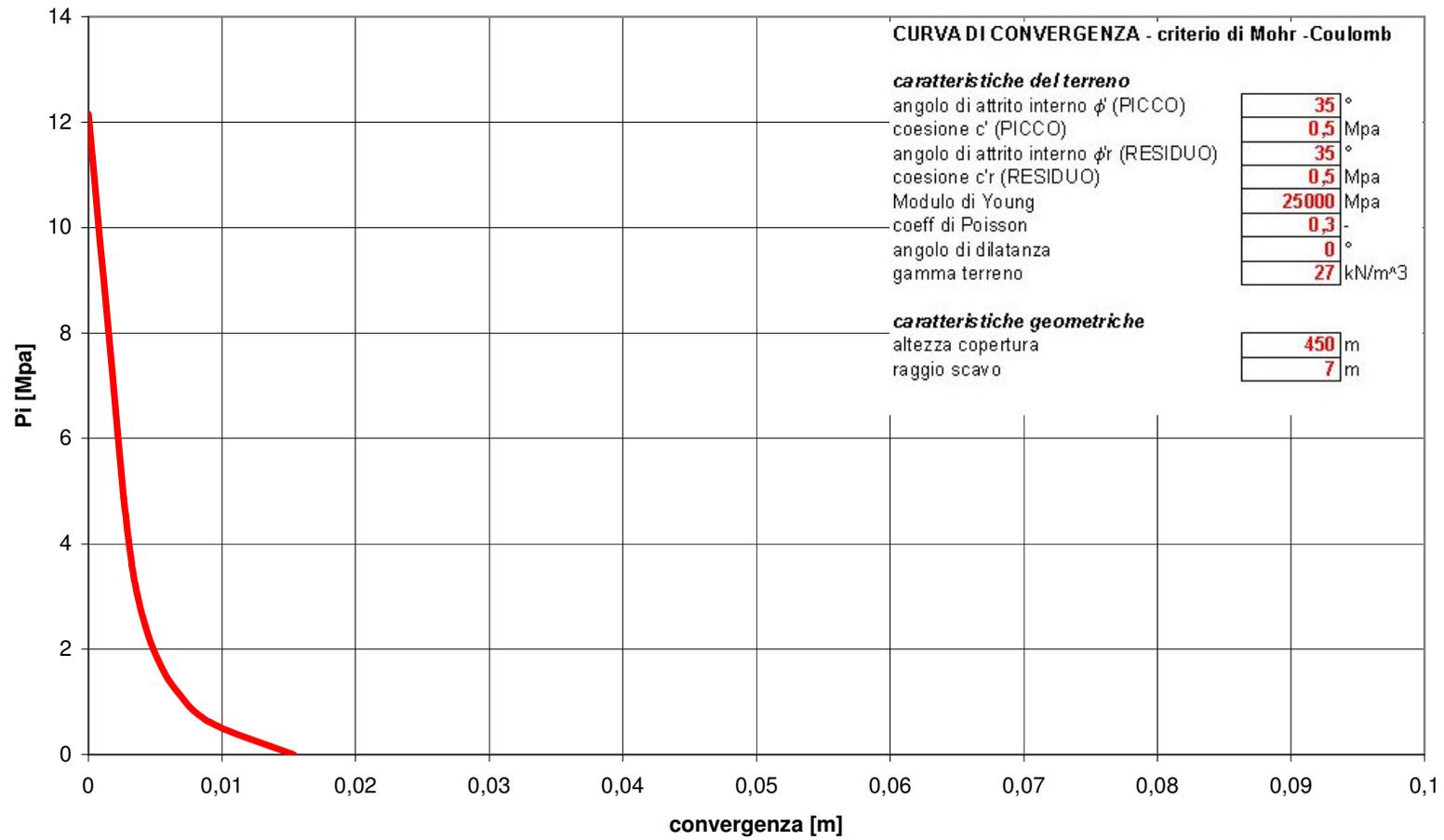


Figura 4

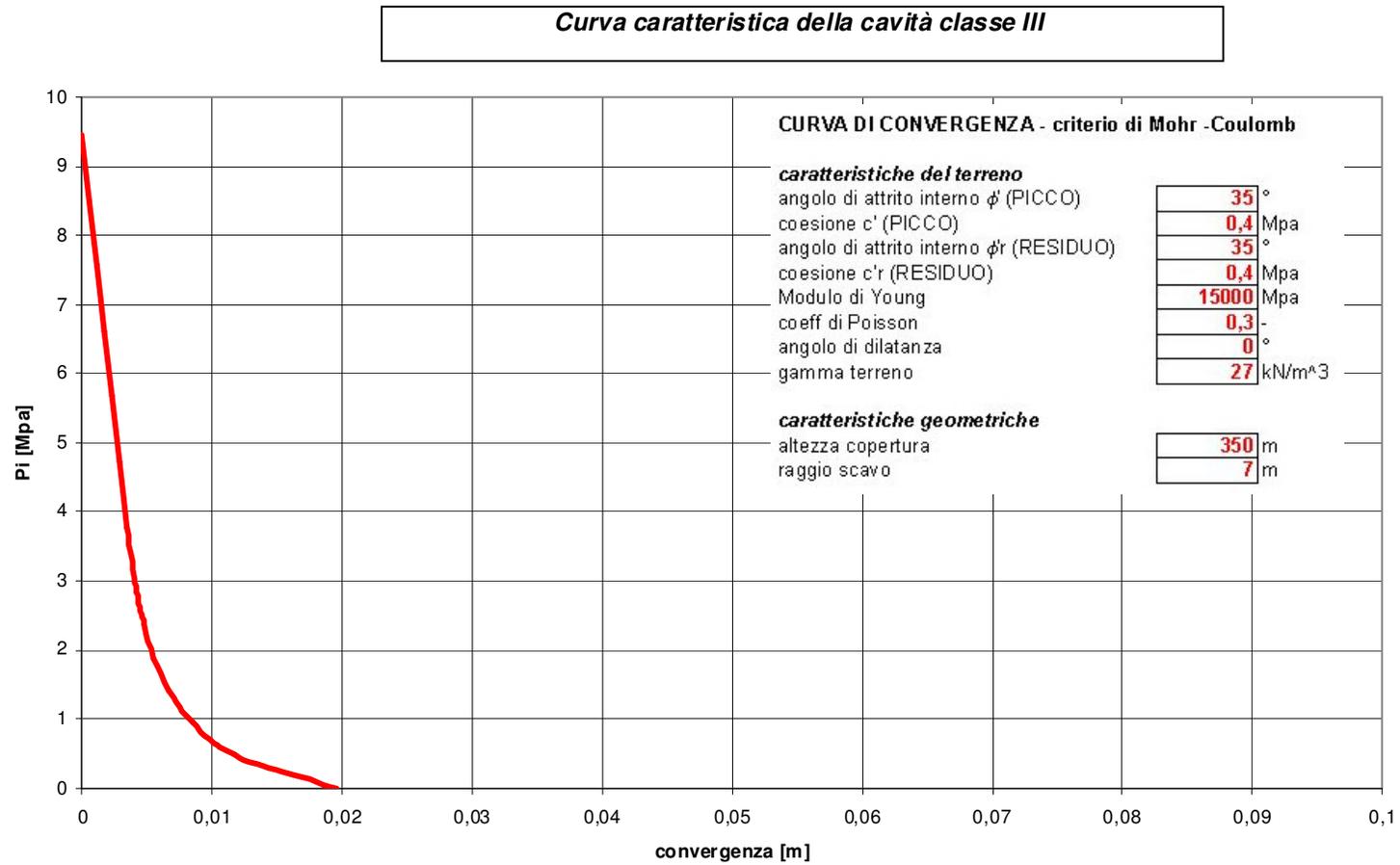


Figura 5

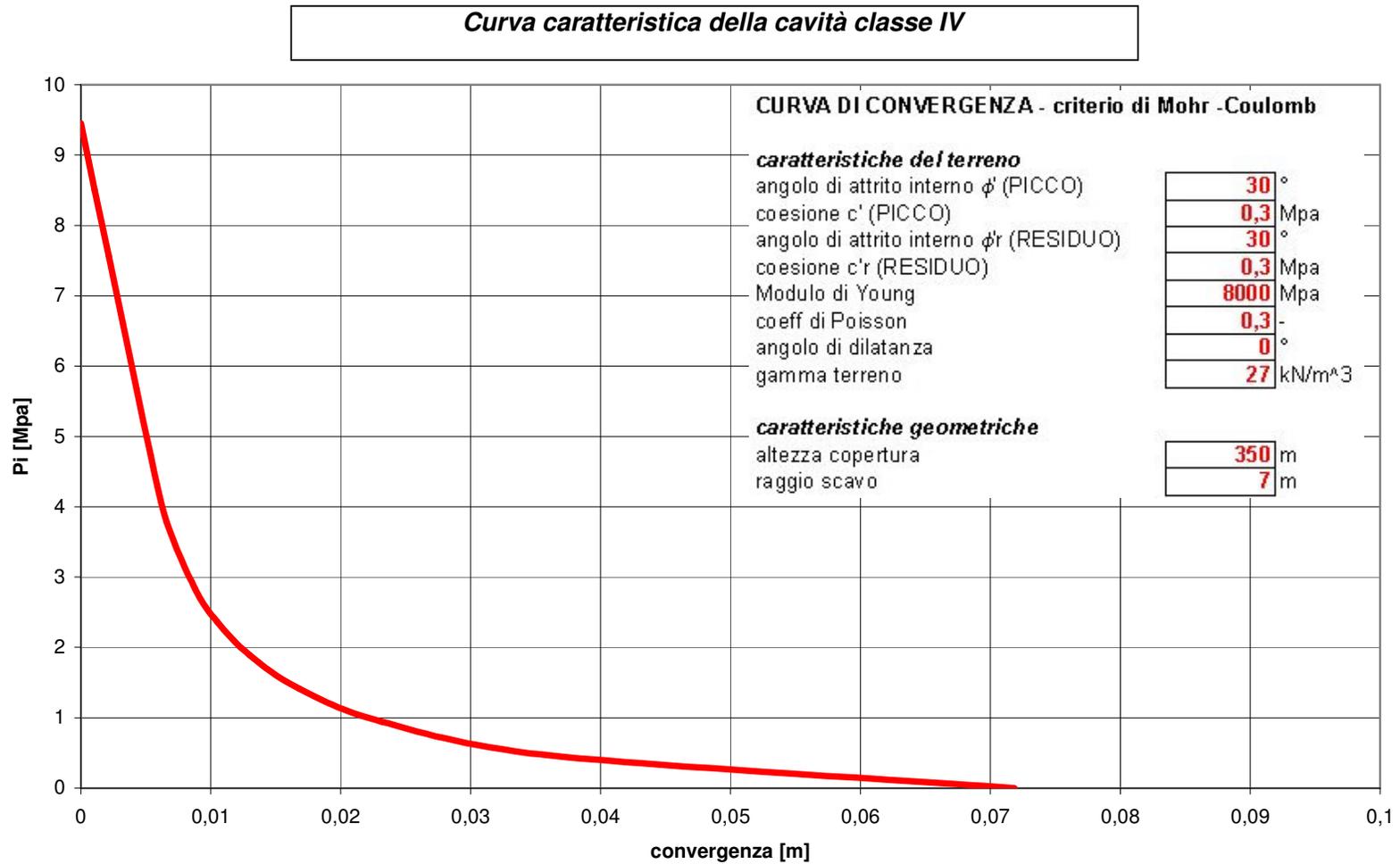


Figura 6

Curva caratteristica della cavità classe IV con contributo consolidamento

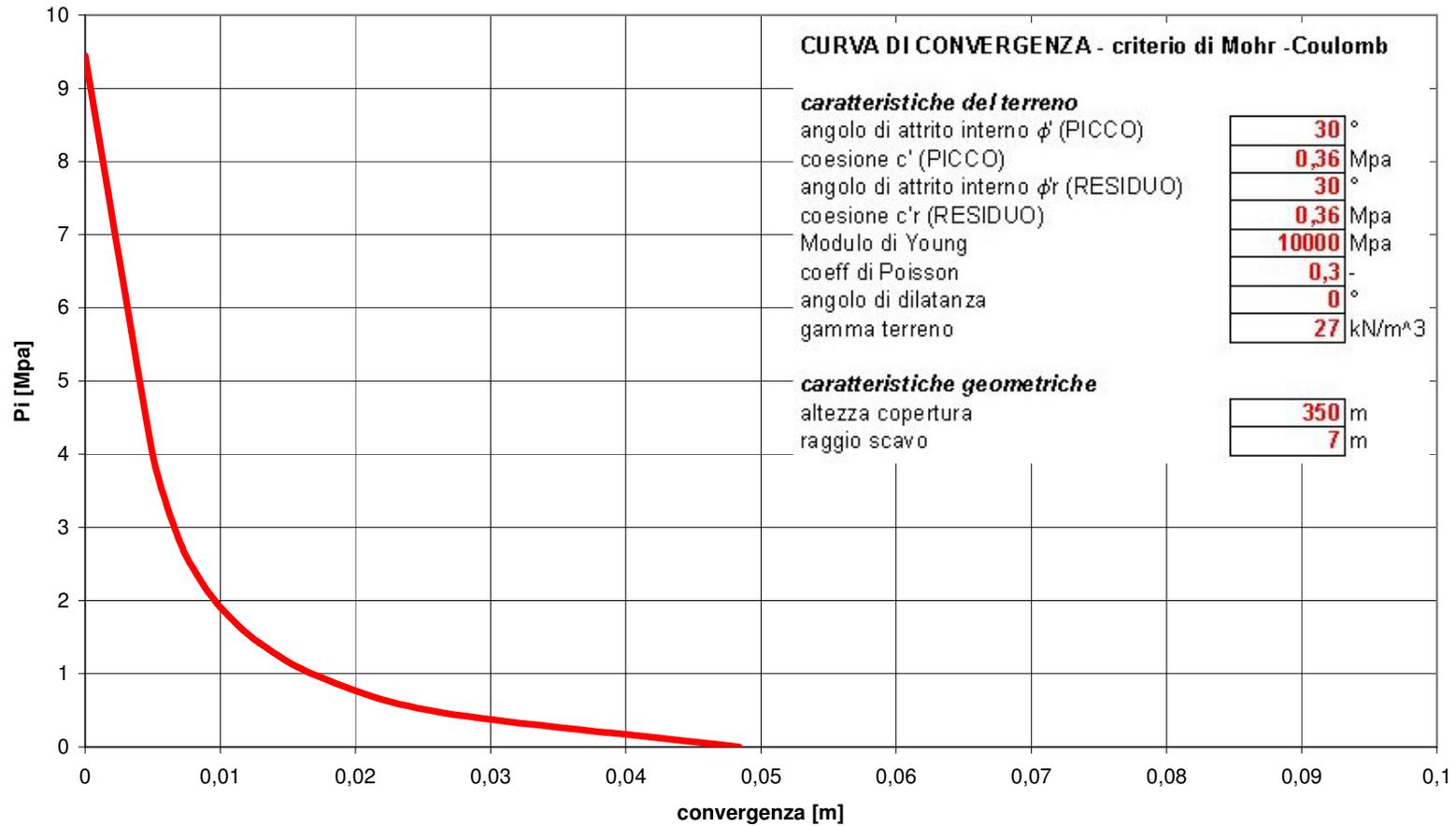


Figura 7

Curva caratteristica della cavità classe V

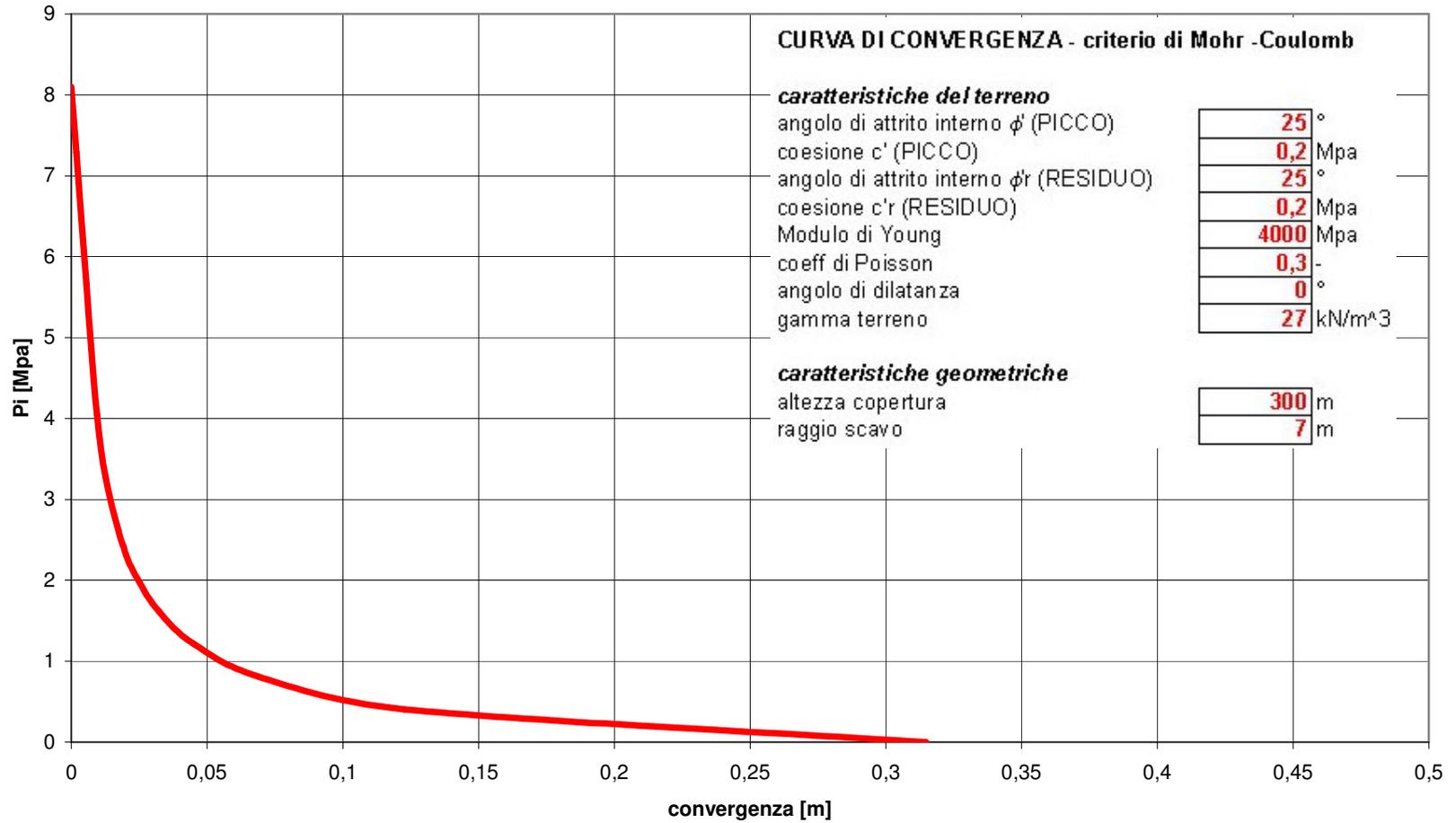


Figura 8

Curva caratteristica della cavità classe V con contributo consolidamento

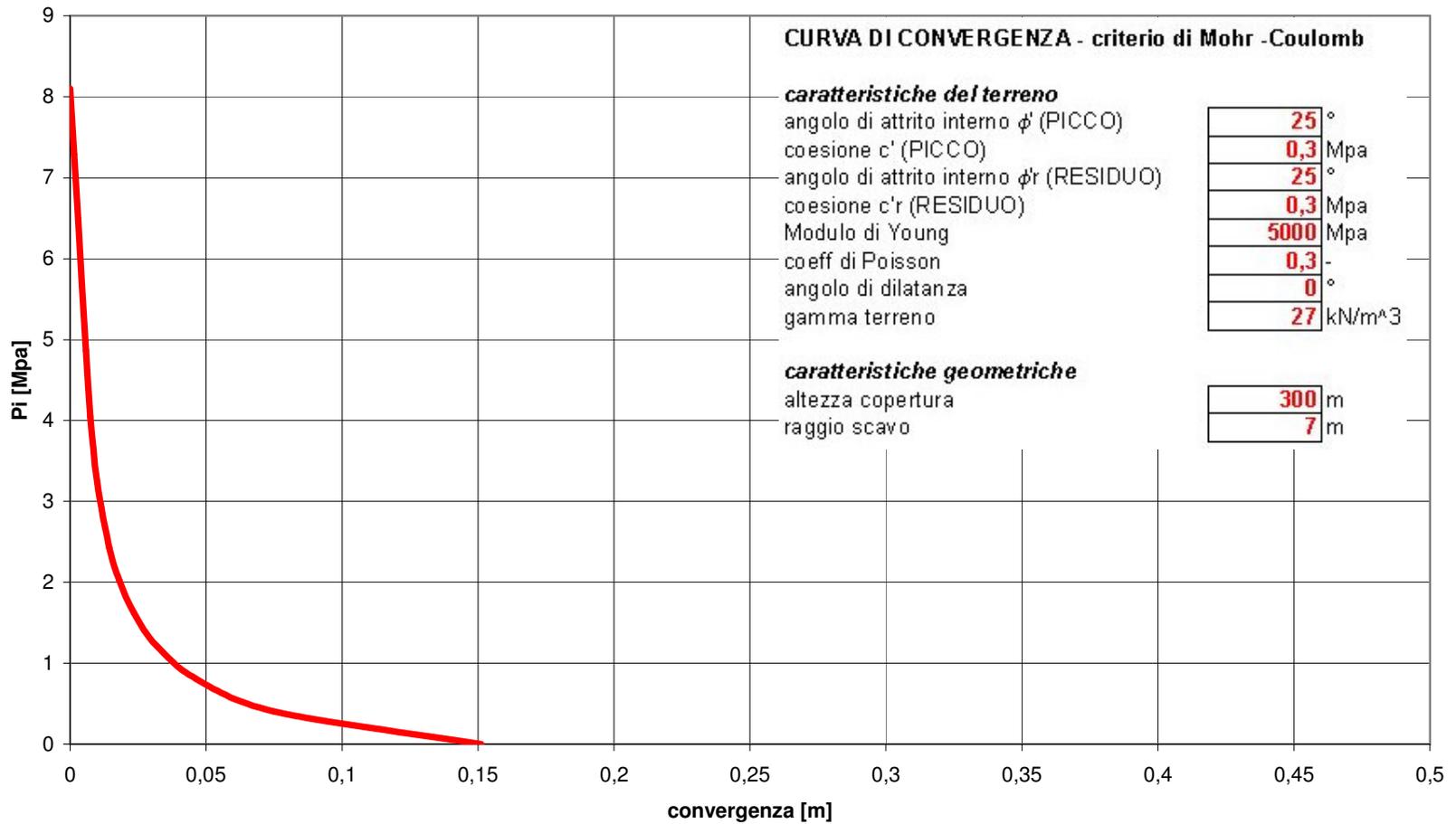


Figura 9

Condizioni di stabilità del fronte di scavo

Ammasso argillitico

In accordo ai criteri sopra esposti è stato valutato il valore del parametro N_s con i parametri c e ϕ associabili alla condizione di materiale non consolidato nelle condizioni di copertura massima. Le situazioni analizzate sono riassunte nella seguente tabella:

Litotipo	Copertura [m]	σ_0 [Mpa]	σ_c [Mpa]	N_s [--]
Argille del Caotico	150	3.15	0.123	51.2
Argille del Caotico	15	0.315	0.123	5.1

I valori riportati in tabella indicano condizioni di stabilità del fronte critiche in entrambi i casi anche se per la bassa copertura la stabilità del fronte è probabilmente garantita ma a scapito di deformazioni importanti.

In pratica le indicazioni ricavate portano a concludere che per le tratte previste all'interno dell'ammasso costituito dalle argille caotiche sono necessari interventi di consolidamento del fronte di scavo indipendentemente dalla copertura

Ammasso calcareo/dolomitico

In accordo ai criteri sopra esposti è stato valutato il valore del parametro N_s con i parametri c e ϕ associabili alla condizione di materiale non consolidato nelle condizioni di copertura massima. Le situazioni analizzate sono riassunte nella seguente tabella:

Litotipo	Classe ammasso	Copertura [m]	σ_0 [Mpa]	σ_c [Mpa]	N_s [--]
Calcare/Dolomia	II	450	12.15	2.7	4.5
Calcare/Dolomia	III	350	9.45	1.92	4.9
Calcare/Dolomia	IV	350	9.45	1.35	7.0
Calcare/Dolomia	V	300	8.1	0.94	8.6

I valori riportati in tabella indicano condizioni di stabilità del fronte critiche nei casi di classe IV e V mentre, anche in base al fatto che la resistenza a compressione monoassiale valutata con i parametri di Mohr è certamente approssimata per difetto, per le classi superiori II e III si può ragionevolmente supporre che la stabilità sia garantita .

In pratica le indicazioni ricavate portano a concludere che per le tratte previste all'interno dell'ammasso di classe IV e V sono necessari interventi di consolidamento del fronte di scavo mentre per gli ammassi di classe II e III non risulterebbero necessari.

Verifica dei sistemi di stabilizzazione del fronte di scavo

Come illustrato nei relativi elaborati grafici, per l'attraversamento delle argille si prevede l'installazione di elementi piatti ad interasse di 1.2 m x 1.2 m nelle sezioni ad alta copertura e di 1.6 m x 1.6 m in quelle a bassa copertura. Come esposto nei criteri generali, l'intervento al fronte deve essere tale da garantire un "numero di stabilità" N_s che si collochi, nell'ottica di ottimizzare gli interventi, intorno al limite superiore nel caso della sezione ad alta copertura e di essere inferiore a 2 per quelle a bassa copertura.

La capacità di confinamento del sistema previsto valutata in accordo a quanto riportato nel capitolo 8 è pari a :

- Galleria profonda: $\sigma_T = 461$ kPa;
- Galleria superficiale: $\sigma_T = 258$ kPa.

Valutata considerando una τ_a di 300 kPa ed un fattore di sicurezza di 2 (norme AICAP per strutture provvisorie); il fattore moltiplicativo dell'incremento del diametro di perforazione che è di 160 mm, è stato considerato pari a 1.1.

In questo modo con la sovrapposizione prevista la capacità di ogni singolo elemento deve essere di 660 kN che è compatibile con strutture tipo Durglass FL con larghezza dei piatti di 40 mm e spessore di 6 mm (resistenza alla trazione pari a 700 kN).

Applicando le tensioni di confinamento suddette, la resistenza a compressione dell'ammasso valutata utilizzando il criterio di Mohr-Coulomb:

$$\sigma_1 = 2 \cdot c \cdot \left[\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right]^{0.5} + \sigma_3 \cdot \left[\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right]$$

diventa:

- Galleria profonda: $\sigma_1 = 2 \cdot 40 \cdot (2.4)^{0.5} + 461 \cdot 2.4 = 1230$ kPa;
- Galleria superficiale: $\sigma_1 = 2 \cdot 40 \cdot (2.4)^{0.5} + 258 \cdot 2.4 = 743$ kPa.

Il numero di stabilità diventa:

- Galleria profonda: $N_s = 3150 \cdot 2 / 1230 = 5.1$;
- Galleria superficiale: $N_s = 315 \cdot 2 / 743 = 0.85$.

Nel caso della galleria profonda, pur essendo al limite della criticità, il fronte può garantire termini di stabilità accettabili, mentre nel caso della galleria superficiale il numero di stabilità inferiore a 1 indica un ammasso in condizioni prossime al limite elastico.

Per ciò che riguarda il consolidamento del fronte all'interno delle classi d'ammasso calcareo/dolomitico IV e V, essendo i numeri di stabilità prossimi al limite critico, gli interventi indicati forniscono certamente quei fattori minimali richiesti per garantire la possibilità di scavo in sicurezza.

Verifica dei sostegni di prima fase

Si effettuano le verifiche del sostegno di prima fase previsto all'interno delle argille con gessi all'interno delle quali si attendono i carichi maggiori. All'interno degli ammassi calcarei infatti l'analisi delle curve caratteristiche fornisce garanzie sulla stabilità del cavo e, nelle classi peggiori ove si potrebbero riscontrare convergenze non tollerabili, il problema si riconduce al controllo delle convergenze stesse essendo il cavo di persé autosostenente.

Come detto il riferimento per la verifica della bontà del sostegno di prima fase è la curva caratteristica valutata utilizzando i parametri dell'ammasso consolidato per la sezione alla massima copertura; per la sezione alla minima copertura il riferimento è l'intero carico litostatico derivante dal peso del solido di carico avente altezza pari a "B" (larghezza del solido di carico alla "Terzaghi" assumendo che lo stesso sia uniformemente distribuito lungo il contorno del cavo).

Relativamente alla galleria sotto la massima copertura all'interno delle argilliti, dall'esame della curva caratteristica riportata nella figura 2, assumendo che la convergenza totale scontata prima che il sostegno inizi a contrastare la deformazione, sia dell'ordine di 55-60 cm (dei quali circa il 60% prima del passaggio del fronte sulla sezione di riferimento ed il 40% "leggibile e cioè dopo il passaggio del fronte) pressione di equilibrio si attesta intorno a 0.9 MPa.

Le caratteristiche dei materiali utilizzati sono le seguenti:

Centine: $F_{yk} = 360 \text{ MPa}$; $\sigma_{\text{amm}} = 300 \text{ MPa}$ $F_s = 1.2$

Spritz Beton: $R_{ck} = 300 \text{ MPa}$; $\sigma_{\text{amm}} = 20 \text{ MPa}$; $F_s = 1.5$

Ne discende una rigidità del sistema dopo 48 ore $K_{st}(48) = 1637 \text{ MPa}$ ed una $\sigma_{ru} = 1.13 \text{ MPa}$.

Pertanto in linea indicativa il sostegno chiuso di prima fase sarà caratterizzato da un fattore di sicurezza da aggiungere a quello già abbinato alle caratteristiche dei materiali, pari a:

$$F_s = 1.13 / 0.9 = 1.26.$$

Il sistema di sostegno risulta quindi fattibile con fattori di sicurezza complessivamente accettabili.

Per quanto riguarda la galleria a bassa copertura, nella condizione di carico relativamente più critica (altezza del solido di carico pari a "B"), si desume una pressione media di:

$$S = (26 + 4.5) \cdot 21 = 0.64 \text{ MPa.}$$

Il sistema di sostegno di prima fase è identico a quello previsto sotto la massima copertura e pertanto il fattore di sicurezza atteso sarà dell'ordine di

$$F_s = 1.13 / 0.64 = 1.81.$$

Si tenga presente che tale fattore di sicurezza non risente delle probabili asimmetrie di carico prevedibili sotto le basse coperture che, per la presenza di momenti lungo la sezione trasversale, riducono il fattore di sicurezza in alcune zone.

Verifica dei rivestimenti definitivi

Anche in questo caso si eseguiranno le verifiche del solo rivestimento definitivo previsto all'interno delle argille per le ragioni già esposte in precedenza.

Le sezione tipo prevista mostrata nei relativi elaborati prevede uno spessore di rivestimento non armato nelle zone ad alta copertura ed armato in quelle a bassa copertura, pari a 0.9 m in calotta e sui piedritti e 1.0 m sull'arco rovescio.

Le caratteristiche dei materiali impiegati sono le seguenti:

Calcestruzzo strutturale

$$R_{ck} = 300 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{amm} = 9.5 \text{ MPa (per strutture armate);}$$

$$\sigma_{amm} = 7.5 \text{ MPa (per strutture non armate).}$$

Acciaio Fe 44 k

$$F_{yk} = 440 \text{ MPa;}$$

$$\sigma_{amm} = 160 \text{ MPa.}$$

In analogia a quanto eseguito per il sostegno di prima fase, la capacità di resistenza del cilindro in cls è di :

$$\sigma_{ru} = [7.5 \cdot (6.7 - 5.8) / 2] / 0.9 = 1.1 \text{ MPa.}$$

che è superiore rispetto alla pressione di equilibrio ottenuta dalla curva caratteristica escludendo il contributo del sostegno di prima fase per la sezione ad alta copertura, e superiore alla pressione derivante dal carico geostatico calcolato assumendo come profondità di riferimento quella corrispondente al valore di "B".

In entrambi i casi sono quindi sostenibili i valori degli spessori del rivestimento assunti.

Anche in questo caso l'armatura prevista nel sostegno definitivo per le sezioni a superficiali è indicata in quanto sono presumibili sollecitazioni di momento derivanti dalla non simmetria dei carichi esterni.

6.2.7 Approfondimento d'indagine

Per procedere alla progettazione definitiva della nuova proposta di variante, è necessario programmare e realizzare una nuova campagna di indagine con le seguenti finalità principali:

- 1) verifica della stratigrafia ed acquisizione di informazioni sull'ammasso calcareo dolomitico
- 2) recepimento informazioni sull'assetto idrogeologico esistente

A tale scopo si dovrebbe prevedere la predisposizione di un'apposita campagna di indagine prima di dare avvio alla progettazione definitiva.

Sulle carote prelevate all'interno degli ammassi argillitici dovrà essere svolta un'accurata descrizione del materiale con l'esecuzione di prove di resistenza speditiva pocket penetrometer ogni 20 cm.

Sui campioni prelevati da sottoporre a prove di laboratorio si eseguiranno:

- prove di caratterizzazione fisica e classificazione: analisi granulometriche, limiti di Atterberg, contenuto d'acqua, peso di volume, peso specifico dei grani;
- prove minerologiche sulle argille e sui gessi, prove difrattometriche;
- prove triassiali di resistenza al taglio consolidate non drenate (CIU) su campione di dimensioni maggiorate rispetto a quelle standard;
- prove di taglio torsionale;
- prove di rigonfiamento confinato.

L'attività in sito, da svolgere all'interno dei fori di sondaggio consiste in:

- prove SPT;
- prove dilatometriche;

Tutti i dettagli e le specifiche esecutive saranno fornite nell'apposita relazione di programmazione della campagna d'indagine integrativa in sede di progettazione definitiva.

6.2.8 Sistema di monitoraggio

La particolare situazione litologica derivante dalla presenza dell'ammasso caotico suscettibile di alterazione con marcata riduzione delle caratteristiche meccaniche anche a fronte di elementi consolidanti, necessita di un controllo continuo e sistematico delle reazioni del cavo e dello sviluppo dei carichi sui sistemi di sostegno di prima fase e definitivi. In particolare il controllo suddetto può essere eseguito prevedendo per la fase di esercizio delle sezioni di controllo sistematiche il cui tempo di interpretazione sia compatibile con i tempi di produzione e sezioni di controllo sporadiche per la verifica delle eventuali azioni differenziate nel tempo.

Più in dettaglio le sezioni sistematiche prevedibili sono costituite da stazioni per la misura delle convergenze da porre ogni 40/50 m di scavo con letture giornaliere fino a che la distanza dal fronte non sia uguale a circa 10 m e cadenzate ogni 2/3 giorni fino alla stabilizzazione delle stesse. In questo modo sarà possibile valutare se le risposte della cavità in termini deformativi siano confrontabili con quelle teoriche calcolate permettendo, eventualmente, la ritaratura dei sistemi di consolidamento direttamente in fase di scavo.

Il controllo dei carichi sulle strutture può essere eseguito in sezioni strumentate da porre in opera ogni 400/500 m.

La sezione strumentata può prevedere delle celle di carico da porre in almeno 3 giunzioni delle centine, degli 8 coppie di strain meters da saldare sulle centine nella zona dei piedritti della calotta e dell'arco rovescio, delle celle di pressione (almeno 4) e altre 4 coppie di strain meters da cls da annegare all'interno dello spritz beton.

Nel caso di scavo meccanizzato per ogni sezione strumentata si prevede l'inserimento di celle di pressione annegate nel calcestruzzo (2 per ogni concio) e strain gauge sull'armatura (4 per ogni concio) per un totale di 12 celle e 24 strain gauge. La distanza tra le sezioni strumentate è la stessa prevista per lo scavo in tradizionale.

Inoltre, la testa della macchina dovrà essere predisposta con un sistema di individuazione indiretta di corpi estranei nell'ammasso caotico. L'insieme della strumentazione dovrebbe essere collegata ad un sistema di acquisizione dati periferico con controllo dei tempi di scansione dei sensori ed eventualmente ad un sistema centralizzato da porre esternamente alla galleria.

In questo modo si ottiene un controllo costante dei carichi sul sostegno consentendo di intervenire consolidando l'ammasso se tali carichi non dovessero risultare compatibili con le resistenze del sostegno stesso.

Infine, per il sostegno definitivo possono essere previsti al solo scopo di controllo dell'esercizio della struttura, 8 coppie di strain meters collegati all'armatura del rivestimento se presente o in apposite staffe per ogni sezione strumentata.

L'interasse delle sezioni strumentate non dovrebbe superare i 200 m.

Gli strain meters danno la possibilità di valutare in tempo reale eventuali sovraccarichi inattesi. In alternativa o in aggiunta a questi sensori possono prevedersi delle celle di pressione da inglobare nel cls.

6.3 GALLERIE ARTIFICIALI

Lungo il tracciato stradale in esame è prevista la realizzazione di quattro gallerie artificiali:

1. GA Balzorile 1: dalla sezione 240 alla sezione 246 circa;
2. GA Balzorile 2: dalla sezione 248 alla sezione 266 circa;
3. GA Campese 1: dalla sezione 288 alla sezione 301 circa;
4. GA Campese 2: dalla sezione 304 alla sezione 314 circa.

6.3.1 Galleria artificiale Balzorile 1

Per la galleria artificiale Balzorile 1 è prevista una sezione scatolare a paratie contrapposte e solettone piano con scavo a fondo cieco; la tipologia di sezione è dettata dalla morfologia del terreno (piuttosto pianeggiante) e quindi dal ricoprimento finale per ripristinare lo stato dei luoghi e così minimizzare gli impatti sul territorio. In particolare lo scatolare sarà costituito da paratie di pali trivellati di diametro $D=1200$ mm, interasse 1.3 m e lunghezza 14.0 m, con solettone superiore in cls di spessore 1.3 m e soletta di base 0.6 m. Per i dettagli si rimanda alle tavole di progetto.

L'opera è situata in corrispondenza di terreni argillosi. Le indagini eseguite nella zona (sondaggi S11, S8 e S9) hanno evidenziato la presenza di argille caotiche fino alle massime profondità investigate; talvolta nei primi 10 m circa da p.c. il materiale si presenta più alterato.

Il livello della falda nella zona è stato rilevato a circa 70 m s.l.m. (piezometri installati nei fori di sondaggio S8 e S9).

La successione stratigrafica di riferimento ed i parametri di progetto adottati sono i seguenti:

da 0.0 m a 10.0 m dal p.c. argille caotiche alterate

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 10 \text{ kPa} \quad \text{in condizioni statiche (per fasi esecutive e finali)}$$

$$c' = 15 \text{ kPa} \quad \text{in condizioni sismiche}$$

$$\varphi' = 24^\circ$$

da 10.0 m fino alle massime profondità di interesse detrito calcareo in matrice argillosa

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 20 \text{ kPa} \quad \text{in condizioni statiche (per fasi esecutive e finali)}$$

$$c' = 25 \text{ kPa} \quad \text{in condizioni sismiche}$$

$$\varphi' = 26^\circ$$

Il dimensionamento dell'opera di sostegno è stato eseguito tramite il programma di calcolo "PARATIE" della HarpaCeas s.r.l. di Milano. Le metodologie di calcolo e le analisi svolte sono mostrate nell'**Appendice C**, a cui si rimanda.

In corrispondenza della sezione 245 circa è presente un edificio nella zona a monte della galleria artificiale in progetto a distanza inferiore ai 10 m. Al fine di proteggere l'edificio dalle operazioni di scavo che si richiedono per la galleria artificiale, si prevede la realizzazione di un'opera di sostegno provvisoria a tergo della paratia di pali della GA, costituita da pali trivellati di diametro $D=800$ mm ad interasse 1.0 m e lunghezza 9.0 m. L'opera provvisoria avrà una lunghezza di circa 25 m.

Considerato il carattere di provvisorialità dei profili di scavo ed il reinterro totale della struttura scatolare con il ripristino del profilo originale del terreno, si può affermare che le opere previste dal progetto non interferiscano con le condizioni di stabilità globale del versante in cui lo scavo si inserisce.

Durante le fasi costruttive transitorie, l'eventuale acqua del sottosuolo dovrà essere immediatamente captata ed allontanata.

6.3.2 Galleria artificiale Balzorile 2

Anche per la galleria artificiale "Balzorile 2" è prevista una sezione scatolare a paratie contrapposte e solettone piano con scavo a fondo cieco. In particolare lo scatolare sarà costituito da paratie di pali trivellati di diametro $D=1200$ mm, interasse 1.3 m, lunghezza 15.0 m, con solettone superiore in cls di spessore 1.3 m e soletta di base 0.6 m. La G.A. ha una larghezza trasversale della singola canna di circa 14.5 m, misurata in asse palo.

La realizzazione della galleria artificiale "Balzorile 2" richiede la preventiva realizzazione di uno scavo di sbancamento con una altezza massima di circa 14 m dal p.c. sostenuto da una paratia di pali in c.a. multiancorata. La paratia è costituita da pali $D = 800$ mm aventi interasse longitudinale di 1.0 m e lunghezza $L = 18.0$ m, con tre ordini di tiranti presollecati. I tiranti sono previsti di tipo definitivo. L'adozione di una struttura tirantata presenta il notevole vantaggio di limitare il detensionamento delle masse di terreno a monte dell'opera, limitando gli spostamenti della stessa, lasciando sostanzialmente inalterato lo stato tensionale attuale.

Nella sistemazione finale si prevede la realizzazione di un muro in terra armata a ridosso della paratia multiancorata (lato monte) ed un ricoprimento della G.A. con terreno per uno spessore di circa 2 m da estradosso solettone. Nel dimensionamento viene cautelativamente trascurato il contributo resistente dell'opera in terra armata e i tiranti della paratia vengono progettati di tipo definitivo.

Per i dettagli si rimanda alle tavole di progetto.

L'opera è situata in corrispondenza di terreni argillosi. Le indagini eseguite nella zona (sondaggi S6, S7 e S10) hanno evidenziato la presenza di argille caotiche fino alle massime profondità investigate; talvolta nei primi 10 m circa da p.c. il materiale si presenta più alterato.

Il livello della falda nella zona è stato rilevato a quota variabile tra 74.3 e 81.5 m s.l.m. (piezometri installati nei fori di sondaggio S7 e S10).

La successione stratigrafica di riferimento ed i parametri di progetto adottati sono i seguenti:

da 0.0 m a 10.0 m dal p.c. argille caotiche alterate

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 10 \text{ kPa} \quad \text{in condizioni statiche (per fasi esecutive e finali)}$$

$$c' = 15 \text{ kPa} \quad \text{in condizioni sismiche}$$

$$\varphi' = 24^\circ$$

da 10.0 m fino alla massima profondità di interesse argille caotiche

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 20 \text{ kPa} \quad \text{in condizioni statiche (per fasi finali)}$$

$$c' = 25 \text{ kPa} \quad \text{in condizioni statiche (per fasi esecutive)}$$

$$c' = 30 \text{ kPa} \quad \text{in condizioni sismiche}$$

$$\varphi' = 24^\circ$$

Il dimensionamento dell'opera di sostegno a tergo (paratia multiancorata) e della G.A. a paratie contrapposte è stato eseguito tramite il programma di calcolo "PARATIE" versione 6.1 della HarpaCeas s.r.l. di Milano.

In particolare è stata analizzata la sezione n.256, cautelativamente rappresentativa delle peggiori condizioni di progetto sia per la paratia multiancorata, sia per la struttura scatolare della G.A..

Le analisi sono state condotte sia in condizioni statiche, sia sismiche.

Per i dettagli sul dimensionamento e la verifica delle strutture si rimanda alle seguenti appendici:

- **Appendice D:** Analisi della paratia multiancorata a tergo della G.A..
- **Appendice E:** Analisi della G.A. a paratia contrapposte.

In particolare nelle appendici sopra richiamate si riportano:

- descrizione delle scelte progettuali;
- le metodologie di calcolo;
- i risultati delle analisi svolte (analisi statiche e sismiche);

- le verifiche di resistenza dei principali elementi strutturali (pali, travi di ripartizione, tiranti).

6.3.3 Galleria artificiale Campese 1

La galleria artificiale “Campese 1” si trova nelle medesima situazione morfologica e stratigrafica della galleria artificiale Balzorile 2; pertanto anche per essa è prevista una sezione scatolare a paratie contrapposte e solettone piano con scavo a fondo cieco. In particolare lo scatolare sarà costituito da paratie di pali trivellati di diametro $D=1200$ mm, interasse 1.3 m, lunghezza 15.0 m, con solettone superiore in cls di spessore 1.3 m e soletta di base 0.6 m. La G.A. ha una larghezza trasversale della singola canna di circa 14.5 m, misurata in asse palo.

La realizzazione della galleria artificiale “Campese 1” richiede la preventiva realizzazione di uno scavo di sbancamento con una altezza massima di circa 9 m dal p.c. sostenuto da una paratia di pali in c.a. multiancorata. La paratia è costituita da pali $D = 800$ mm aventi interasse longitudinale di 1.0 m e lunghezza $L = 12.0$ m, con due ordini di tiranti presolleccitati. I tiranti sono previsti di tipo definitivo. L'adozione di una struttura tirantata presenta il notevole vantaggio di limitare il detensionamento delle masse di terreno a monte dell'opera, limitando gli spostamenti della stessa, lasciando sostanzialmente inalterato lo stato tensionale attuale.

Nella sistemazione finale si prevede la realizzazione di un muro in terra armata a ridosso della paratia multiancorata (lato monte) ed un ricoprimento della G.A. con terreno per uno spessore di circa 2 m da estradosso solettone. Nel dimensionamento viene cautelativamente trascurato il contributo resistente dell'opera in terra armata e i tiranti della paratia vengono progettati di tipo definitivo.

Per i dettagli si rimanda alle tavole di progetto.

L'opera è situata in corrispondenza di terreni argillosi. Le indagini eseguite nella zona (sondaggi S4, S5) hanno evidenziato la presenza di argille caotiche fino alle massime profondità investigate; talvolta nei primi 10 m circa da p.c. il materiale si presenta più alterato.

Il livello della falda nella zona è stato rilevato a quota variabile tra 73 e 86 m s.l.m. (piezometri installati nei fori di sondaggio S4 e S5).

La successione stratigrafica di riferimento ed i parametri di progetto adottati sono i seguenti:

da 0.0 m a 10.0 m dal p.c. argille caotiche alterate

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 10 \text{ kPa} \quad \text{in condizioni statiche (per fasi esecutive e finali)}$$

$$c' = 15 \text{ kPa} \quad \text{in condizioni sismiche}$$

$$\varphi' = 24^\circ$$

da 10.0 m alla massima profondità di interesse argille caotiche

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$c' = 20 \text{ kPa}$ in condizioni statiche (per fasi finali)

$c' = 25 \text{ kPa}$ in condizioni statiche (per fasi esecutive)

$c' = 30 \text{ kPa}$ in condizioni sismiche

$$\varphi' = 24^\circ.$$

Il dimensionamento dell'opera di sostegno a tergo (paratia multiancorata) e della G.A. a paratie contrapposte è stato eseguito tramite il programma di calcolo "PARATIE" versione 6.1 della HarpaCeas s.r.l. di Milano.

In particolare è stata analizzata la sezione n.292, cautelativamente rappresentativa delle peggiori condizioni di progetto sia per la paratia multiancorata, sia per la struttura scatolare della G.A..

Le analisi sono state condotte sia in condizioni statiche, sia sismiche.

Per i dettagli sul dimensionamento e la verifica delle strutture si rimanda alle seguenti appendici:

- **Appendice F:** Analisi della paratia multiancorata a tergo della G.A..
- **Appendice G:** Analisi della G.A. a paratia contrapposte.

In particolare nelle appendici sopra richiamate si riportano:

- descrizione delle scelte progettuali;
- le metodologie di calcolo;
- i risultati delle analisi svolte (analisi statiche e sismiche);
- le verifiche di resistenza dei principali elementi strutturali (pali, travi di ripartizione, tiranti).

6.3.4 Galleria artificiale Campese 2

La galleria artificiale in progetto taglia il versante conglomeratico lato sud del monte Campese. Dalle sezioni trasversali in corrispondenza della galleria artificiale Campese 2 si osservano pendenze medie del versante di 30-35°. La sezione tipo prevista per la galleria è policentrica (con calotta curva), più appropriata da un punto di vista statico rispetto ad una calotta piana, in relazione alla morfologia del terreno. Per la realizzazione della galleria artificiale sono necessari scavi (altezza massima intorno ai 13 m) che verranno sostenuti con una paratia di micropali tirantata (fino a quattro ordini di tiranti). La scarpata sovrastante la paratia, verrà messa in sicurezza con chiodatura diffusa costituita da barre (FeB44k, $\Phi 26$) di lunghezza 12.0 m disposte a maglia quadrata con interassi di 1.5 m.

In particolare i micropali hanno le seguenti caratteristiche:

$D_p = 220$ mm diametro di perforazione;
 $d_e = 139$ mm diametro esterno tubo di armatura;
 $s = 10$ mm spessore tubo di armatura
 $i = 0.40$ m interasse micropali.

Le caratteristiche dei tiranti sono indicate nella seguente tabella.

Tabella – Caratteristiche tiranti

Tirante	Trefoli	Lp	La	Interasse longitudinale	Inclinazione	Dp	Tamm	To	Travi
		[m]	[m]	[m]	[°]	[mm]	[kN]	[kN]	
I ordine	6	17.0	10.0	2.4	10	220	840	590	2HE220A
II ordine	6	14.0	10.0	2.4	10	220	840	590	2HE220A
III ordine	7	13.0	12.0	2.4	10	220	980	700	2HE220A
IV ordine	7	10.0	12.0	2.4	10	220	980	700	2HE220A

I tiranti sono previsti di tipo definitivo. Sulle strutture definitive della galleria artificiale, verrà comunque considerato applicato un carico orizzontale pari al 50% dello sforzo di utilizzazione dei tiranti, al fine di tener conto del rilassamento dei tiranti e di una redistribuzione dei carichi dovuta alle differenti rigidità.

L'adozione di una struttura tirantata presenta il notevole vantaggio di limitare il detensionamento delle masse di terreno a monte dell'opera, limitando gli spostamenti della stessa, lasciando sostanzialmente inalterato lo stato pensionale attuale. Il contenimento delle deformazioni consente l'adozione di parametri di resistenza al taglio relativi a bassi livelli di deformazione, prossimi ai valori di picco.

L'opera è situata in corrispondenza di un versante costituito dall'unità dei conglomerati neritici, che poggia su una formazione argillosa. Il sondaggio più prossimo all'opera in oggetto (sondaggio S2) è stato eseguito a sud del tracciato a quota di 56 m s.l.m.; il sondaggio ha evidenziato la presenza di argille caotiche fino alle massime profondità investigate. Il piano di scavo della galleria artificiale è circa a quota 66 m s.l.m., pertanto gli scavi interessano sempre l'unità del conglomerato.

Il livello della falda nella zona è stato rilevato a quota intorno ai 54 m s.l.m. (piezometro installato nel foro di sondaggio S2).

La successione stratigrafica di riferimento ed i parametri di progetto adottati sono i seguenti:

da 0.0 m fino alla massima profondità di interesse: conglomerati

$$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$$

$c' = 40$ kPa in condizioni statiche (per fasi esecutive e finali)
 $c' = 50$ kPa in condizioni sismiche
 $\varphi' = 35^\circ$

La sezione di riferimento per il dimensionamento delle opere di sostegno della galleria artificiale Campese 2 è la sezione n. 307.

Il calcolo dell'opera è prevalentemente basato su considerazioni di equilibrio limite, pertanto il dimensionamento delle opere di sostegno viene svolto tramite analisi di stabilità. Gli elementi strutturali preposti al contrasto delle spinte, ovvero ad assicurare la stabilità del pendio dopo l'esecuzione degli scavi, sono i tiranti e le travi di ripartizione. I micropali svolgono una funzione di stabilizzazione locale dell'ammasso confinato tra i tiranti. Le metodologie di calcolo, le analisi ed i risultati sono riportati nell'**Appendice H**, a cui si rimanda.

6.4 OPERE DI SOSTEGNO DEFINITIVE

Lungo il tracciato stradale in progetto si prevede l'esecuzione di opere di sostegno definitive costituite da paratie di pali con uno o più ordini di tiranti in funzione delle altezze di scavo. Le altezze massime di scavo sono intorno ai 15 m, pertanto si prevedono paratie di pali trivellati di grosso diametro multi-ancorate. Queste opere di sostegno ricadono sempre in corrispondenza di terreni argillosi (argille caotiche).

Per il dimensionamento di queste opere di sostegno si rimanda al calcolo eseguito per le G.A. Balzorile 2 e Campese 1, in quanto la successione stratigrafica è analoga, la tipologia delle opere previste è la stessa e le massime altezze di scavo sono simili. Pertanto per i calcoli si rimanda all'**Appendici D e F**.

6.5 RILEVATI

Il tracciato stradale in esame prevede l'esecuzione di alcuni rilevati, che si sviluppano procedendo da ovest verso est:

- tra le sezioni 1÷10 con altezze massime di 8 m circa;
- tra le sezioni 232÷238 circa, con altezze massime di 3 m circa;
- tra le sezioni 278÷283 circa, con altezze massime di 8 m circa;
- tra le sezioni 315÷337 circa, con altezze massime di 10 m circa;
- tra le sezioni 356÷360 circa e tra 383÷385, con altezze massime di 2 m circa.

In tutti i casi la formazione interessata è quella delle argille caotiche che localmente in affioramento possono risultare alterate ovvero ricoperte da argille detritiche con spessori contenuti nell'ordine di qualche metro.

In questa sede si definiranno i criteri ed i parametri di dimensionamento delle opere in maniera conforme a quanto riportato nella prima parte della relazione in merito alla caratterizzazione geotecnica generale delle varie unità litostratigrafiche.

6.5.1 Stratigrafia di riferimento

Sulla base dei dati disponibili la situazione stratigrafica può essere così schematizzata:

- dal piano stradale fino alla quota di imposta sono presenti i terreni previsti dal progetto per la realizzazione dei rilevati stessi.
- Al di sotto del p.c. fino a profondità variabili di qualche metro, sono presenti terreni argillosi di copertura o di riporto e/o depositi detritico-alluvionali. Da un punto di vista progettuale essi andranno in generale bonificati e/o sostituiti con materiale granulare compattato ad eccezione dei casi in cui la D.L. non ne verifichi l'idoneità quale strato di fondazione.
- Al di sotto di tale quota e fino alle massime profondità di interesse progettuale, sono presenti terreni appartenenti alle unità delle Liguridi esterne (argille caotiche).

Per quanto concerne il livello della falda, i dati disponibili ne indicano la presenza a quote variabili da -2 a -5 m dal p.c..

Sulla base di quanto sopra esposto, per le unità in questione si sono assunti i seguenti parametri geotecnici di calcolo, caratteristici dell'area in esame:

- da quota strada a quota imposta rilevato: terreno del rilevato stradale

$$\gamma = 20 \quad \text{kN/m}^3$$

$$c' = 0 \quad \text{kPa}$$

$$\varphi = 38 \quad ^\circ$$

- da quota imposta rilevato fino alle massime profondità d'interesse: argille caotiche:

$$\gamma = 21 \quad \text{kN/m}^3$$

$$c_u = 150 \quad \text{kPa}$$

$$c' = 10 \quad \text{kPa}$$

φ'	= 26	°		
E'	= 20	MPa	$z = 0$	m
E'	= 60	MPa	$z = 70$	m con variazione lineare

La quota della falda è stata considerata a -2.0 m dal p.c..

Si osserva che per quanto riguarda i valori della coesione efficace da assumere nelle verifiche geotecniche si è prudenzialmente scelto un valore di c' minimo sia per le verifiche di stabilità in condizioni statiche, sia per le verifiche di stabilità in condizioni sismiche.

6.5.2 Analisi di stabilità globale

Le verifiche di stabilità globale sono state svolte con il metodo dell'equilibrio limite per due sezioni rappresentative delle situazioni più critiche fra i rilevati individuati: sezione n. 281 e sezione n. 320. Il calcolo è stato eseguito con le seguenti ipotesi:

1. in condizioni statiche con un sovraccarico $q = 20$ kPa uniformemente distribuito sulla massicciata;
2. in condizioni sismiche con azione sismica convenzionale per le zone 2^a categoria ($a_h=0.07 \cdot g$) e con un sovraccarico $q = 10$ kPa uniformemente distribuito sulla massicciata.

Le analisi di stabilità dei rilevati in condizione statiche sono state condotte sia in condizione drenate (terreno caratterizzato con i parametri c' e φ') sia in condizioni non drenate (terreno caratterizzato con la resistenza al taglio non drenata c_u), al fine di individuare per i depositi coesivi la situazione più critica ai fini della stabilità.

Le analisi sismiche sono state condotte con riferimento ai parametri di resistenza al taglio non drenata dei terreni (si osserva che anche assumendo per il terreno i valori minimi di resistenza individuati dalle indagini, le verifiche sono comunque soddisfatte).

Le analisi di stabilità sono state condotte mediante il programma PCSTABL5M [1988] facendo riferimento al metodo di Bishop semplificato [1955]. Data la geometria della sezione ed i parametri geomeccanici del terreno, il codice di calcolo permette di generare un gran numero di potenziali superfici di rottura evidenziandone quella più gravosa.

Il tabulato di calcolo è riportato in **Appendice I**. Le figure 2÷7, mostrate in appendice F, illustrano le superfici di scorrimento più critiche. Nella seguente tabella sono riassunti i fattori di sicurezza lungo le superfici maggiormente critiche per le analisi svolte.

Tabella – Analisi di stabilità rilevati

Sezione	condizione statica drenata	condizione statica non drenata	condizione sismica
Sez. 181	FS = 1.52 > 1.30	FS = 2.39 > 1.30	FS = 2.35 > 1.30
Sez. 230	FS = 1.50 > 1.30	FS = 1.47 > 1.30	FS = 1.48 > 1.30

Le verifiche risultano tutte soddisfatte in quanto il fattore di sicurezza è sempre > 1.30 .

Analizzate le caratteristiche dell'intero tracciato stradale, si può concludere che la verifica di tutte le altre sezioni a minore altezza sia soddisfatta.

6.5.3 Analisi dei cedimenti

L'analisi dei cedimenti è stata svolta mediante l'ausilio del programma di calcolo CED [G. Guiducci, 1994] per la sezione di rilevato di massima altezza in condizioni di rilevato illimitato.

Le sezioni di riferimento più critiche ai fini della valutazione dei cedimenti sono la n. 281 e la n. 320.

In corrispondenza delle sezioni 315-337, i rilevati verranno realizzati su p.c. che presenta una inclinazione di circa 20°, pertanto la sezione di questi rilevati ha una geometria trapezoidale allungata lungo la scarpata di valle. In particolare la sezione 320 presenta una altezza massima in asse alla sezione di 8.0 m e intorno ai 10 m circa in corrispondenza del ciglio della scarpata di valle. Pertanto nel calcolo cautelativamente si ipotizza una sezione trapezoidale simmetrica con altezze di 8.0 e 10.0 m, al fine di modellare il problema.

In particolare il calcolo è stato eseguito considerando la seguente geometria di rilevato:

- H = 8.0-10.0 m altezza del rilevato;
- Bmin = 32.0 m larghezza base sommatata del rilevato;
- p = 2/3 pendenza scarpate del rilevato;
- Bban = 2.0 m larghezza banca del rilevato (inserita per H=10.0 m).

I tabulati del calcolo completi e la metodologia di calcolo implementata dal codice sono riportati in **Appendice I**. I cedimenti massimi calcolati risultano:

Tabella – Analisi cedimenti dei rilevati

H [m]	S _{asse} [mm]	S _{ciglio} [mm]
8.0	225	180
10.0	301	254

dove:

H = altezza del rilevato

s_{asse} = cedimento in asse al rilevato

s_{ciglio} = cedimento al ciglio del rilevato.

I cedimenti stimati risultano compatibili con la funzionalità in esercizio delle opere. A tale riguardo, considerate le caratteristiche geotecniche dei terreni di base, si può prevedere che buona parte dei cedimenti totali si genereranno durante il decorso delle fasi costruttive con fenomeni di consolidazione a lungo termine di secondaria importanza.

Analizzate le caratteristiche dell'intero tracciato stradale si può concludere che per tutte le altre sezioni a minore altezza i cedimenti saranno ovviamente più contenuti.

6.6 FONDAZIONI

Nel presente paragrafo vengono riportate le metodologie di calcolo ed il dimensionamento geotecnico delle fondazioni dei viadotti, dei ponti e dei cavalcavia. In particolare, lungo il tracciato sono previsti diversi ponti ad una campata di attraversamento di fossi ed alcuni cavalcavia. Tenendo conto dell'importanza dell'opera, dell'entità dei carichi, della limitata tolleranza ai cedimenti e delle natura dei terreni, si adottano per tutte le opere fondazioni su pali trivellati di grande diametro.

Le opere sono ubicate nel tratto denominato del "Balzorile" tra la galleria naturale Costamezza e la galleria artificiale Campese 2 e all'uscita di quest'ultima, nella piana dopo il monte Campese. La situazione geotecnica, ai fini della determinazione delle capacità portante, può essere uniformata adottando un'unica stratigrafia di riferimento, nelle aree in oggetto infatti si incontrano prevalentemente argille detritiche e caotiche.

6.6.1 Fondazioni su palificate: metodologie di calcolo

Nel seguente paragrafo si riportano i criteri di calcolo per la determinazione delle curve di capacità portante dei pali di fondazione ed i criteri di scelta dei parametri per l'interazione terreno-struttura.

Le metodologie di calcolo sono comunque riportate nell'appendice G.

Capacità portante: metodologia di calcolo

Le curve di capacità portante vengono determinate adottando coefficienti parziali di sicurezza applicati rispettivamente alla portata laterale e di base.

La portata di progetto di un palo trivellato (eseguito con completa asportazione del terreno) "Qd" può essere espressa dalla seguente relazione:

$$Q_d = Q_{ll} / F_{SL} + Q_{bl} / F_{SB} - W'_p$$

dove:

Q_{ll} = portata laterale limite,

Q_{bl} = portata di base limite,

W'_p = peso efficace del palo (al netto del peso del terreno asportato),

F_{SL} = 2.50 fattore di sicurezza per la portata laterale.

F_{SB} = 2.50 fattore di sicurezza per la portata di base.

Per la valutazione della portata laterale limite si opta per un criterio alle tensioni efficaci (sono state anche eseguite prove di taratura numerica con criteri alle tensioni totali):

$$Q_{ll} = \pi \cdot D \cdot \sum_i (\tau_i \cdot h_i)$$

$$\tau_i = \beta \cdot \sigma'_v$$

dove:

D = diametro palo,

τ_i = tensione di adesione laterale limite nello strato i-esimo,

h_i = altezza dello strato i-esimo,

σ'_v = tensione verticale efficace litostatica,

β = moltiplicatore.

Il fattore β è decrescente con la profondità.

Il metodo "β" è validato dai risultati di numerose prove di carico a rottura, si cita inoltre la seguente bibliografia:

- Marchetti S. (1989) "Recenti orientamenti nell'Analisi dei Pali di Fondazione", XVII Convegno Italiano di Geotecnica, Vol. 2, pp. 7-37, Taorminia;
- Burland J. B. (1983) "Shaft Friction Piles in Clay - A Simple Fundamental Approach", Ground Engineering, vol. 6, no.3, pp 30-42;
- Reese R. C., O'Neill M. W. "Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods" 1988 - Federal Highway Administration - USA.

Per la valutazione della portata di base limite si opta, cautelativamente, per un criterio alle tensioni totali per le unità a comportamento prevalentemente non drenato:

$$Q_{bl} = A_p \cdot q_{bl}$$

$$q_{bl} = 9 \cdot c_u$$

dove:

A_p = area della base del palo,

q_{bl} = portata limite specifica di base,

c_u = coesione non drenata;

mentre per le unità che hanno un comportamento prevalentemente incoerente, si adotta il seguente criterio:

$$Q_{bl} = A_p \cdot q_{bl}$$

$$q_{bl} = 67 \cdot N_{SPT} \quad (\text{per } N_{SPT} < 60 \text{ colpi / 30 cm}).$$

Quando la portata di base attribuibile ad uno strato "i" è superiore a quella degli strati adiacenti, essa può essere attribuita per intero se la base del palo deve essere situata per almeno 4 D entro lo strato.

Il carico di progetto sul palo dovrà essere compatibile con le caratteristiche resistenti della sezione del palo.

Inoltre il carico di progetto associato allo stato limite di servizio, deve risultare inferiore alla portata limite laterale. Tale condizione è, di per se, garanzia di limitati cedimenti in fase di esercizio. Infatti, come confermato da numerosi risultati sperimentali, la resistenza laterale si mobilita con cedimenti dell'ordine del centimetro.

Nei calcoli si considera la quota testa palo a 3.0 m di profondità.

Comportamento del palo singolo ai carichi trasversali

Il comportamento di un palo soggetto ai carichi orizzontali e flettenti può essere rappresentato dalla definizione di un modulo di reazione orizzontale "Es":

$$E_s = P / x \quad \text{funzioni della profondità } z,$$

definito come il rapporto fra la risultante delle pressioni radiali sulla superficie del palo, per unità di altezza, ed il corrispondente spostamento orizzontale "x";

Si osserva che $E_s = K_w \cdot D$, essendo K_w il modulo di sottofondo di Winkler.

L'andamento del modulo di reazione con la profondità tiene conto del tipo di terreno attraversato, di norma è crescente con la profondità.

Si assume la seguente legge:

$$E_s = E_o + k_h \cdot Z \quad [F L^{-2}]$$

dove:

$$k_h = \text{gradiente del modulo} \quad [F L^{-3}];$$

$E_o = k_h \cdot Z_p =$ modulo a testa palo

$Z_p =$ profondità della sommità dei pali da piano campagna

$Z =$ profondità da sommità palo.

Per la rigidezza flessionale del palo si considera il momento d'inerzia della sezione non fessurata e un modulo del calcestruzzo pari a 25000 MPa.

Il palo (di lunghezza L_p e rigidezza EJ_p) viene considerato come una trave su suolo elastico con modulo di reazione E_s variabile con la profondità, in accordo alla teoria di Matlock e Reese.

Risolviendo tale schema per:

$$F = 1 \quad M = 0,$$

$$F = 0 \quad M = 1;$$

si ricavano le componenti di spostamento che rappresentano i coefficienti della matrice di flessibilità in sommità al palo dalla quale si ricava, per inversione, la sotto-matrice di rigidezza.

Tutto questo vale per le direzioni di inflessione lungo gli assi X_p e Y_p (principali d'inerzia per la sezione del palo) ovviamente con i parametri competenti a ciascuna direzione, potendo risultare rigidezze differenziate.

Per le fondazioni in esame si ha che l'effetto flessionale a sommità del palo dipende principalmente dallo spostamento orizzontale, potendo considerare nulla la rotazione.

In questa ipotesi si ricava un rapporto fra il momento flettente ed il taglio in sommità al palo:

$$M_o = -\alpha \cdot T_o$$

$$M(Z) = M_o \cdot Mad(Z)$$

con α [metri] e Mad [momento flettente adimensionale]; funzioni di $E_s(Z)$, L_p , EJ_p .

Analisi della palificata

L'analisi statica della palificata (sollecitazioni sui singoli pali e spostamenti del plinto) può essere svolta, in ambito elastico, considerando il plinto di collegamento di rigidezza infinita al quale sono applicate le azioni provenienti dalla struttura in elevazione.

I singoli pali costituiscono vincoli per il plinto, caratterizzate da una rigidezza assiale (di norma lineare) e da una caratteristica di rigidezza trasversale che tiene conto di un profilo del modulo di reazione terreno-palo variabile con la profondità. Con idoneo programma di calcolo si può condurre l'analisi statica.

Nei casi in cui la rotazione del plinto è trascurabile; si può introdurre una ipotesi semplificativa e cautelativa: plinto impedito di ruotare (rigidezza assiale dei pali infinita).

In tale condizione si definisce:

- sistema di riferimento con origine nel baricentro della palificata,
- assi orizzontali X_p e Y_p principali d'inerzia,
- asse Z_p verticale, diretto verso il basso,
- componenti della risultante dei carichi: F_z F_x M_x F_y M_y , secondo le convenzioni mostrate nella figura seguente.

ottenendo le seguenti sollecitazioni in sommità al palo "i" :

$$F_{xi} = F_x / n \quad n = \text{numero pali}$$

$$F_{yi} = F_y / n$$

$$M_{xi} = -\alpha_x \cdot F_{xi} \quad M_x(Z) = M_{xo} \cdot Mad,x(Z)$$

$$M_{yi} = -\alpha_x \cdot F_{yi} \quad M_y(Z) = M_{yo} \cdot Mad,y(Z)$$

$$F_{zi} = F_z / n + (M_x + \alpha_x \cdot F_x) \cdot X_i / \sum_{j=1,n} (X_j)^2 + \\ + (M_y + \alpha_x \cdot F_y) \cdot Y_i / \sum_{j=1,n} (Y_j)^2.$$

Valutazione cedimenti della palificata

La lunghezza dei pali sarà scelta in modo tale che tutto il carico di esercizio sia trasferito per attrito laterale, per cui il cedimento minimo è paragonabile alla compressione elastica del palo. Numerose prove di carico eseguite su pali in condizioni analoghe con carichi assiali fino ad 1.5 volte il massimo carico di esercizio, hanno evidenziato cedimenti del singolo palo inferiori ai 5 mm.

Per quanto riguarda il cedimento della palificata tenendo conto della interazione fra i pali, da esperienze maturate su palificate in condizioni simili, si è osservato che il cedimento massimo è inferiore ai 2 cm.

6.6.2 Curve di capacità portante

Di seguito si riportano le valutazioni relative alla capacità portante delle fondazioni previste. In particolare per le fondazioni profonde su pali si riportano le analisi della capacità portante ed il comportamento del palo singolo ai carichi trasversali.

Unità litologiche di riferimento

Le unità litologiche interessate dalle fondazioni dei ponti e cavalcavia sono costituite da argille caotiche e detritiche. E' possibile individuare una coltre dello spessore dell'ordine di 8÷10 m al disotto della quale si incontrano le formazioni "integre" maggiormente compatte. Tenendo conto delle eterogenità locali tipiche di questo tipo di formazioni, si adotta un 'unico profilo

stratigrafico considerando coefficienti cautelativi per la determinazione delle tensioni tangenziali limite.

Stratigrafia di calcolo e parametri di calcolo

Data la complessità ed eterogeneità delle formazioni presenti, per la determinazione della capacità portante dei pali di fondazione si definisce una sola stratigrafia di calcolo.

In considerazione dell'approccio di calcolo riferito alle tensioni efficaci, si adottano i seguenti valori del parametro beta variabile con la profondità (riferita al diametro del palo) per il calcolo della portata di laterale:

$$\beta = 0.55 \quad \text{per } z = 0 \text{ (piano campagna),}$$

$$\beta = 0.45 \quad \text{per } z = 10 \cdot D,$$

$$\beta = 0.40 \quad \text{per } z = 25 \cdot D,$$

$$\beta = 0.35 \quad \text{per } z = 50 \cdot D.$$

dove z è la profondità da piano campagna.

Per la portata di base si considera:

$$q_b = 3000 \text{ kPa costante con la profondità}$$

in considerazione del fatto che la base si immorsa sempre oltre la coltre detritico-caotica.

Si considera inoltre testa palo a 3.0 m da piano campagna e falda a 5 m da piano campagna.

Risultati

Le seguenti tabelle riportano le curve di capacità portante per pali D=800 mm, D=1000 mm, D=1200 mm e D=1500 mm. In **appendice L** si riportano i tabulati estesi.

Palo D=800 mm

Variante alla SS 7 Appia (Formia)
Capacità portante palo D=800 mm

STAMPA capacità portante e relativi contributi

Lp m	Q _{l1} kN	Q _{b1} kN	W _p kN	Q _u kN	Q _{ad} kN
12.00	1867.	1508.	30.	3345.	1320.
13.00	2083.	1508.	33.	3558.	1404.
14.00	2307.	1508.	35.	3780.	1491.
15.00	2539.	1508.	38.	4009.	1581.
16.00	2779.	1508.	40.	4247.	1675.
17.00	3027.	1508.	43.	4492.	1771.
18.00	3282.	1508.	45.	4745.	1871.
19.00	3546.	1508.	48.	5006.	1974.
20.00	3818.	1508.	50.	5276.	2080.

21.00	4098.	1508.	53.	5554.	2190.
22.00	4387.	1508.	55.	5839.	2303.
23.00	4683.	1508.	58.	6133.	2418.
24.00	4984.	1508.	60.	6432.	2537.
25.00	5286.	1508.	63.	6731.	2655.
26.00	5587.	1508.	65.	7030.	2773.
27.00	5889.	1508.	68.	7329.	2891.
28.00	6191.	1508.	70.	7628.	3009.
29.00	6492.	1508.	73.	7927.	3127.
30.00	6794.	1508.	75.	8226.	3245.
31.00	7095.	1508.	78.	8525.	3363.
32.00	7397.	1508.	80.	8824.	3482.
33.00	7698.	1508.	83.	9124.	3600.
34.00	8000.	1508.	85.	9423.	3718.
35.00	8302.	1508.	88.	9722.	3836.
36.00	8603.	1508.	90.	10021.	3954.
37.00	8905.	1508.	93.	10320.	4072.
38.00	9206.	1508.	96.	10619.	4190.
39.00	9508.	1508.	98.	10918.	4308.
40.00	9810.	1508.	101.	11217.	4427.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Qll = Portata laterale limite
 Qbl = Portata di base limite
 Wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qad = Portata ammissibile = $Qll/FS,l + Qbl/FS,b - Wp$

Palo D=1000 mm

Variante alla SS 7 Appia (Formia)
 Capacit... portante palo D=1000 mm

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Qll kN	Qbl kN	Wp kN	Qu kN	Qad kN
12.00	2398.	2356.	47.	4707.	1855.
13.00	2676.	2356.	51.	4981.	1962.
14.00	2966.	2356.	55.	5267.	2074.
15.00	3266.	2356.	59.	5563.	2190.
16.00	3577.	2356.	63.	5871.	2311.
17.00	3899.	2356.	67.	6189.	2435.
18.00	4232.	2356.	71.	6517.	2564.
19.00	4574.	2356.	75.	6856.	2698.
20.00	4927.	2356.	79.	7205.	2835.
21.00	5290.	2356.	82.	7564.	2976.
22.00	5662.	2356.	86.	7932.	3121.
23.00	6039.	2356.	90.	8305.	3268.
24.00	6416.	2356.	94.	8678.	3415.
25.00	6793.	2356.	98.	9051.	3562.
26.00	7170.	2356.	102.	9424.	3708.
27.00	7547.	2356.	106.	9797.	3855.
28.00	7924.	2356.	110.	10170.	4002.
29.00	8301.	2356.	114.	10543.	4149.
30.00	8678.	2356.	118.	10916.	4296.
31.00	9055.	2356.	122.	11289.	4443.
32.00	9432.	2356.	126.	11662.	4590.
33.00	9809.	2356.	130.	12036.	4736.
34.00	10186.	2356.	134.	12409.	4883.
35.00	10563.	2356.	137.	12782.	5030.
36.00	10940.	2356.	141.	13155.	5177.
37.00	11317.	2356.	145.	13528.	5324.
38.00	11694.	2356.	149.	13901.	5471.
39.00	12071.	2356.	153.	14274.	5618.
40.00	12448.	2356.	157.	14647.	5765.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Qll = Portata laterale limite
 Qbl = Portata di base limite
 Wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qad = Portata ammissibile = $Qll/FS,l + Qbl/FS,b - Wp$

Palo D=1200 mm

Variante alla SS 7 Appia (Formia)
Capacita... portante palo D=1200 mm

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qad kN
12.00	2942.	3393.	68.	6267.	2466.
13.00	3282.	3393.	74.	6602.	2596.
14.00	3637.	3393.	79.	6950.	2733.
15.00	4005.	3393.	85.	7314.	2875.
16.00	4388.	3393.	90.	7691.	3022.
17.00	4784.	3393.	96.	8081.	3175.
18.00	5194.	3393.	102.	8486.	3333.
19.00	5618.	3393.	107.	8903.	3497.
20.00	6054.	3393.	113.	9334.	3666.
21.00	6503.	3393.	119.	9777.	3839.
22.00	6955.	3393.	124.	10224.	4015.
23.00	7407.	3393.	130.	10670.	4190.
24.00	7860.	3393.	136.	11117.	4365.
25.00	8312.	3393.	141.	11564.	4541.
26.00	8765.	3393.	147.	12010.	4716.
27.00	9217.	3393.	153.	12457.	4891.
28.00	9669.	3393.	158.	12904.	5067.
29.00	10122.	3393.	164.	13351.	5242.
30.00	10574.	3393.	170.	13797.	5417.
31.00	11027.	3393.	175.	14244.	5592.
32.00	11479.	3393.	181.	14691.	5768.
33.00	11931.	3393.	187.	15138.	5943.
34.00	12384.	3393.	192.	15584.	6118.
35.00	12836.	3393.	198.	16031.	6294.
36.00	13288.	3393.	204.	16478.	6469.
37.00	13741.	3393.	209.	16925.	6644.
38.00	14193.	3393.	215.	17371.	6820.
39.00	14646.	3393.	221.	17818.	6995.
40.00	15098.	3393.	226.	18265.	7170.

Lp = Lunghezza utile del palo
Q11 = Portata laterale limite
Qb1 = Portata di base limite
Wp = Peso efficace del palo
Qu = Portata totale limite
Qad = Portata ammissibile = $Q11/FS,1 + Qb1/FS,b - Wp$

Palo D=1500 mm

Variante alla SS 7 Appia (Formia)
Capacita... portante palo D=1500 mm

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Q11 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qad kN
12.00	3784.	5301.	106.	8980.	3528.
13.00	4218.	5301.	115.	9405.	3693.
14.00	4671.	5301.	124.	9848.	3865.
15.00	5142.	5301.	133.	10311.	4045.
16.00	5632.	5301.	141.	10792.	4232.
17.00	6140.	5301.	150.	11291.	4426.
18.00	6666.	5301.	159.	11808.	4628.
19.00	7209.	5301.	168.	12343.	4836.
20.00	7770.	5301.	177.	12895.	5052.
21.00	8336.	5301.	186.	13452.	5269.
22.00	8901.	5301.	194.	14008.	5487.
23.00	9467.	5301.	203.	14565.	5704.
24.00	10032.	5301.	212.	15122.	5921.

25.00	10598.	5301.	221.	15678.	6139.
26.00	11163.	5301.	230.	16235.	6356.
27.00	11729.	5301.	239.	16792.	6574.
28.00	12294.	5301.	247.	17348.	6791.
29.00	12860.	5301.	256.	17905.	7008.
30.00	13425.	5301.	265.	18462.	7226.
31.00	13991.	5301.	274.	19018.	7443.
32.00	14556.	5301.	283.	19575.	7660.
33.00	15122.	5301.	292.	20132.	7878.
34.00	15687.	5301.	300.	20688.	8095.
35.00	16253.	5301.	309.	21245.	8312.
36.00	16818.	5301.	318.	21801.	8530.
37.00	17384.	5301.	327.	22358.	8747.
38.00	17949.	5301.	336.	22915.	8964.
39.00	18515.	5301.	345.	23471.	9182.
40.00	19080.	5301.	353.	24028.	9399.

Lp = Lunghezza utile del palo
 Ql1 = Portata laterale limite
 Qb1 = Portata di base limite
 Wp = Peso efficace del palo
 Qu = Portata totale limite
 Qad = Portata ammissibile = $Ql1/FS,l + Qb1/FS,b - Wp$

Comportamento del palo singolo ai carichi trasversali

Per il tratto in esame si assumono i seguenti valori di riferimento per il modulo di reazione orizzontale:

$E = 24000 \text{ kN/m}^2$ costante da $z = 0.0 \text{ m}$ (testa palo) a 7.0 m ;

$E = 45000 \div 60000 \text{ kN/m}^2$ variabile linearmente da $z = 7.0 \text{ m}$ a 50.0 m .

cui corrispondono i seguenti valori del parametro α , rispettivamente per pali aventi $D=800 \text{ mm}$, $D=1000 \text{ mm}$, $D=1200 \text{ mm}$ e $D=1500 \text{ mm}$:

$\alpha = 1.51 \text{ m}$ per palo $D=800 \text{ mm}$;

$\alpha = 1.89 \text{ m}$ per palo $D=1000 \text{ mm}$;

$\alpha = 2.28 \text{ m}$ per palo $D=1200 \text{ mm}$;

$\alpha = 2.89 \text{ m}$ per palo $D=1500 \text{ mm}$.

Le seguenti tabelle riportano l'andamento del momento flettente adimensionale lungo il fusto del palo (in **appendice L** si riportano i tabulati estesi):

Palo $D=800 \text{ mm}$

Momento adimensionale lungo il fusto del palo
con sommita' impedita di ruotare

z m	Mad
.000	1.0000
.625	.6283
1.250	.3385
1.875	.1230
2.500	-.0283
3.125	-.1268
3.750	-.1835

4.375	-.2085
5.000	-.2108
6.000	-.1844
7.000	-.1406
8.000	-.0932
9.000	-.0523
10.000	-.0226
11.667	.0027
13.333	.0084
15.000	.0062
17.500	.0015
20.000	.0000

Momento: $M(z) = M_0 * Mad(z)$

Palo D=1000 mm

Momento adimensionale lungo il fusto del palo
con sommita' impedita di ruotare

z	Mad
m	-

.000	1.0000
.719	.6555
1.437	.3807
2.156	.1699
2.875	.0153
3.594	-.0917
4.313	-.1599
5.031	-.1978
5.750	-.2129
6.900	-.2046
8.050	-.1720
9.200	-.1253
10.350	-.0800
11.500	-.0433
13.417	-.0061
15.333	.0076
17.250	.0085
20.125	.0030
23.000	.0000

Momento: $M(z) = M_0 * Mad(z)$

Palo D=1200 mm

Momento adimensionale lungo il fusto del palo
con sommita' impedita di ruotare

z	Mad
m	-

.000	1.0000
.875	.6529
1.750	.3766
2.625	.1651
3.500	.0104
4.375	-.0968
5.250	-.1655
6.125	-.2045
7.000	-.2217
8.400	-.2132
9.800	-.1702
11.200	-.1180
12.600	-.0710
14.000	-.0350
16.333	-.0011
18.667	.0094
21.000	.0085
24.500	.0026
28.000	.0000

Momento: $M(z) = M_0 * Mad(z)$

Palo D=1500 mm

Momento adimensionale lungo il fusto del palo
con sommita' impedita di ruotare

z	Mad
m	-
.000	1.0000
.938	.7015
1.875	.4534
2.813	.2523
3.750	.0936
4.688	-.0284
5.625	-.1196
6.563	-.1858
7.500	-.2286
9.000	-.2421
10.500	-.2152
12.000	-.1702
13.500	-.1216
15.000	-.0781
17.500	-.0259
20.000	.0005
22.500	.0088
26.250	.0049
30.000	.0000

Momento: $M(z) = M_0 * Mad(z)$

TABELLE RIASSUNTIVE SONDAGGI

Indagine geotecnica A: 15 sondaggi

Indagine geotecnica B: 4 sondaggi

Indagine geotecnica A: 15 sondaggi

Sondaggio S1

prof. m	campioni -	R.Q.D. %	C _u da Pocket kPa	Nspt n° colpi	N1 n° colpi	N2 n° colpi	N3 n° colpi
5.00				26	6	11	15
12.60				68	12	28	40
0.60			200				
1.00			300				
1.40			250				
3.00			200				
4.00			140				
6.00			160				
7.50			175				
12.20			235				
13.00			250				
12.20	C1						

Sondaggio S2

prof. m	campioni -	R.Q.D. %	C _u da Pocket kPa	Nspt n° colpi	N1 n° colpi	N2 n° colpi	N3 n° colpi
4.00				33	8	13	20
8.50				R	13	30	R
13.40				R	41	R	
16.00				R	35	R	
2.00			175				
3.00			240				
4.00			245				
5.50			375				
6.00			325				
7.50			240				
9.00			350				
10.50			350				
11.50			325				
14.00			350				
16.00			350				
18.00			350				
9.70	C1						
15.50	C2						

Sondaggio S3

prof. m	campioni -	R.Q.D. %	C _u da Pocket kPa	Nspt n° colpi	N1 n° colpi	N2 n° colpi	N3 n° colpi
2.60				15	4	7	8
5.00				27	7	12	15
10.30				R	18	42	R
16.70				R	15	38	R
1.00			120				
2.00			175				
3.00			100				
5.00			150				
5.50			350				
6.50			275				
9.00			350				
12.00			325				
15.50			350				
17.50			315				
19.00			350				
6.00	C1						
12.30	C2						
16.20	C3						

Sondaggio S4

prof. m	campioni -	R.Q.D. %	C _u da Pocket kPa	Nspt n° colpi	N1 n° colpi	N2 n° colpi	N3 n° colpi
3.80				22	6	11	11
8.00				75	13	31	44
12.00				R	15	29	R
17.50				R	24	R	
2.00			225				
2.50			115				
3.50			150				
5.00			270				
6.50			350				
8.00			315				
9.00			325				
10.50			350				
12.00			320				
15.00			350				
18.00			350				
20.00			350				
9.40	C1						
15.50	C2						

Sondaggio S5

prof. m	campioni -	R.Q.D. %	C _u da Pocket kPa	Nspt n° colpi	N1 n° colpi	N2 n° colpi	N3 n° colpi
3.00				22	5	10	12
6.00				44	9	20	24
10.00				59	12	26	33
14.00				R	16	34	R
1.50			225				
3.00			125				
4.00			200				
5.00			300				
7.00			300				
8.00			275				
9.00			300				
10.00			325				
13.00			350				
16.00			320				
18.00			350				
9.50	C1						
12.00	C2						

Sondaggio S6

prof. m	campioni -	R.Q.D. %	C _u da Pocket kPa	Nspt n° colpi	N1 n° colpi	N2 n° colpi	N3 n° colpi
4.00				32	7	14	18
7.00				42	13	17	25
11.50				53	10	22	31
15.00				R	15	29	R
1.50			150				
3.00			195				
4.00			250				
5.50			250				
7.50			190				
8.50			225				
10.00			250				
11.50			210				
13.00			300				
14.00			240				
15.50			270				
17.00			300				
4.50	C1						
13.90	C2						

Sondaggio S7

prof. m	campioni -	R.Q.D. %	C _u da Pocket kPa	Nspt n° colpi	N1 n° colpi	N2 n° colpi	N3 n° colpi
2.50				21	3	12	9
6.00				25	5	11	14
9.20				31	3	13	18
11.50				R	16	46	R
3.50			215				
7.00			225				
11.00			320				
12.00			350				
13.50			350				
15.00			350				
18.00			350				
19.00			350				
20.00			350				
12.50	C1						
16.70	C2						

Sondaggio S8

prof. m	campioni -	R.Q.D. %	C _u da Pocket kPa	Nspt n° colpi	N1 n° colpi	N2 n° colpi	N3 n° colpi
3.50				23	6	9	14
7.00				29	7	13	16
10.00				33	6	15	18
13.50				R	R		
2.50			215				
3.00			150				
4.00			225				
5.00			245				
6.00			250				
7.00			260				
8.00			300				
9.00			225				
10.00			285				
12.00			325				
13.00			280				
14.00			300				
15.00			310				
16.50			300				
3.00	C1						
14.50	C2						

Sondaggio S9

prof. m	campioni -	R.Q.D. %	C _u da Pocket kPa	Nspt n° colpi	N1 n° colpi	N2 n° colpi	N3 n° colpi
3.00				R	4	11	R
6.00				R	18	R	
10.00				R	R		
12.50				R	13	27	R
11.50			295				
12.50			400				
14.00			400				
15.00			400				
16.00			400				
17.00			400				
18.00			400				
20.00			400				
15.00	C1						

Sondaggio S10

prof. m	campioni -	R.Q.D. %	C _u da Pocket kPa	Nspt n° colpi	N1 n° colpi	N2 n° colpi	N3 n° colpi
2.70				23	6	10	13
6.50				R	12	30	R
9.00				60	10	27	33
12.50				R	16	R	
2.50			210				
4.00			200				
5.00			190				
6.00			225				
6.50			350				
7.50			265				
9.00			230				
9.50			310				
10.50			290				
11.50			270				
13.00			240				
14.00			350				
15.00			300				
16.00			285				
17.00			265				
18.00			275				
19.00			315				
20.00			350				
10.60	C1						
18.60	C2						

Sondaggio S11

prof. m	campioni -	R.Q.D. %	C _u da Pocket kPa	Nspt n° colpi	N1 n° colpi	N2 n° colpi	N3 n° colpi
2.50				12	3	7	5
7.00				14	4	5	9
10.00				50	9	21	29
15.00				R	10	25	R
3.50			180				
5.00			110				
6.50			235				
8.00			150				
12.00			300				
13.50			250				
14.00			400				
15.00			400				
16.50			325				
17.50			300				
18.50			300				
4.00	C1						
18.20	C2						

Sondaggio S12

prof. m	campioni -	R.Q.D. %	C _u da Pocket kPa	Nspt n° colpi	N1 n° colpi	N2 n° colpi	N3 n° colpi
2.70				26	6	13	13
7.00				28	5	12	16
11.00				43	8	19	24
15.00				R	12	R	
1.00			90				
2.00			75				
3.00			190				
3.50			125				
4.50			160				
6.00			165				
6.50			250				
7.50			230				
8.50			200				
9.50			210				
6.40	C1						

Sondaggio S13

prof. m	campioni -	R.Q.D. %	C _u da Pocket kPa	Nspt n° colpi	N1 n° colpi	N2 n° colpi	N3 n° colpi
6.00				R	R		
10.50				10	3	5	5
7.50			135				
9.00			145				
10.50			125				
4.50		60					
7.50		60					
7.80		70					
8.50		70					
9.50		75					
10.20		75					
11.00		75					
14.00		75					
14.00		85					
20.00		85					
9.10	C1						

Sondaggio S14

prof. m	campioni -	R.Q.D. %	C _u da Pocket kPa	Nspt n° colpi	N1 n° colpi	N2 n° colpi	N3 n° colpi
3.00				R	15	R	
9.00				R	R		
2.00			125				
2.50		50					
4.50		50					
4.50		82					
15.00		82					
5.00	C1						

Sondaggio S15

prof. m	campioni -	R.Q.D. %	C _u da Pocket kPa	Nspt n° colpi	N1 n° colpi	N2 n° colpi	N3 n° colpi
3.00				22	5	10	12
1.50			275				
3.00			200				
3.50			240				
4.00			250				
4.40	C1						

Indagine geotecnica B: 4 sondaggi

Sondaggio S1

prof.	campioni	R.Q.D.
m	-	%

Sondaggio S2

prof.	campioni	R.Q.D.
m	-	%
14.50	C1	
42.00	C2	
67.00	C3	

Sondaggio S3

prof.	campioni	R.Q.D.
m	-	%
92.00		55
94.00		55
94.00		80
100.00		80
100.00		70
103.00		70
103.00		20
106.00		20
106.00		70
118.00		70
102.70	C1	
106.11	C2	
107.00	C3	
108.00	C4	
109.00	C5	
110.00	C6	
111.00	C7	
112.00	C8	
113.00	C9	

Sondaggio S4

prof.	campioni	R.Q.D.
m	-	%
71.00		40
73.00		40
78.00		60
102.00		60
77.00	C1	
79.00	C2	
80.00	C3	
81.00	C4	
82.00	C5	
83.00	C6	
84.00	C7	
85.00	C8	
86.00	C9	
87.00	C10	
88.00	C11	

TABELLE RIASSUNTIVE LABORATORIO

Indagine geotecnica A

Sondaggio	Campione	Profondità		Tipo campione	Descrizione	Analisi granulometrica				Totale
		z	m			Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	
						[passante 2 mm]	[passante 0.075mm]	[passante 0.005mm]		
					G	S	L	A		
					%	%	%	%	%	
-	-			-	-					
S1	C1									0.0
S2	C1									0.0
S2	C2									0.0
S3	C1	6.0		I	Limo argilloso grigio scuro plastico, consistente	0.0	28.0	56.0	16.0	100.0
S3	C2	12.3		I	Argilla limosa grigia plastica consistente	1.0	7.0	39.0	53.0	100.0
S3	C3									0.0
S4	C1	9.4		I	Argilla limosa grigio-scura plastica, consistente	0.0	8.0	40.0	52.0	100.0
S4	C2	15.5		I	Argilla limosa grigia poco plastica consistente	0.0	17.0	39.0	44.0	100.0
S5	C1	9.5		I	Argilla limosa grigia plastica, molto consistente	0.0	8.0	41.0	51.0	100.0
S5	C2									0.0
S6	C1	4.6		I	Argilla limo-sabbiosa giallo-marrone consistente	0.0	18.0	31.0	51.0	100.0
S6	C2	13.9		I	Argilla limo-sabbiosa giallo-marrone consistente	8.0	12.0	25.0	55.0	100.0
S7	C1	12.5		I	Argilla limosa grigia poco plastica molto consist.	0.0	6.0	38.0	56.0	100.0
S7	C2	16.7		I	Argilla limosa grigia poco plastica molto consist.	0.0	7.0	38.0	55.0	100.0
S8	C1	3.0		I	Argilla limosa rossiccia plastica non molto consist.	3.0	6.0	44.0	47.0	100.0
S8	C2	14.6		I	Ghiaia e sabbia calcarea addensata in matrice argil.	27.0	29.0	17.0	27.0	100.0
S9	C1	15.0		I	Limo argilloso grigio scuro poco plast., molto consist.	0.0	7.0	47.0	46.0	100.0
S10	C1	11.0		I	Argilla limosa deb. sabbiosa, poco plast., consist.	0.0	7.0	39.0	54.0	100.0
S10	C2	18.0		I	Argilla limosa grigia plastica mediamente consist.	1.0	18.0	36.0	45.0	100.0
S11	C1	4.0		I	Argilla limosa grigia plastica mediamente consist.	0.0	10.0	25.0	65.0	100.0
S11	C2	18.2		I	Limo argilloso grigio plastico e consistente	0.0	5.0	49.0	46.0	100.0
S12	C1	6.5		I	Argilla limosa rossiccia plastica, consistente	0.0	8.0	44.0	48.0	100.0
S13	C1									0.0
S14	C1									0.0
S15	C1									0.0

R: Campione rimaneggiato
I: Campione indisturbato

Tabella 1

Sondaggio	Campione	Caratteristiche fisiche					Limiti di consistenza			
		Umidità naturale	Indice dei vuoti	Porosità	Grado di saturaz.	Peso di volume	Limite Liquido	Limite plastico	Indice di plasticità	Indice di consistenza
		W_n	e	n	S_r	γ	W_L	W_P	PI	IC
-	-	%	-	%	%	kN/m^3	%	%	%	-
S1	C1								0.0	-
S2	C1								0.0	-
S2	C2								0.0	-
S3	C1	16.6	0.5	34.5	87.5	20.8	41.8	18.0	23.8	1.1
S3	C2	16.3	0.4	29.5	100.0	22.2	42.4	20.6	21.8	1.2
S3	C3								0.0	-
S4	C1	15.3	0.5	33.2	85.2	20.9	38.2	18.1	20.1	1.1
S4	C2	11.7	0.5	30.9	72.2		30.7	17.2	13.5	1.4
S5	C1	16.7	0.5	34.7	87.7	20.8	44.5	23.7	20.8	1.3
S5	C2								0.0	-
S6	C1	16.5	0.5	34.9	86.7	20.9	51.1	25.8	25.3	1.4
S6	C2	24.5	0.7	41.6	95.5	19.8	63.9	21.7	42.2	0.9
S7	C1	13.4	0.5	34.0	72.8	20.6	43.1	22.0	21.1	1.4
S7	C2	10.9	0.3	25.2	88.3	22.2	48.4	20.2	28.2	1.3
S8	C1	40.1	1.2	55.3	88.7	16.8	51.0	31.1	19.9	0.5
S8	C2	12.1	0.3	23.7	100.0	23.3	24.0	15.9	8.1	38.0
S9	C1	14.2	0.5	32.3	82.4	21.0	43.7	23.4	20.3	1.5
S10	C1	15.9	0.5	34.7	85.6	21.2	43.6	22.0	21.6	1.3
S10	C2	21.0	0.7	40.2	88.4	20.1	48.5	18.7	29.8	0.9
S11	C1	43.8	1.2	55.2	97.1	17.3	59.7	35.7	24.0	0.7
S11	C2	26.6	0.7	42.2	100.0	19.9	53.1	24.9	28.2	0.9
S12	C1	26.6	0.8	45.4	88.1	18.7	46.5	25.6	20.9	1.0
S13	C1								0.0	-
S14	C1								0.0	-
S15	C1								0.0	-

Tabella 2 – Indagine geotecnica A

Sondaggio	Campione	Caratteristiche meccaniche												Caratteristiche edometriche					
		Vane test	Pocket	Espansione lat. libera		Taglio diretto				Prova compressione triassiale						Modulo Edometrico	Coeff. Consolidaz. Vert.	Permeabilità [temp. 20°]	
				σ_l	ε	c^*	φ^*	c_r	φ_r	C.U.			U.U.						
		c_u kPa	c_u kPa	kPa	%	kPa	°	kPa	°	kPa	°	c_u	φ_u	c_u	φ_u	c_u	φ_u	E_{ed} kPa	c_v cm ² /sec
-	-																		
S1	C1																		
S2	C1																		
S2	C2																		
S3	C1	175.0	300.0			17.0	27.0												
S3	C2	163.0	300.0											256.0	0.0	11000.0	1.6E-03	1.4E-08	
S3	C3																		
S4	C1	163.0	300.0			68.0	18.0												
S4	C2	149.0	250.0											233.0	0.0	9000.0	N.D.	N.D.	
S5	C1	150.0	200.0											143.0	0.0				
S5	C2																		
S6	C1	163.0	225.0							67.0	20.8	61.0	20.8			6249.0	2.5E-03	4.0E-08	
S6	C2	125.0	165.0																
S7	C1	150.0	250.0											150.0	0.0	8588.0	7.8E-03	9.1E-08	
S7	C2	200.0	300.0																
S8	C1	125.0	140.0							42.0	16.7	48.0	13.8						
S8	C2	90.0														8000.0	1.9E-02	2.4E-07	
S9	C1	200.0	300.0			70.0	18.0							275.0	0.0	6100.0	1.2E-02	1.9E-07	
S10	C1	113.0	250.0			49.0	22.0												
S10	C2	112.0	150.0																
S11	C1	78.0	122.5											162.0	0.0				
S11	C2	125.0	175.0											128.0	0.0				
S12	C1	175.0	250.0	270.0	1.2	40.0	20.0												
S13	C1																		
S14	C1																		
S15	C1																		

Tabella 3 – Indagine geotecnica A

Indagine geotecnica B

Sondaggio	Campione	Profondità z	Tipo campione	Descrizione	Analisi granulometrica				Totale
					Ghiaia	Sabbia [passante 2 mm]	Limo [passante 0.075mm]	Argilla [passante 0.005mm]	
					G	S	L	A	
-	-	m	-	-	%	%	%	%	%
S2	C1	14.5	I	Argilla limosa di colore grigio nerastro	0.0	5.0	52.0	43.0	100.0
S2	C2	42.0	I	Limo argilloso deb. sabbioso di colore avana	3.0	8.0	55.0	34.0	100.0
S2	C3	67.0	I	Limo argilloso di colore grigio mediam. consistente	3.0	15.0	46.0	36.0	100.0
S3	C1								
S3	C2								
S3	C3								
S3	C4								
S3	C5								
S3	C6								
S3	C7								
S3	C8								
S3	C9								
S4	C1								
S4	C2								
S4	C3								
S4	C4								
S4	C5								
S4	C6								
S4	C7								
S4	C8								
S4	C9								
S4	C10								
S4	C11								

Tabella 1 – Indagine geotecnica B

Sondaggio	Campione	Caratteristiche fisiche					Limite Liquido	Limite plastico	Indice di plasticità	Indice di consistenza
		Umidità naturale	Indice dei vuoti	Porosità	Grado di saturaz.	Peso di volume				
		W_n	e	n	S_r	γ				
-	-	%	-	%	%	kN/m^3	%	%	%	-
S2	C1	15.3	0.5		90.2	22.1	45.0	13.6	31.4	0.9
S2	C2	18.3	0.8		100.0	20.5	48.4	15.8	32.6	0.9
S2	C3	16.5	0.4		90.0	21.7	40.0	13.5	26.5	0.9
S3	C1									-
S3	C2									-
S3	C3									-
S3	C4									-
S3	C5									-
S3	C6									-
S3	C7									-
S3	C8									-
S3	C9									-
S4	C1									-
S4	C2									-
S4	C3									-
S4	C4									-
S4	C5									-
S4	C6									-
S4	C7									-
S4	C8									-
S4	C9									-
S4	C10									-
S4	C11									-

Tabella 2 – Indagine geotecnica B

Sondaggio	Campione	Caratteristiche meccaniche												Caratteristiche edometriche				
		Vane test	Pocket	Espansione lat. libera		Taglio diretto				Prova compressione triassiale						Modulo Edometrico	Coeff. Consolidaz. Vert.	Permeabilità [temp. 20°]
										C.U.			U.U.					
										c_u	φ_u	c_u	φ_u	c_u	φ_u			
kPa	kPa	kPa	%	kPa	°	kPa	°	kPa	°	kPa	°	kPa	°	kPa	cm ² /sec	cm/s		
-	-																	
S2	C1					25.0	29.0	24.0	17.0	13.9	27.0							
S2	C2					10.0	30.0	37.0	18.0	15.8	30.0	69.0	18.3				5700.0	
S2	C3					30.0	22.0	30.0	20.0								50000.0	
S3	C1																	
S3	C2																	
S3	C3																	
S3	C4																	
S3	C5																	
S3	C6																	
S3	C7																	
S3	C8																	
S3	C9																	
S4	C1																	
S4	C2																	
S4	C3																	
S4	C4																	
S4	C5																	
S4	C6																	
S4	C7																	
S4	C8																	
S4	C9																	
S4	C10																	
S4	C11																	

Tabella 3 – Indagine geotecnica B

APPENDICE A
GN Costamezza - Imbocco lato Itri
Verifiche di stabilità opere di sostegno dell'imbocco

1. ANALISI DELL'OPERA DI SOSTEGNO

1.1 Descrizione delle scelte progettuali

1.2 Metodo e parametri di calcolo della struttura di sostegno

1.3 Determinazione della tirantatura di progetto

2. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI DELL'OPERA DI SOSTEGNO

2.1 Verifica dei tiranti

2.1.1 Verifica dell'acciaio armonico

2.1.2 Verifica della fondazione

2.2 Verifica delle travi di ripartizione

2.3 Verifica dei micropali

Analisi di stabilità delle paratie multitirate – Metodologie di calcolo

Analisi di stabilità globale – Tabulati di calcolo PCStab5M

1. ANALISI DELL'OPERA DI SOSTEGNO

1.1 Descrizione delle scelte progettuali

Per la realizzazione dell'imbocco della galleria naturale Costamezza lato Itri si prevede la realizzazione di opere di sostegno quali paratie di micropali multitirantate.

I micropali hanno diametro di perforazione $D_p = 220$ mm, interasse longitudinale $i = 0.40$ m, lunghezza variabile $L = 12 \div 21$ m ed armatura tubolare avente diametro esterno $D_e = 139.7$ mm e spessore $s = 10$ mm, con la presenza di più ordini di tiranti (fino ad un massimo di sei) in funzione delle altezze di scavo.

Di seguito si riporta il dimensionamento delle opere di sostegno previste e le metodologie di calcolo.

Le analisi vengono condotte con riferimento alla sezione n. 19, rappresentativa delle condizioni più gravose per gli imbocchi, con altezze massime di scavo circa 15.0 m.

1.2 Metodo e parametri di calcolo della struttura di sostegno

Il calcolo dell'opera è prevalentemente basato su considerazioni di equilibrio limite.

Gli elementi strutturali preposti al contrasto delle spinte, ovvero ad assicurare la stabilità del pendio dopo l'esecuzione degli scavi, sono i tiranti e le travi di ripartizione. I micropali svolgono una funzione di stabilizzazione locale dell'ammasso confinato tra i tiranti.

Per maggiori dettagli sulle metodologie di calcolo si rimanda all'Appendice A1.

La formazione interessata dagli scavi è costituita principalmente da argille caotiche e/o detritiche. Cautelativamente si considera uno strato superficiale, di circa 10.0 m, di argille caotiche alterato, quindi per le verifiche globali si assumono i seguenti parametri geotecnici di progetto:

unità 1: argille caotiche alterate
 $\gamma = 20$ kN/m³
 $c' = 10$ kPa per l'analisi statica
 $c' = 15$ kPa per l'analisi sismica
 $\varphi' = 26^\circ$

unità 2: argille caotiche
 $\gamma = 20$ kN/m³
 $c' = 20$ kPa per l'analisi statica

$c' = 25 \text{ kPa}$ per l'analisi sismica

$\varphi' = 26^\circ$

Cautelativamente è stato assunto il livello della falda a fondo scavo.

Per ulteriori approfondimenti sulle caratteristiche geotecniche di tale formazione si rimanda alla relazione geotecnica.

1.3 Determinazione della tirantatura di progetto

Per il dimensionamento dei tiranti sulla base di considerazione di equilibrio limite (vedasi Appendice A1), sono stati assunti come parametri di resistenza:

unità 1: $c' = 10 \text{ kPa}$ $\varphi' = 26^\circ$

unità 2: $c' = 20 \text{ kPa}$ $\varphi' = 26^\circ$

Tali valori sono stati valutati cautelativamente tenendo conto del volume di terreno interessato dal cinematisimo.

La seguente tabella riporta le caratteristiche principali dei tiranti (previsti di tipo provvisorio) con riferimento alla sezione di calcolo analizzata :

Ordine	n.trefoli	Dp	La	Lp	α	i_{long}	Tamm	F_0
[-]	[-]	[mm]	[m]	[m]	[°]	[m]	[kN]	[kN]
1°	4	180	10	18	10	2.4	560	280
2°	4	180	10	15	10	2.4	560	420
3°	4	180	10	12	10	2.4	560	480
4°	5	220	10	10	10	2.4	700	570
5°	5	220	12	8	10	2.4	700	630
6°	6	220	12	8	10	2.4	840	750

dove

Dp diametro di perforazione del tirante

Lp lunghezza tratto passivo del tirante

La lunghezza tratto attivo del tirante

Tamm tiro ammissibile del tirante

F_0 pretensione del tirante

I tiranti sono stati applicati come carichi distribuiti sulla superficie di scavo considerando il 95% del tiro ammissibile riportato nella tabella precedente:

$$P1 = [(560 \cdot 3) / 2.4] \cdot 0.95 = 665 \text{ kN/m} \quad \text{carico relativo al 1° , 2° e 3° ordine di tiranti}$$

$$P2 = [(700 \cdot 2 + 840) / 2.4] \cdot 0.95 = 887 \text{ kN/m} \quad \text{carico relativo al 4° , 5° e 6° ordine di tiranti}$$

Il coefficiente di sicurezza ottenuto in condizioni statiche è:

$$FS = 1.68 .$$

La seguente figura 1 riassume i risultati dell'elaborazione.

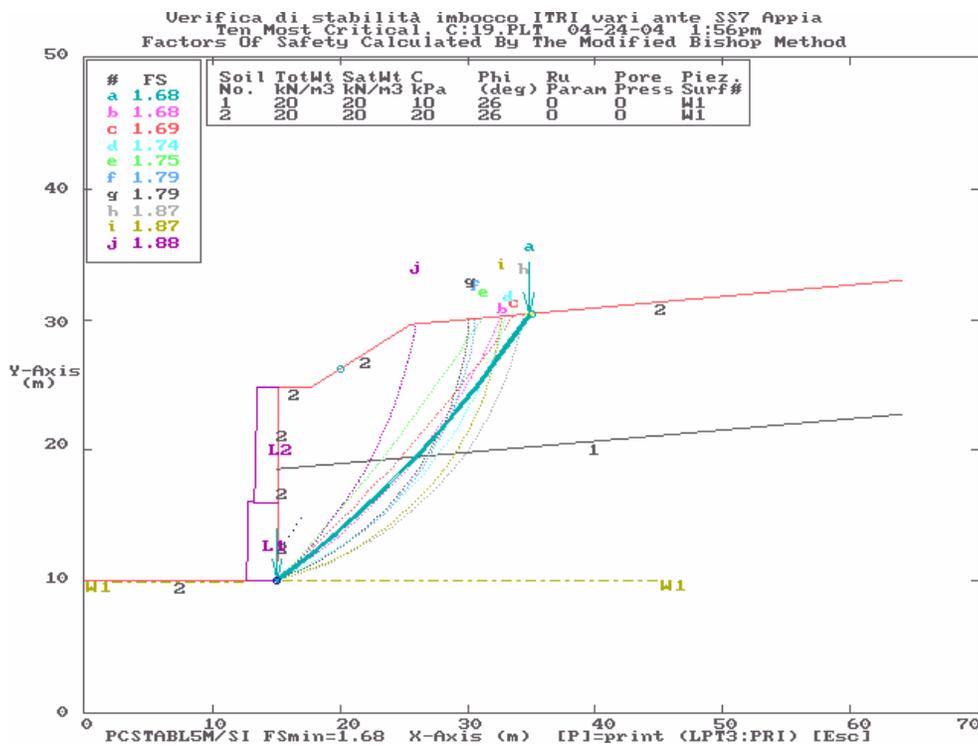


Figura 1

In seguito si è verificata la stabilità del volume di terreno interessato dalla fondazione della tirantatura, considerando come parametri di resistenza:

unità 1: $c' = 10 \text{ kPa} \quad \phi' = 26^\circ$

unità 2: $c' = 20 \text{ kPa} \quad \phi' = 26^\circ$

Cautelativamente si sono considerati i parametri geotecnici minimi, con riferimento a quelli definiti nella relazione geotecnica.

Si ottiene un coefficiente di sicurezza, in condizioni statiche, pari a :

$$FS = 1.53 .$$

Nella figura 2 si riporta lo schema di calcolo:

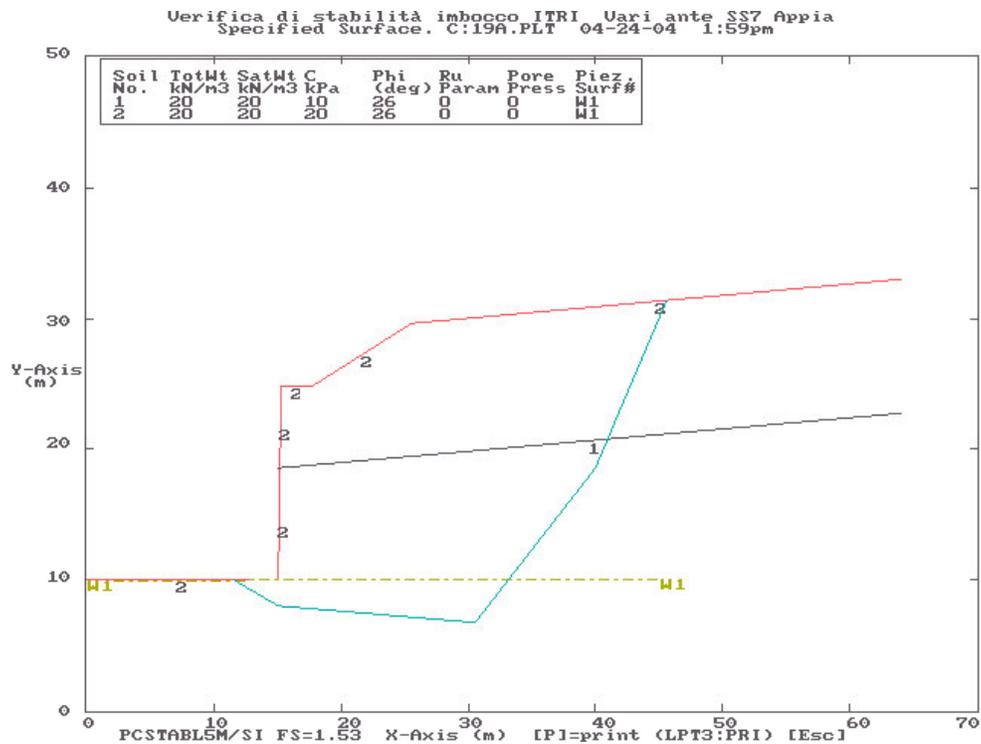


Figura 2

Viene riportata la verifica di stabilità anche in condizioni sismiche, considerando come parametri geotecnici di progetto, valori di resistenza leggermente superiori a quelli minimi indicati in relazione geotecnica:

unità 1: $c' = 15 \text{ kPa}$ $\phi' = 26^\circ$

unità 2: $c' = 25 \text{ kPa}$ $\phi' = 26^\circ$

in considerazione del fatto che si tratta di un evento eccezionale e che il carico indotto risulta di breve durata.

Il coefficiente di sicurezza ottenuto è:

$$FS = 1.36 .$$

Nella figura 3 si riporta lo schema di calcolo:

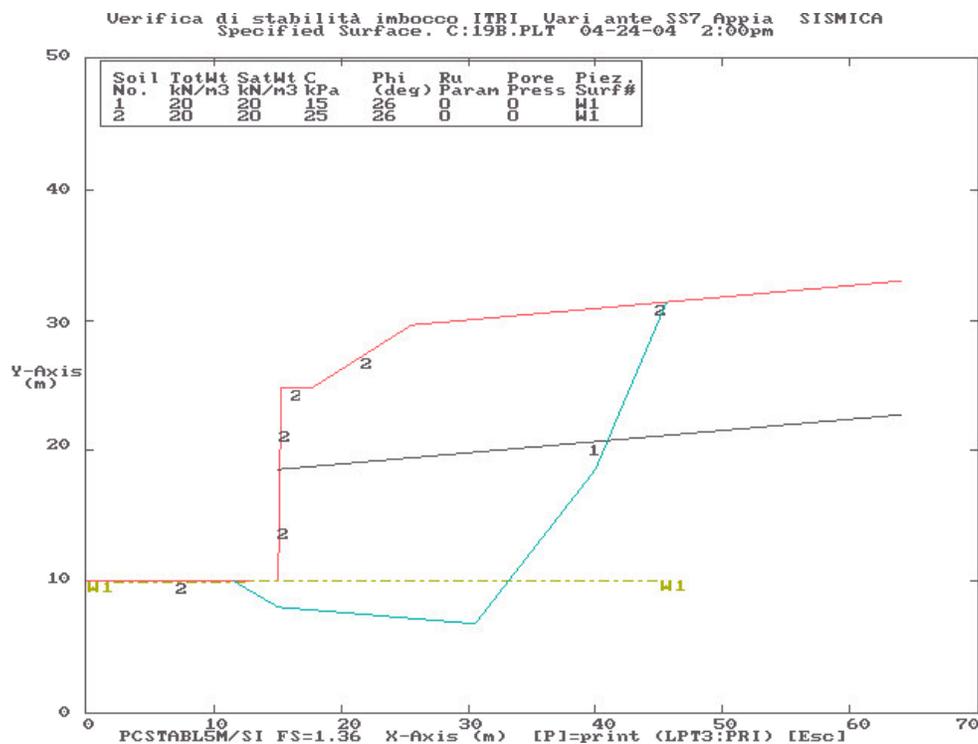


Figura 3

In definitiva la configurazione di progetto soddisfa i requisiti minimi di normativa nei confronti dell'equilibrio limite globale del sistema geotecnico struttura-terreno. Tutte le rimanenti sezioni a minore altezza risultano verificate con coefficienti di sicurezza maggiori a quelli sopra determinati. Per maggiori informazioni sulla metodologia di calcolo si rimanda all'Appendice A1. I tabulati di calcolo sono riportati in Appendice A2.

2. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI DELL'OPERA DI SOSTEGNO

2.1 Verifica dei tiranti

Per la determinazione delle tensioni ammissibili dei trefoli e per il coefficiente di sicurezza delle fondazioni dei tiranti si è fatto riferimento alle Raccomandazioni AICAP (maggio 1993), le quali prescrivono, per opere di carattere provvisorie, quali quella in oggetto, un coefficiente minimo pari a 2.0.

Per la verifica delle tensioni nelle armature dei tiranti si considera una tensione ammissibile in accordo alle raccomandazioni AICAP (più restrittiva rispetto alla Normativa Tecnica Italiana).

2.1.1 Verifica dell'acciaio armonico

L'acciaio armonico che costituisce i trefoli ha le seguenti caratteristiche:

tensione di snervamento: $f_{p(1)k} = 1640$ MPa;

tensione di rottura: $f_{ptk} = 1855$ MPa;

I trefoli sono da 0.6" con una sezione nominale di 140 mm² ed un diametro nominale di 15.2 mm.

In accordo alle Raccomandazioni AICAP la tensione ammissibile per i trefoli d'armatura risulta essere:

$$\sigma_{amm} = 0.9 \cdot 0.6 \cdot f_{ptk} = 0.9 \cdot 0.6 \cdot 1855 = 1002 \text{ MPa}$$

Nella seguente tabella sono riassunte le tensioni nei trefoli sulla base delle forze ottenute dal calcolo:

Ordine	n. trefoli	N _Q	σ _Q	σ _{amm}
[-]	[-]	[kN]	[MPa]	[MPa]
1°	4	532	950	1002
2°	4	532	950	1002
3°	4	532	950	1002
4°	5	665	950	1002
5	5	665	950	1002
6	6	799	950	1002

Dove:

N_Q tiro di esercizio del tirante

σ_Q tensione sul singolo trefolo

σ_{amm} tensione ammissibile sul singolo trefolo

2.1.2 Verifica della fondazione

La fondazione dei tiranti (La) sarà eseguita con iniezione di malta cementizia (ed additivi) ad alta pressione, con il metodo IRS (Iniezioni Ripetute e Selettive attraverso valvole disposte ad interasse non superiore a 0.75 m).

La perforazione ha diametro nominale: $D_p \geq 180$ mm per i tiranti a 4 trefoli

$D_p \geq 220$ mm per i tiranti a 5 e 6 trefoli.

In considerazione delle caratteristiche tecnologiche e dei terreni si valuta una tensione di adesione laterale limite fondazione-terreno:

$$\alpha\tau_{lim} = 250 \text{ kPa} \quad (\text{riferita al diametro nominale di perforazione}).$$

La portata ultima della fondazione vale:

$$N_{fu} = \pi \cdot D_p \cdot L_a \cdot \alpha\tau_{lim}$$

Il fattore di sicurezza risulta pertanto essere pari a:

$$FS = N_{fu} / N_Q$$

La seguente tabella riassume i coefficienti di sicurezza ottenuti:

Ordine	La	Dp	N_{fu}	N_Q	FS
[-]	[m]	[mm]	[kN]	[kN]	[-]
1°	10	180	1414	532	2.66
2°	10	180	1414	532	2.66
3°	10	180	1414	532	2.66
4°	10	220	1728	665	2.60
5°	12	220	2073	665	3.12
6°	12	220	2073	799	2.60

La verifica è soddisfatta in quanto il coefficiente di sicurezza risulta per tutti i tiranti maggiore di 2.0.

2.2 Verifica delle travi di ripartizione

Le verifiche delle travi di ripartizione (acciaio tipo Fe510) sono state condotte alle tensioni ammissibili considerando come carico la pressione media fornita dai tiranti. Per il calcolo della pressione media si considera il 95% del tiro ammissibile dei tiranti.

Il momento di calcolo è assunto pari a:

$$M = p \cdot l_h^2 / 10$$

dove

N_Q = tiro di esercizio del tirante;

l_h = interasse orizzontale dei tiranti;

l_v = interasse verticale fra i livelli di tirantatura;

$p = N_Q/l_h$ = reazione di equilibrio al tiro del tirante [$F \cdot L^{-1}$].

Le verifiche dei profili metallici vengono svolte alle tensioni ammissibili:

$$\sigma = M / (n \cdot W) < \sigma_{amm}$$

dove

n = numero di profili che costituisce la trave

W = modulo resistente del singolo profilo.

La seguente tabella riassume le verifiche delle travi di ripartizione più sollecitate:

Ordine	n.trefoli	p	l_h	M	trave	n · W	σ
[-]	[-]	[kN/m]	[m]	[kN·m]	[-]	[cm ³]	[MPa]
1°	4	222	2.4	128	c.a.		
2°	4	222	2.4	128	2 HE 200 A	2 · 389	165
3°	4	222	2.4	128	2 HE 200 A	2 · 389	165
4	5	277	2.4	159.5	2 HE 200 A	2 · 389	205
5	5	277	2.4	159.5	2 HE 200 A	2 · 389	205
6	6	333	2.4	192	2 HE 220 A	2 · 515	186

Le tensioni sono verificate essendo sempre inferiori a 240 MPa.

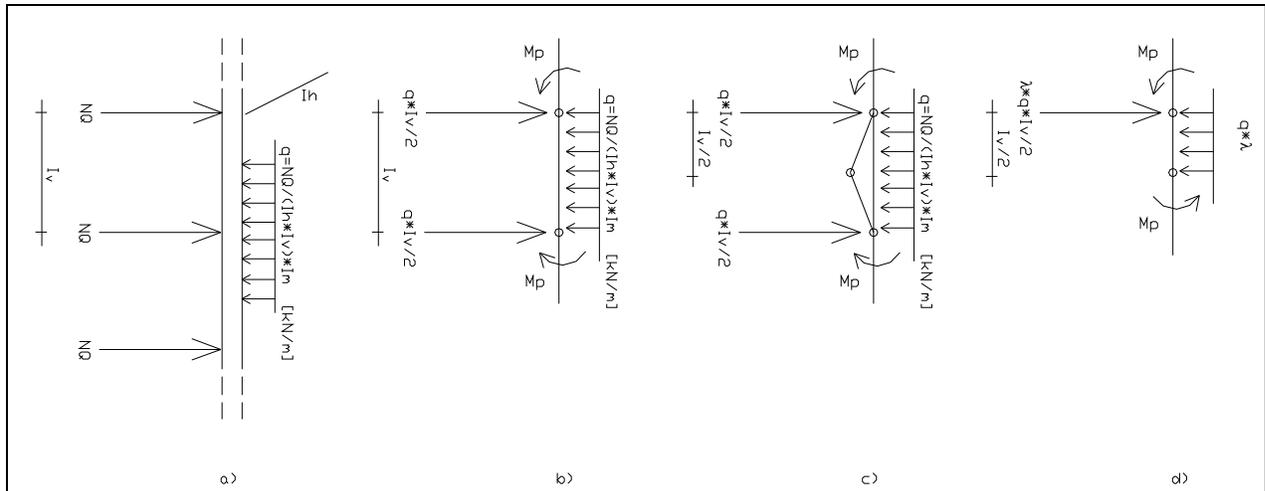
Per ulteriori dettagli sulla metodologia di verifica si rimanda all'Appendice A1.

2.3 Verifica dei micropali

La stabilità globale del complesso è assicurata dai tiranti e dalle travi di ripartizioni. Ai micropali è attribuita la funzione di stabilizzazione locale delle pareti di scavo e di ripartizione delle forze di placcaggio fornite dalla tirantatura. Per maggiori dettagli si rimanda all'Appendice A1.

Si adottano tubi aventi $De=139.7$ mm e spessore pari a 10.0 mm.

Le verifiche sono state condotte sulla base della pressione di contrasto trasmessa dai tiranti corrispondente al massimo sforzo di esercizio dei tiranti. Viene determinato il moltiplicatore di collasso che induce la formazione di 3 cerniere plastiche fra due livelli di tirantatura secondo lo schema seguente.



La seguente tabella riporta il calcolo della massima tensione sui micropali, nella zona maggiormente sollecitata:

Ordine	n.trefoli	lh	lv	lm	Nq	q	λ
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN / m]	[-]
3°	4	2.4	3.0	0.40	532	29.5	3.13
5°	5	2.4	2.5	0.40	665	44.3	3.00
6°	6	2.4	2.0	0.40	799	66.6	3.12

essendo:

$$\lambda = (16 \cdot M_p) / (q \cdot l_v^2)$$

con

M_p = momento plastico della sezione del micropalo = 52.0 [kN · m] per $\sigma_y = 355$ MPa.

Come si può osservare, in tale configurazione di progetto, la struttura è dotata di sufficienti risorse in campo post-elastico ($\lambda > 1$).

APPENDICE A.1

Analisi di stabilità di paratie multitirantate Metodologie di calcolo

1.1 DIMENSIONAMENTO DI PARATIE DUTTILI CON MOLTI ORDINI DI TIRANTI

1.2 CRITERI DI PROGETTO

1.2.1 Progetto dei Tiranti

1.2.2 Progetto delle Travi di Ripartizione

1.2.3 Progetto dei micropali

1.1 DIMENSIONAMENTO DI PARATIE DUTTILI CON MOLTI ORDINI DI TIRANTI

Nel seguito si descrive la procedura adottata per il dimensionamento delle opere multitirantate a sostegno degli scavi. Tale approccio è valido per strutture duttili tipo paratie di micropali e travi di ripartizione in acciaio.

Il dimensionamento è organizzato secondo una gerarchia di resistenza ove i tiranti rappresentano gli elementi fondamentali per l'equilibrio delle spinte.

1.2 CRITERI DI PROGETTO

Gli elementi strutturali che devono essere dimensionati in un'opera di sostegno del terreno o dell'ammasso roccioso sono:

- 1) Tiranti;
- 2) Travi di ripartizione;
- 3) Micropali;

in ordine di importanza secondo la funzione che il singolo elemento strutturale svolge nei confronti delle spinte.

I tiranti sono gli elementi che assicurano la stabilità globale del sistema; costituiscono l'elemento strutturale più importante. In secondo luogo le travi orizzontali costituiscono l'elemento di ripartizione del carico applicato dal tirante al pendio; infine i micropali svolgono un ruolo relativo alla stabilizzazione ed al presidio di meccanismi locali.

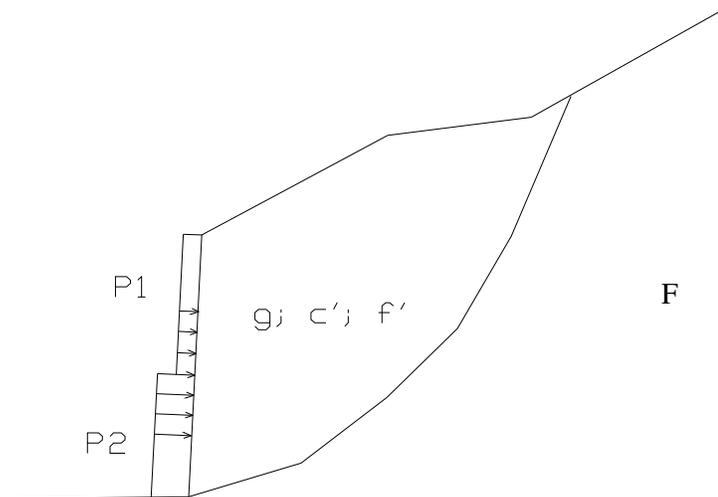
1.2.1 Progetto dei Tiranti

I tiranti sono dimensionati sulla base di considerazioni di equilibrio limite globale in funzione del carico necessario per avere un coefficiente minimo di sicurezza sulla superficie di scivolamento più critica maggiore di 1.0.

Dati i parametri geotecnici dell'ammasso, rappresentativi di condizioni geomeccaniche medie, si svolgono le verifiche di stabilità, per approssimazioni successive finché non si determina il valore del carico (P_i , applicato sul profilo di scavo) che soddisfi il coefficiente di sicurezza minimo. Tale carico rappresenta la forza che il sistema di tiranti deve applicare alla struttura per garantire la stabilità del profilo di scavo.

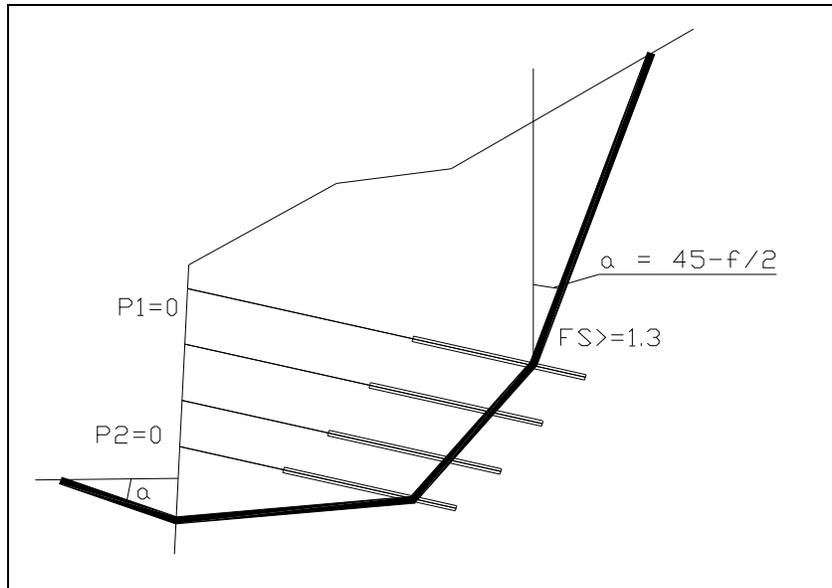
In questo tipo di analisi si considerano dei parametri rappresentativi delle condizioni medie dell'ammasso lungo la potenziale superficie di scivolamento individuata, che deve essere rappresentativa di un cinematismo ammissibile legato ai fenomeni di stabilità globale.

La seguente figura riporta schematicamente il procedimento di analisi:



Dai carichi P1 e P2 si determinano il numero dei tiranti, il numero di trefoli, interassi orizzontali e verticali, tenendo conto delle tensioni ammissibili sui materiali e dei coefficienti di sicurezza in fondazione in relazione alla tipologia di tirante (se provvisorio o definitivo).

Per verificare la lunghezza dei tiranti si esegue una verifica di stabilità globale su una superficie imposta secondo il seguente schema geometrico:

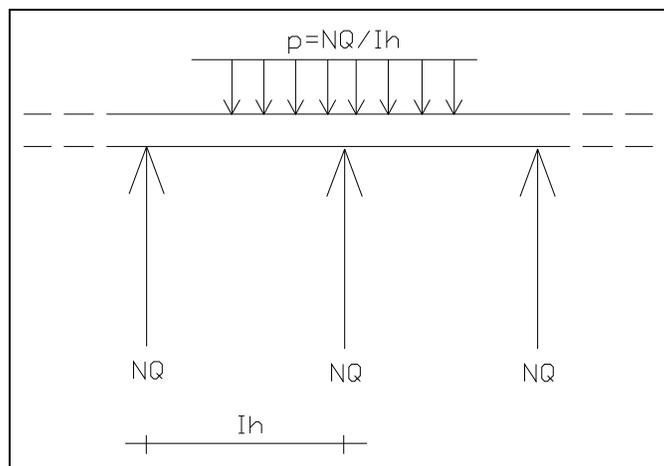


In prossimità della paratia, la superficie passa ad un profondità simile alla distanza tra il fondo scavo e l'ultimo tirante, mentre in prossimità delle fondazioni dei tiranti la superficie passa a $2/3 \div 3/4$ della lunghezza della fondazione. In questo caso non è applicato nessun carico sulla parete di scavo.

1.2.2 Progetto delle Travi di Ripartizione

Le sollecitazioni sulle travi di ripartizione vengono valutate considerando uno schema di trave continua soggetta ai carichi concentrati dei tiranti applicati secondo l'interasse orizzontale degli stessi; per equilibrio la trave subisce una reazione, considerata uniformemente distribuita.

Il seguente schema geometrico illustra le grandezze considerate nei calcoli:



dove:

N_Q = tiro di progetto dei tiranti (95% del tiro ammissibile);

l_h = interasse orizzontale dei tirante;

$p = N_Q / l_h$ = reazione di equilibrio al tiro del tirante.

Il momento flettente viene valutato attraverso la seguente relazione:

$$M = p \cdot l_h^2 / 10 = N_Q \cdot l_h / 10.$$

Le verifiche dei profili metallici vengono svolte alle tensioni ammissibili:

$$\sigma = M / (n \cdot W) < \sigma_{amm}$$

dove:

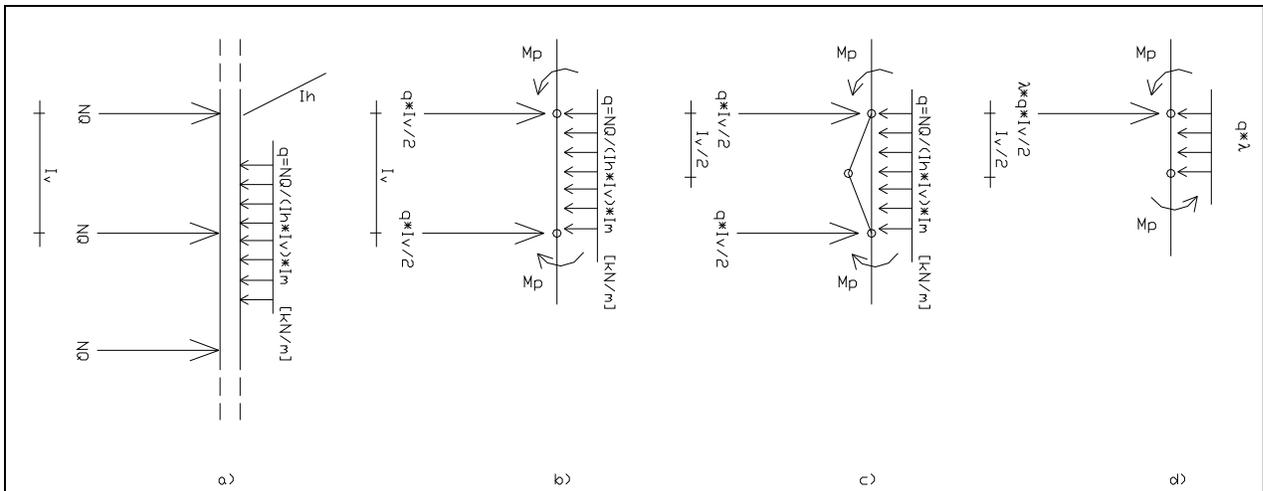
n = numero di profili che costituisce la trave.

W = modulo resistente del singolo profilo

Nella valutazione del momento flettente si tiene conto del comportamento duttile della trave e tale valore assume il significato di momento intermedio tra appoggio e campata.

1.2.3 Progetto dei micropali

I micropali hanno una funzione di stabilizzazione e presidio locale dell'ammasso. Le sollecitazioni vengono valutate considerando la pressione di reazione al carico trasmesso dal tirante secondo il seguente schema che rappresenta l'evoluzione del sistema dall'ambito elastico alla condizione di plasticizzazione mediante la successiva formazione di cerniere plastiche (vedi schemi a, b e c).



dove l_m è l'interasse dei micropali

Dall'equilibrio del tratto di trave incluso fra due cerniere plastiche (schema d) si ottiene:

$$\lambda = 16 \cdot M_p / (q \cdot l_v^2)$$

dove:

$$M_p = f_{y,d} \cdot Z = \text{momento plastico della sezione}$$

con:

$$f_{y,d} = f_y / 1.15; \text{ tensione di progetto}$$

$$Z = (De/3)^3 \cdot [1 - (1 - 2 \cdot t / De)^3]; \text{ modulo di resistenza plastico.}$$

Il coefficiente λ assume il significato di moltiplicatore dei carichi che determina il raggiungimento della condizione di plasticizzazione (cerniere plastiche agli appoggi e in mezzera).

La verifica viene considerata soddisfatta se si ottiene $\lambda \geq 1$.

Analisi di stabilità globale
Tabulati di calcolo PCStabI5M

Verifica della tirantatura

** PCSTABL5M **

by
Purdue University

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

Run Date: 04-23-04
Time of Run: 11:28am
Run By: -
Input Data Filename: C:19.SI
Output Filename: C:19.OUT
Unit: SI
Plotted Output Filename: C:19.PLT

PROBLEM DESCRIPTION Verifica di stabilit... imbocco ITRI vari
ante SS7 Appia

BOUNDARY COORDINATES

7 Top Boundaries
8 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type Below Bnd
1	.00	10.00	15.00	10.00	2
2	15.00	10.00	15.10	16.00	2
3	15.10	16.00	15.11	18.50	2
4	15.11	18.50	15.20	24.80	2
5	15.20	24.80	17.80	24.80	2
6	17.80	24.80	25.50	29.60	2
7	25.50	29.60	64.00	33.00	2
8	15.00	18.50	64.00	22.70	1

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

2 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (KN/m3)	Saturated Unit Wt. (KN/m3)	Cohesion Intercept (KPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constant (KPa)	Piez. Surface No.
1	20.0	20.0	10.0	26.0	.00	.0	1
2	20.0	20.0	20.0	26.0	.00	.0	1

1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 10.00

Piezometric Surface No. 1 Specified by 2 Coordinate Points

Point No.	X-Water (m)	Y-Water (m)
1	.00	9.90
2	45.00	10.00

1

BOUNDARY LOAD(S)

2 Load(s) Specified

Load No.	X-Left (m)	X-Right (m)	Intensity (KPa)	Deflection (deg)
1	15.00	15.10	8870.0	89.0
2	15.10	15.20	6650.0	89.0

NOTE - Intensity Is Specified As A Uniformly Distributed Force Acting On A Horizontally Projected Surface.

Searching Routine Will Be Limited To An Area Defined By 1 Boundaries Of Which The First 0 Boundaries Will Deflect Surfaces Upward

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)
1	15.00	12.00	17.00	15.00

1

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

30 Trial Surfaces Have Been Generated.

30 Surfaces Initiate From Each Of 1 Points Equally Spaced Along The Ground Surface Between X = 15.00 m and X = 15.00 m

Each Surface Terminates Between X = 20.00 m and X = 35.00 m

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation At Which A Surface Extends Is Y = 5.00 m

2.00 m Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical First.

* * Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method * *

Failure Surface Specified By 16 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	15.00	10.01
2	16.61	11.20
3	18.19	12.43
4	19.73	13.70
5	21.25	15.00
6	22.73	16.34
7	24.18	17.72
8	25.59	19.14
9	26.97	20.59
10	28.31	22.07
11	29.62	23.58
12	30.89	25.13
13	32.11	26.71
14	33.30	28.32
15	34.45	29.95
16	34.76	30.42

Circle Center At X = -32.2 ; Y = 75.5 and Radius, 80.8

*** 1.675 ***

Individual data on the 21 slices

Slice No.	Width (m)	Weight (N)	Water	Water	Tie	Tie	Earthquake		Surcharge Load (N)
			Force Top (N)	Force Bot (N)	Force Norm (N)	Force Tan (N)	Force Hor (N)	Force Ver (N)	
1	.1	1800.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	*****
2	.0	436.7	.0	.0	.0	.0	.0	.0	20270.9
3	.1	6323.2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	*****
4	1.4	121173.9	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
5	1.2	95473.8	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
6	.4	29690.4	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
7	1.5	117476.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
8	1.5	111989.7	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
9	1.5	106045.2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
10	1.4	99687.7	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
11	1.3	87069.4	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
12	.1	5880.1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
13	.3	17603.4	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
14	1.1	64804.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
15	1.3	69231.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
16	1.3	56324.2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
17	1.3	43738.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
18	1.2	31527.2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
19	1.2	19741.9	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
20	1.1	8433.9	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
21	.3	410.3	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0

Failure Surface Specified By 15 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	15.00	10.01
2	16.68	11.09
3	18.32	12.24
4	19.90	13.47
5	21.42	14.77
6	22.88	16.13
7	24.28	17.56
8	25.61	19.05
9	26.87	20.60
10	28.07	22.21
11	29.18	23.87
12	30.22	25.58
13	31.18	27.33
14	32.06	29.13
15	32.54	30.22

Circle Center At X = -7.9 ; Y = 47.6 and Radius, 44.0

*** 1.679 ***

Verifica di stabilità in condizioni statiche

** PCSTABL5M **

by
Purdue University

1

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

Run Date: 04-23-04
Time of Run: 11:43am
Run By: -
Input Data Filename: C:19A.SI
Output Filename: C:19A.OUT
Unit: SI
Plotted Output Filename: C:19A.PLT

PROBLEM DESCRIPTION Verifica di stabilit... imbocco ITRI Vari
ante SS7 Appia

BOUNDARY COORDINATES

6 Top Boundaries
7 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type Below Bnd
1	.00	10.00	15.00	10.00	2
2	15.00	10.00	15.10	18.50	2
3	15.10	18.50	15.30	24.80	2
4	15.30	24.80	17.80	24.80	2
5	17.80	24.80	25.50	29.60	2
6	25.50	29.60	64.00	33.00	2
7	15.00	18.50	64.00	22.70	1

1

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

2 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (KN/m3)	Saturated Unit Wt. (KN/m3)	Cohesion Intercept (KPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constant (KPa)	Piez. Surface No.
1	20.0	20.0	10.0	26.0	.00	.0	1
2	20.0	20.0	20.0	26.0	.00	.0	11

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 10.00

Piezometric Surface No. 1 Specified by 2 Coordinate Points

Point No.	X-Water (m)	Y-Water (m)
1	.00	9.90
2	45.00	10.00

1

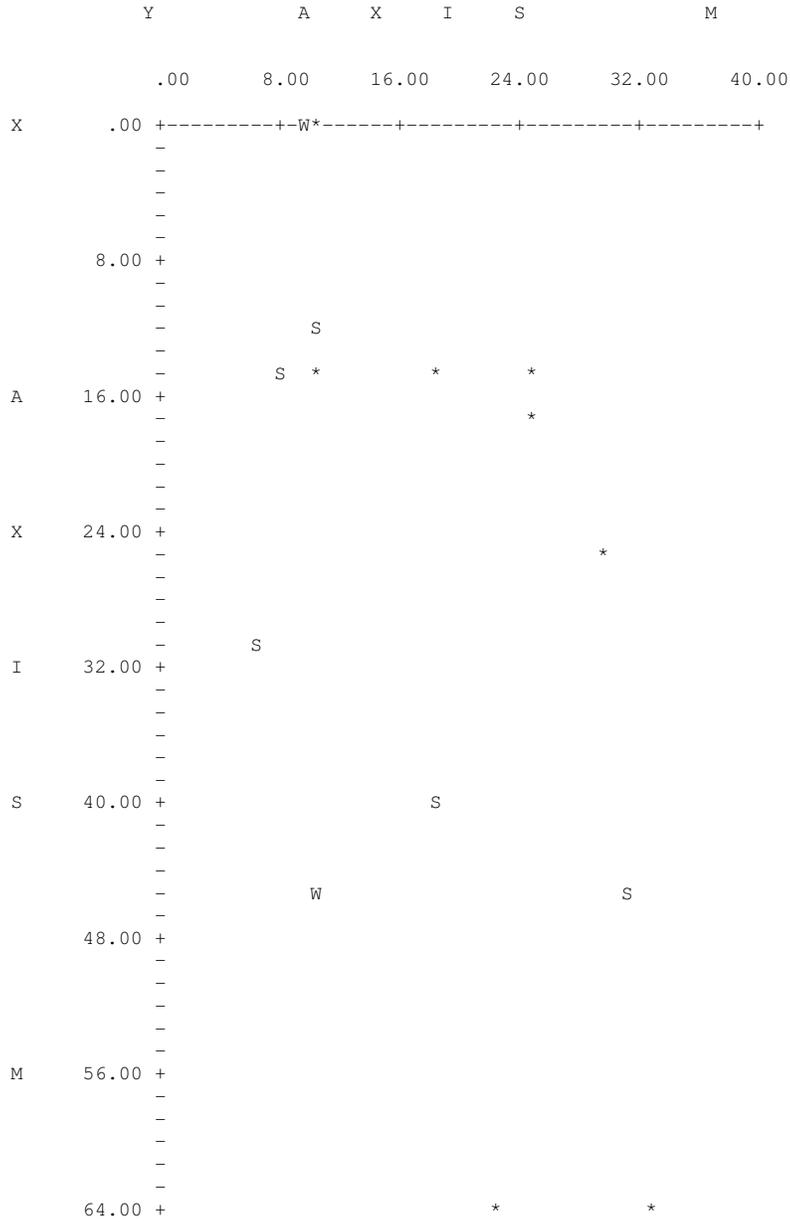
Trial Failure Surface Specified By 5 Coordinate Points

Point	X-Surf	Y-Surf
-------	--------	--------

No.	(m)	(m)
1	11.60	10.00
2	15.00	8.00
3	30.50	6.70
4	40.00	18.50
5	45.50	29.00

Factor Of Safety For The Preceding Specified Surface = 1.525

1



Verifica di stabilità in condizioni sismiche

** PCSTABL5M **

by
Purdue University

1

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

Run Date: 04-23-04
Time of Run: 11:42am
Run By: -
Input Data Filename: C:19B.SI
Output Filename: C:19B.OUT
Unit: SI
Plotted Output Filename: C:19B.PLT

PROBLEM DESCRIPTION Verifica di stabilit... imbocco ITRI Vari
ante SS7 Appia SISMICA

BOUNDARY COORDINATES

6 Top Boundaries
7 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type Below Bnd
1	.00	10.00	15.00	10.00	2
2	15.00	10.00	15.10	18.50	2
3	15.10	18.50	15.30	24.80	2
4	15.30	24.80	17.80	24.80	2
5	17.80	24.80	25.50	29.60	2
6	25.50	29.60	64.00	33.00	2
7	15.00	18.50	64.00	22.70	1

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

2 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (KN/m3)	Saturated Unit Wt. (KN/m3)	Cohesion Intercept (KPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constant (KPa)	Piez. Surface No.
1	20.0	20.0	15.0	26.0	.00	.0	1
2	20.0	20.0	25.0	26.0	.00	.0	1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 10.00

Piezometric Surface No. 1 Specified by 2 Coordinate Points

Point No.	X-Water (m)	Y-Water (m)
1	.00	9.90
2	45.00	10.00

A Horizontal Earthquake Loading Coefficient
Of .070 Has Been Assigned

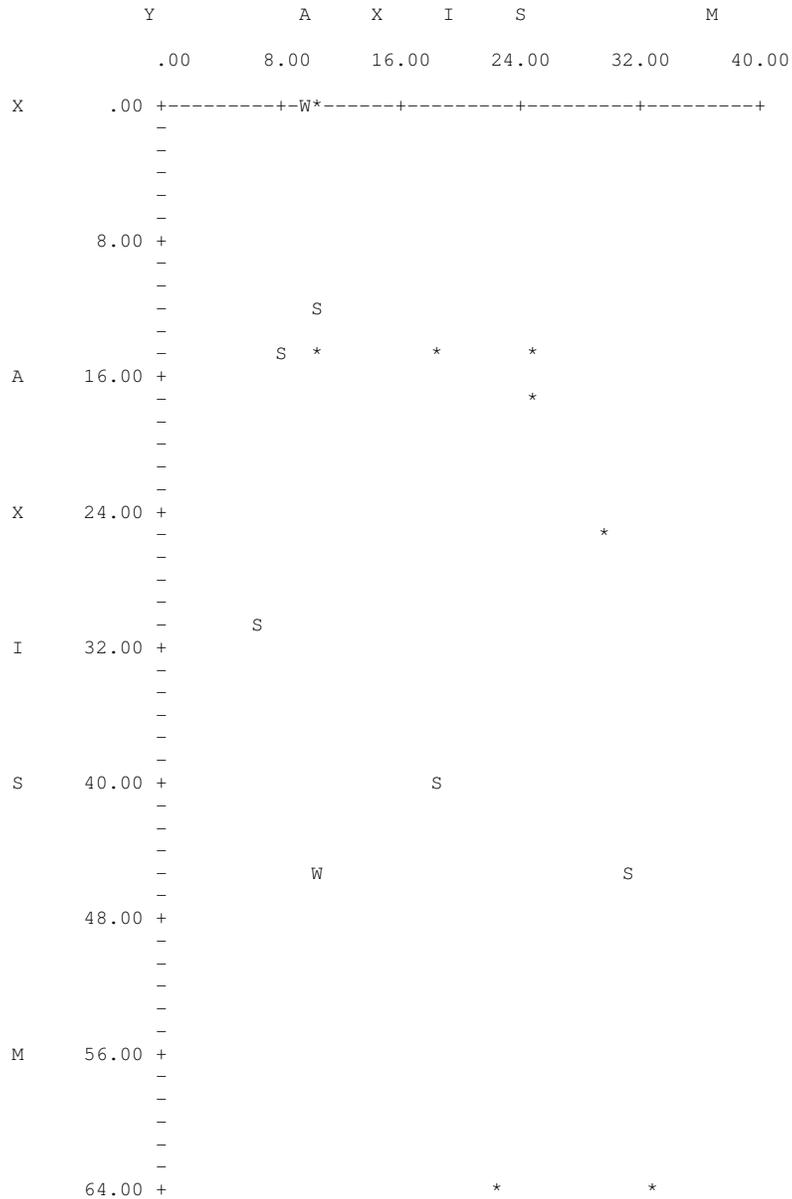
A Vertical Earthquake Loading Coefficient
Of .000 Has Been Assigned

Cavitation Pressure = .0 (KPa)

Trial Failure Surface Specified By 5 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	11.60	10.00
2	15.00	8.00
3	30.50	6.70
4	40.00	18.50
5	45.50	29.00

Factor Of Safety For The Preceding Specified Surface = 1.361



APPENCICE B

GN Costamezza – Imbocco lato Balzorile

Analisi opere di sostegno dell'imbocco e verifiche di stabilità

1. ANALISI DELL'OPERA DI SOSTEGNO
 - 1.1 Descrizione delle scelte progettuali
 - 1.2 Stratigrafia di calcolo e parametri di progetto
 - 1.3 Metodo di calcolo
 - 1.4 Parametri di calcolo
 - 1.4.1 Parametri di spinta
 - 1.4.2 Parametri di interazione terreno struttura
 - 1.5 Schemi di calcolo
 - 1.6 Risultati delle elaborazioni
2. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI DELL'OPERA DI SOSTEGNO
 - 2.1 Verifica delle travi di ripartizione
 - 2.2 Verifica dei tiranti
 - 2.3 Verifica dell'acciaio armonico
 - 2.4 Verifica delle fondazioni
3. ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE

Analisi delle opere di sostegno – Elaborati di calcolo "Paratie"

Analisi di stabilità globale – Elaborati di calcolo PCStab15M

1. ANALISI DELL'OPERA DI SOSTEGNO

1.1 Descrizione delle scelte progettuali

Per la realizzazione dell'imbocco della galleria naturale Costamezza lato Balzorile, si prevede la realizzazione di opere di sostegno quali paratie multitirantate. Le paratie sono costituite da pali $D = 1200$ mm aventi interasse longitudinale variabile da 1.36 a 1.42 m e lunghezza $L = 8.0 \div 20.0$ m, con la presenza di più ordini di tiranti (fino ad un massimo di tre), in funzione delle altezze di scavo.

Di seguito si riporta il dimensionamento delle opere di sostegno previste e le metodologie di calcolo.

Le analisi vengono condotte con riferimento alla sezione n. 228, rappresentativa delle condizioni più gravose per gli imbocchi (altezza massima di scavo circa 13.0 m).

1.2 Stratigrafia di calcolo e parametri di progetto

La formazione interessata dagli scavi è costituita da argille con gessi.

I parametri geotecnici adottati nei calcoli sono di seguito riportati; cautelativamente per il calcolo nei primi 15.0 m di profondità sono stati assunti i parametri minimi di resistenza sotto mostrati.

argille con gessi da 0.0 m fino a profondità di interesse progettuale

$$\gamma' = 20.5 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 10 \div 20 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 26^\circ$$

$$E = 10 \div 20 \text{ MPa}$$

Cautelativamente è stato assunto il livello della falda a fondo scavo.

Per ulteriori approfondimenti sulle caratteristiche geotecniche di tale formazione si rimanda alla relazione geotecnica.

1.3 Metodo di calcolo

Al fine di rappresentare il comportamento delle paratie durante le varie fasi di lavoro (scavi ed inserimento contrasti) è opportuno l'impiego di un metodo di calcolo iterativo atto a simulare l'interazione in fase elasto-plastica terreno-paratia.

A tale scopo si impiega il programma di calcolo "PARATIE" della HarpaCeas s.r.l. di Milano.

Lo studio del comportamento di un elemento di paratia inserito nel terreno viene effettuato tenendo conto della deformabilità dell'elemento stesso, considerato in regime elastico, e soggetto alle azioni derivanti dalla spinta dei terreni, dalle eventuali differenze di pressione idrostatiche, dalle spinte dovute ai sovraccarichi esterni e dalla presenza degli elementi di contrasto.

La paratia viene discretizzata con elementi finiti monodimensionali a due gradi di libertà per nodo (spostamento orizzontale e rotazione).

Il terreno viene schematizzato secondo un modello elasto-plastico; esso reagisce elasticamente sino a valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del segno dello stesso spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva.

Gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di spinta "a riposo".

Con tale metodo, si può quindi seguire analiticamente la successione delle fasi di costruzione, di carico e di contrasto; consentendo di fornire informazioni attendibili sull'entità delle deformazioni e sugli effetti che esse inducono sul diagramma delle pressioni esercitate dal terreno sulla paratia.

1.4 Parametri di calcolo

Il metodo di calcolo richiede la definizione di altri parametri, valutati in funzione delle caratteristiche geotecniche e fisiche dei terreni, delle caratteristiche geometriche e strutturali dell'opera.

1.4.1 Parametri di spinta

- pressione a riposo: $P'o = K_o \cdot \sigma'_v$
con: $K_o =$ coefficiente di spinta a riposo.
 $\sigma'_v =$ tensione verticale efficace;

- pressione attiva: $P'a = K_a \cdot \sigma'_v - c' \cdot K_{ac}$.
con: $K_a =$ coefficiente di spinta attiva, funzione di φ' e δa ;
 $K_{ac} = 2 \cdot (K_a)^{0.5}$;
 $\delta a =$ angolo di attrito terreno-paratia = $0.6 \cdot \varphi'$

- pressione passiva: $P'p = K_p \cdot \sigma'_v + c' \cdot K_{pc}$.

con: K_p = coefficiente di spinta attiva, funzione di φ' e $\delta\alpha$;

$$K_{pc} = 2 \cdot (K_p)^{0.5} ;$$

$$\delta\rho = \text{attrito terreno-paratia} = 0.5 \cdot \varphi' \leq 15^\circ$$

1.4.2 Parametri di interazione terreno struttura

La rigidezza delle molle schematizzanti il terreno è proporzionale al modulo elastico del terreno definito dalla relazione

$$E_s = R \cdot (P/P_r)^n$$

con:

R = parametro dipendente dalla compressibilità del terreno, avente le dimensioni di un modulo elastico;

n = coefficiente adimensionale;

P = pressione media = $(\sigma'_v + \sigma'_h) / 2$;

σ'_v = tensione verticale efficace;

σ'_h = tensione orizzontale efficace;

P_r = pressione di riferimento (98.1 kPa).

Per l'unità stratigrafica si considerano i seguenti parametri:

da 0.0 m a 15.0 m dal p.c.:

$$K_o = 0.56$$

$$K_a = 0.377 \quad \text{con } \alpha = 4^\circ \text{ (inclinazione del p.c.)}$$

$$K_p = 3.64$$

$E_{uc} = 40000$ kPa modulo di compressione vergine

$E_{ur} = 60000$ kPa modulo scarico-ricarico.

per profondità > 15.0 m dal p.c.:

$$K_o = 0.56$$

$$K_a = 0.377 \quad \text{con } \alpha = 4^\circ \text{ (inclinazione del p.c.)}$$

$$K_p = 3.64$$

$E_{uc} = 60000$ kPa modulo di compressione vergine

$E_{ur} = 90000$ kPa modulo scarico-ricarico.

1.5 Schemi di calcolo

L'analisi è stata condotta in condizioni statiche con riferimento alla sezione n. 228 (figura 1.5.a).

Gli schemi geometrici sono riportati negli allegati di calcolo.

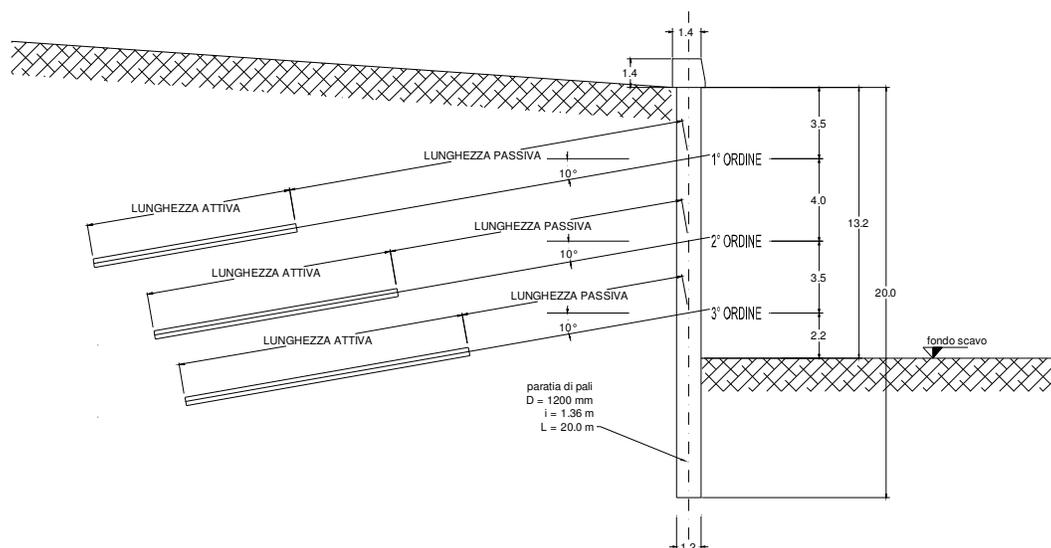


Figura 1.5.a

Di seguito si riportano le fasi di calcolo da analizzare in successione. Lo zero di riferimento per il calcolo è stato considerato a testa paratia.

Step 1: esecuzione dei pali $D=1200$ mm; inizializzazione geostatica.

Step 2: scavo fino a quota -3.8 m dal p.c. con l'esecuzione della trave di coronamento (140×140) cm;

Step 3: inserimento del primo ordine di tiranti a quota -3.5 m dal p.c. avente le seguenti caratteristiche:

$n = 4$	(trefoli in acciaio armonico da 0.6 pollici = 140 mm^2);
$L_p = 13 \text{ m}$	(lunghezza del tratto libero);
$L_a = 10 \text{ m}$	(lunghezza del tratto di fondazione);
$D_p = 180 \text{ mm}$	(diametro di perforazione);
$i = 2.6 \text{ m}$	(interasse longitudinale);
$\alpha = 10^\circ$	(inclinazione rispetto all'orizzontale);
$F_o = 350 \text{ kN}$	(sforzo di pretensione);
2HE180A	trave di ripartizione;

Step 4: scavo fino a quota -7.8 m dal p.c.;

Step 5: inserimento del secondo ordine di tiranti a quota -7.5 m dal p.c. avente le seguenti caratteristiche:

$n = 4$	(trefoli in acciaio armonico da 0.6 pollici = 140 mm^2);
$L_p = 10 \text{ m}$	(lunghezza del tratto libero);
$L_a = 10 \text{ m}$	(lunghezza del tratto di fondazione);
$D_p = 180 \text{ mm}$	(diametro di perforazione)
$i = 2.6 \text{ m}$	(interasse longitudinale);
$\alpha = 10^\circ$	(inclinazione rispetto all'orizzontale);
$F_o = 400 \text{ kN}$	(sforzo di pretensione);
2HE200A	trave di ripartizione;

Step 6: scavo fino a quota -11.3 m dal p.c.;

Step 7: inserimento del terzo ordine di tiranti a quota -11.0 m dal p.c. avente le seguenti caratteristiche:

$n = 5$	(trefoli in acciaio armonico da 0.6 pollici = 140 mm^2);
$L_p = 6 \text{ m}$	(lunghezza del tratto libero);
$L_a = 10 \text{ m}$	(lunghezza del tratto di fondazione);
$D_p = 220 \text{ mm}$	(diametro di perforazione)
$i = 2.6 \text{ m}$	(interasse longitudinale);
$\alpha = 10^\circ$	(inclinazione rispetto all'orizzontale);
$F_o = 550 \text{ kN}$	(sforzo di pretensione);
2HE200A	trave di ripartizione;

Step 8: scavo fino a fondo scavo a quota -13.2 m dal p.c.;

Step 9: abbattimento dei parametri di resistenza a valori minimi:

- per profondità da 0.0 m a 15.0 m da p.c.: $c' = 10 \text{ kPa}$

- per profondità > 15.0 m da p.c.: $c' = 15 \text{ kPa}$.

1.6 Risultati delle elaborazioni

In accordo al metodo di calcolo ed ai parametri esposti precedentemente, per lo schema descritto si ottengono i seguenti risultati.

Le sollecitazioni sono riferite ad un metro di sviluppo longitudinale di paratia:

$M_{\max+} = 430$ ($z = -12.6 \text{ m}$)	$\text{kN}\cdot\text{m} / \text{m}$	Momento massimo lato scavo;
$M_{\max-} = 192$ ($z = -15.8 \text{ m}$)	$\text{kN}\cdot\text{m} / \text{m}$	Momento massimo lato terra;
$T_{\max} = 265$ ($z = -14.6 \text{ m}$)	kN / m	Taglio massimo;
$F_1 = 188$	kN / m	Sollecitazione massima sul primo tirante;

F2 = 204	kN / m	Sollecitazione massima sul secondo tirante;
F3 = 235	kN / m	Sollecitazione massima sul terzo tirante;

2. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI DELL'OPERA DI SOSTEGNO

2.1 Verifica delle travi di ripartizione

Per la valutazione del momento massimo si adotta cautelativamente uno schema a trave continua il cui carico (considerato uniformemente distribuito) è determinato sulla base dello sforzo dei tiranti e della loro spaziatura. Il momento flettente viene valutato con la seguente relazione:

$$M = p \cdot lh^2 / 10$$

Dove:

$$p = N_Q / lh = \text{reazione di equilibrio al tiro del tirante [F} \cdot \text{L}^{-1}\text{].}$$

$$N_Q = \text{tiro di progetto del tirante;}$$

$$lh = 2.6 \text{ m} = \text{interasse orizzontale dei tiranti.}$$

Nella valutazione del momento flettente si tiene conto del comportamento duttile della trave e tale valore assume il significato di momento intermedio tra appoggio e campata.

Sulla base dei risultati delle analisi precedentemente riportate si hanno le seguenti sollecitazioni flettenti sulle travi:

Ordine	N _Q	p	M
[-]	[kN]	[kN/m]	[kN·m]
1°	489	188	127
2°	530	204	138
3°	611	235	159

Le verifiche delle travi sono state svolte alle tensioni ammissibili:

$$\sigma = M / (n \cdot W) < \sigma_{amm}$$

dove

n = numero dei profili che costituiscono la trave

W = modulo resistente del singolo profilo metallico.

Essendo:

$$W = 294 \text{ cm}^3 \text{ per HE180A}$$

$W = 389 \text{ cm}^3$ per HE200A

risulta

$\sigma = M / W < 240 \text{ MPa}$ per acciaio tipo Fe510.

In definitiva si adotta:

Ordine	n.trefoli	Travi
[-]	[-]	[-]
1°	4	2HEA180
2°	4	2HEA200
3°	5	2HEA200

2.2 Verifica dei tiranti

Sulla base della sezione precedentemente analizzata, si ottengono le seguenti sollecitazioni sui tiranti tenendo conto dell'interasse tra di essi:

1° ordine: $N_Q = 188 \cdot 2.6 = 489 \text{ kN}$; $La = 10 \text{ m}$;

2° ordine: $N_Q = 204 \cdot 2.6 = 530 \text{ kN}$; $La = 10 \text{ m}$;

3° ordine: $N_Q = 235 \cdot 2.6 = 611 \text{ kN}$; $La = 10 \text{ m}$.

In seguito viene riportata una tabella in cui si riassumono le caratteristiche dei tiranti:

Ordine	n.trefoli	Dp	La	Lp	α	i_{long}	F_o	F	N_Q
[-]	[-]	[mm]	[m]	[m]	[°]	[m]	[kN]	[kN/m]	[kN]
1°	4	180	10	13	10	2.6	350	188	489
2°	4	180	10	10	10	2.6	400	204	530
3°	5	220	10	6	10	2.6	550	235	611

dove:

Dp = diametro di perforazione

La = lunghezza tratto attivo del tirante

Lp = lunghezza tratto passivo del tirante

α = inclinazione rispetto all'orizzontale

F_o = sforzo di pretensione

F = sforzo sul tirante al metro lineare

N_Q = sforzo sul singolo tirante

2.3 Verifica dell'acciaio armonico

Per l'acciaio dei trefoli si considerano le seguenti caratteristiche:

$$\text{tensione di snervamento: } f_{p(1)k} = 1640 \text{ N/mm}^2;$$

$$\text{tensione di rottura: } f_{ptk} = 1855 \text{ N/mm}^2.$$

Il trefolo ha una sezione nominale di 140 mm² ed un diametro nominale di 15.2 mm.

Le tensioni ammissibili in condizioni di esercizio e di collaudo sono pari a:

$$\sigma_{amm}^e = 0.9 \cdot 0.6 \cdot f_{ptk} = 1001 \text{ N/mm}^2 \quad \text{esercizio};$$

$$\sigma_{amm}^e = 0.9 \cdot 0.85 \cdot f_{p(1)k} = 1254 \text{ N/mm}^2 \quad \text{collaudo}.$$

Pertanto la massima tensione sull'acciaio per la sezione di calcolo analizzata, risulta essere:

in fase di esercizio:

$$N_Q(2^\circ) / n / A_s = 530 \cdot 1000 / 4 / 140 = 946 < 1001 \text{ N/mm}^2;$$

$$N_Q(3^\circ) / n / A_s = 611 \cdot 1000 / 5 / 140 = 873 < 1001 \text{ N/mm}^2;$$

in fase di collaudo:

$$N_Q(2^\circ) \cdot 1.2 / n / A_s = 530 \cdot 1.2 \cdot 1000 / 4 / 140 = 1136 < 1254 \text{ N/mm}^2.$$

$$N_Q(3^\circ) \cdot 1.2 / n / A_s = 611 \cdot 1.2 \cdot 1000 / 5 / 140 = 1047 < 1254 \text{ N/mm}^2.$$

2.4 Verifica delle fondazioni

Le verifiche vengono condotte in accordo alle Raccomandazioni AICAP 1993, le quali prescrivono un fattore di sicurezza minimo FS = 2.0 per la fondazione dei tiranti provvisori quali quelli in oggetto.

La fondazione dei tiranti (La) sarà eseguita con iniezione di malta cementizia (ed additivi) ad alta pressione, con il metodo IRS (Iniezioni Ripetute e Selettive attraverso valvole disposte ad interasse non superiore a 0.75 m).

La perforazione ha diametro nominale:

$$D_p \geq 180 \text{ mm per i tiranti con un numero di trefoli pari a quattro}$$

$$D_p \geq 220 \text{ mm per i tiranti con un numero di trefoli pari a cinque}$$

In considerazione delle caratteristiche tecnologiche e dei terreni si valuta una tensione di adesione laterale limite fondazione-terreno:

$\alpha\tau = 250 \text{ kPa}$ (riferita al diametro nominale di perforazione).

Per i tiranti del 1° e 2° ordine il coefficiente di sicurezza minimo risulta:

$$FS = (\pi \cdot D_p \cdot L_a \cdot \alpha\tau) / NQ = (\pi \cdot 0.18 \cdot 10 \cdot 250) / 530 = 2.66 > 2.0.$$

Per i tiranti del 3° ordine il coefficiente di sicurezza minimo risulta:

$$FS = (\pi \cdot D_p \cdot L_a \cdot \alpha\tau) / NQ = (\pi \cdot 0.22 \cdot 10 \cdot 250) / 611 = 2.83 > 2.0.$$

I parametri di progetto, le modalità e le tecnologie esecutive saranno sottoposti a verifica mediante la realizzazione di un campo prova.

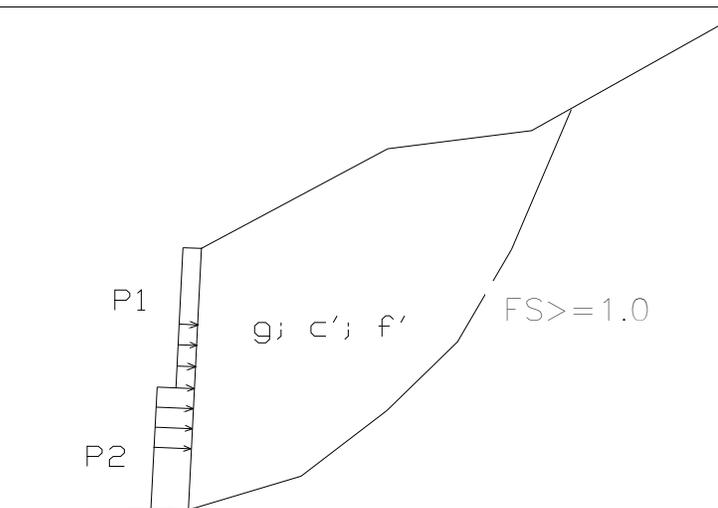
3. ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE

In seguito al dimensionamento della tirantatura eseguito con il programma di calcolo "PARATIE", si procede ad una ulteriore verifica della tirantatura, sulla base di considerazioni di equilibrio limite globale in funzione del carico necessario per avere un coefficiente minimo di sicurezza, sulla superficie di scivolamento più critica, maggiore di 1.0.

I carichi equivalenti alla tirantatura (P1, P2), applicati al profilo di scavo sono determinati con riferimento al tiro ammissibile dei tiranti stessi.

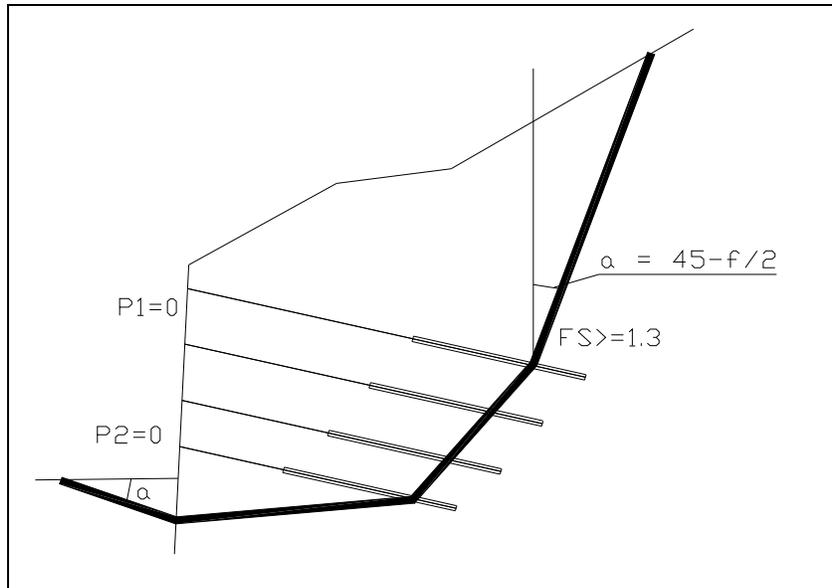
Dati i parametri geotecnici dell'ammasso, si svolgono le verifiche di stabilità, applicando al profilo di scavo i carichi equivalenti della tirantatura e si verifica che il coefficiente di sicurezza risulti ≥ 1 .

La seguente figura riporta schematicamente il procedimento di analisi:



Nel caso in esame $P1 = P2 = P$.

Inoltre per verificare la lunghezza dei tiranti si esegue una verifica di stabilità globale su una superficie imposta secondo il seguente schema geometrico:



In prossimità della paratia, la superficie passa ad una profondità simile alla distanza tra il fondo scavo e l'ultimo tirante, mentre in prossimità delle fondazioni dei tiranti la superficie passa a $2/3 \div 3/4$ della lunghezza della fondazione. In questo caso non è applicato nessun carico sulla parete di scavo.

La verifica di stabilità viene svolta anche in condizioni sismiche considerando come parametri geotecnici di progetto quelli a breve termine. Il coefficiente di sicurezza deve risultare ≥ 1.3 secondo quanto richiesto dalla normativa vigente.

Le verifiche di stabilità globale vengono eseguite assumendo i seguenti parametri geotecnici di progetto:

unità 1: argille con gessi

$$\gamma' = 20.5 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 15 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 26^\circ$$

Cautelativamente sono state eseguite le analisi, sia in condizioni statiche, sia in condizioni sismiche, assumendo come valore di coesione drenata il valore medio tra il range definito nella relazione geotecnica.

Il livello di falda è stata assunta a quota di fondo scavo.

Nel seguito si riportano le analisi di stabilità, svolte secondo le metodologie precedentemente illustrate, per ciascuna sezione di calcolo.

Verifica della tirantatura

La seguente tabella riassume le caratteristiche principali dei tiranti:

Ordine	n.trefoli	Dp	La	Lp	α	interasse	Tamm
[-]	[-]	[mm]	[m]	[m]	[°]	[m]	[kN]
1°	4	180	10	13	10	2.6	560
2°	4	180	10	10	10	2.6	560
3°	5	220	10	6	10	2.6	700

Il carico equivalente applicato sul profilo dello scavo risulta:

$$P1 = (560 \cdot 2) / 2.6 \approx 431 \text{ kN/m} \quad \text{carico relativo ai primi due ordini di tiranti}$$

$$P2 = 700 / 2.6 \approx 269 \text{ kN/m} \quad \text{carico relativo al 3° ordine di tiranti}$$

Il coefficiente di sicurezza ottenuto in condizioni statiche è: $FS = 1.08$.

La figura 3.a riassume i risultati dell'elaborazione.

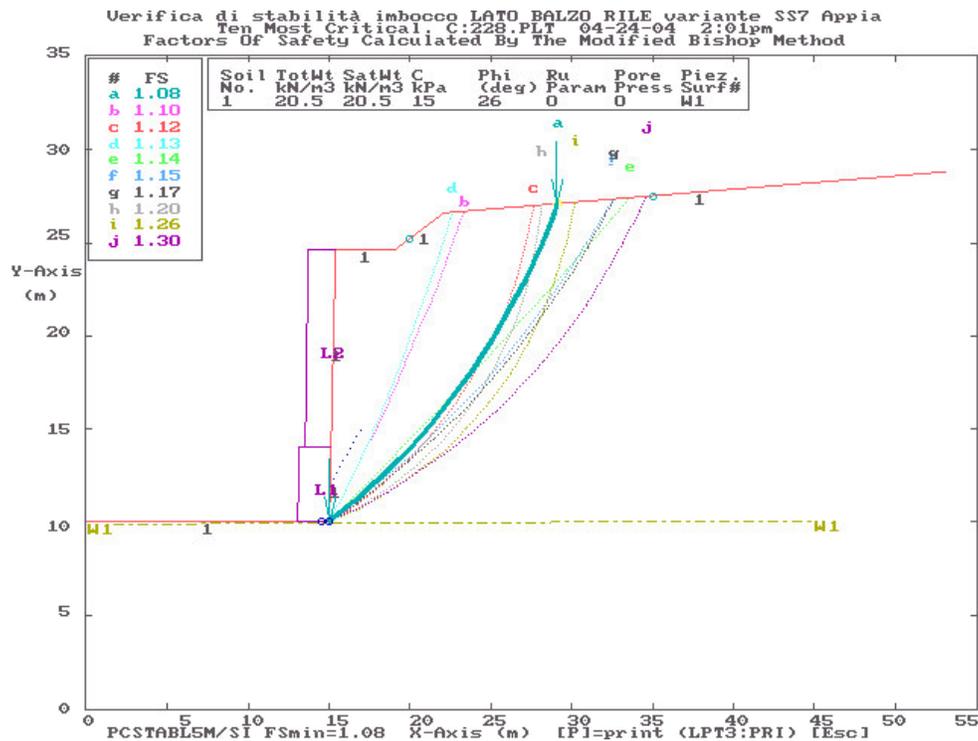


Figura 3.a

Verifica di stabilità in condizioni statiche (verifica lunghezza dei tiranti)

Dall'analisi in condizioni statiche risulta un coefficiente di sicurezza pari a: $FS = 1.68$.

Nella figura 3.b è riportato lo schema considerato.

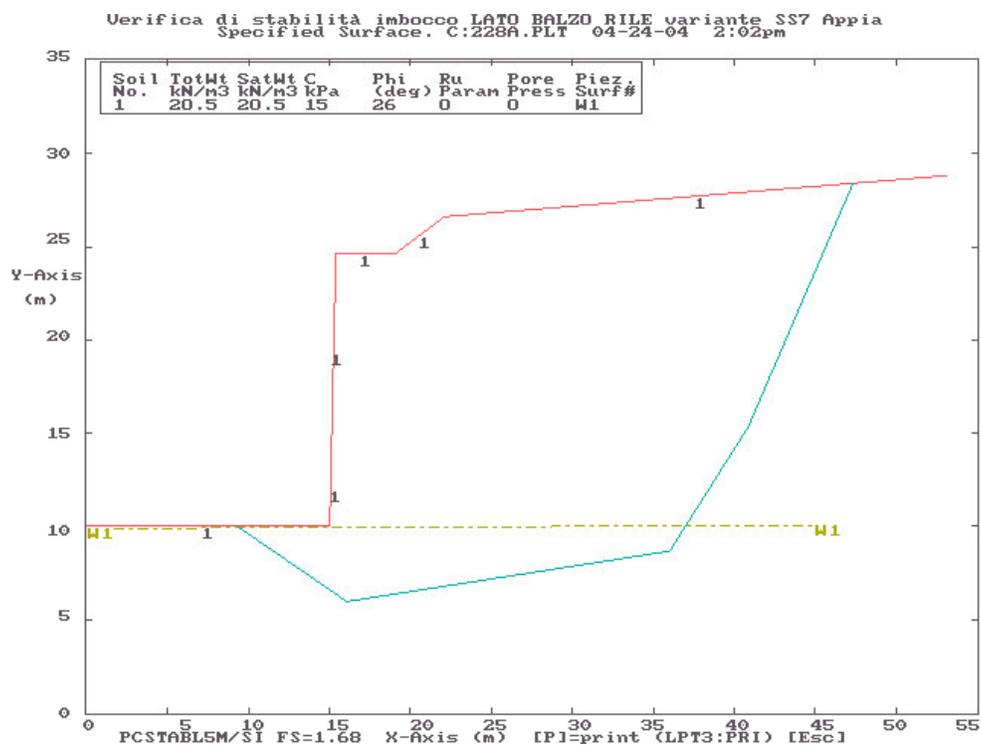


Figura 3.b

Verifica di stabilità in condizione sismica

Dall'analisi in condizioni sismiche risulta un coefficiente di sicurezza pari a: $FS = 1.4$.

Nella figura 3.c è riportato lo schema considerato.

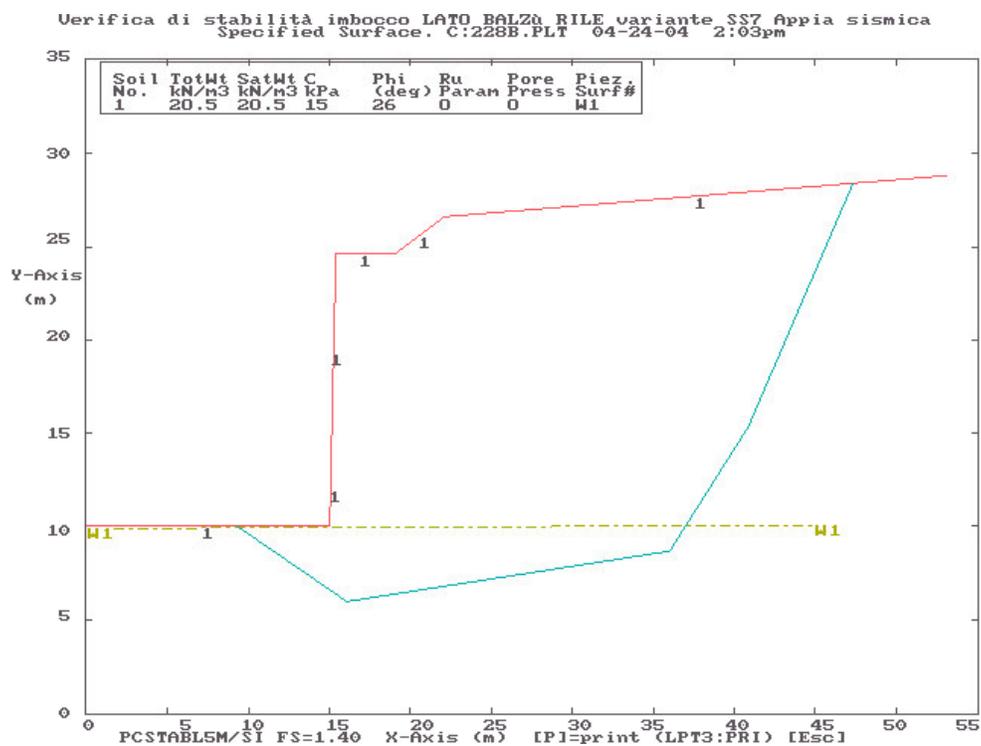
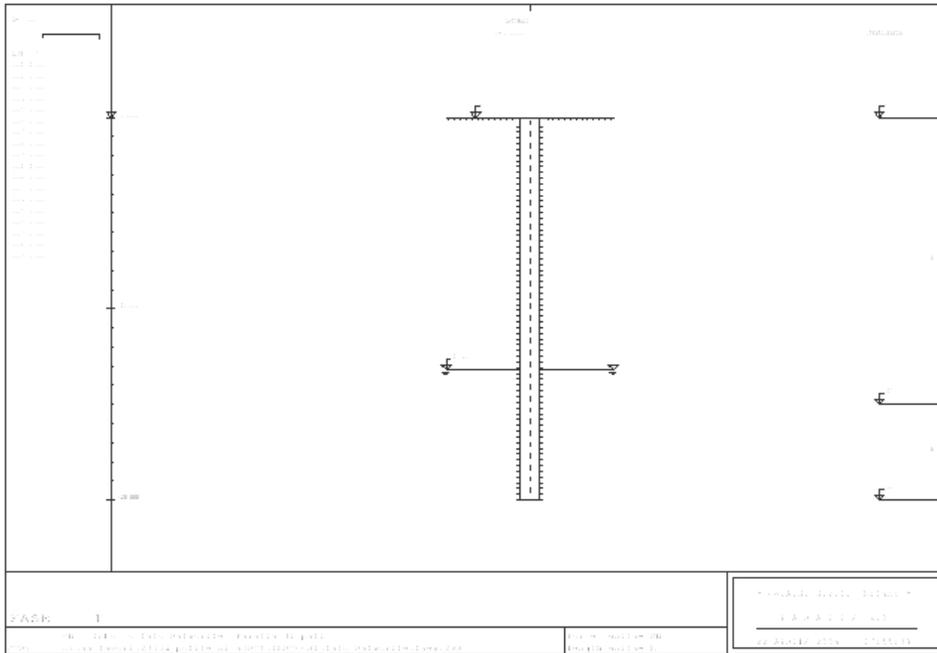


Figura 3.c

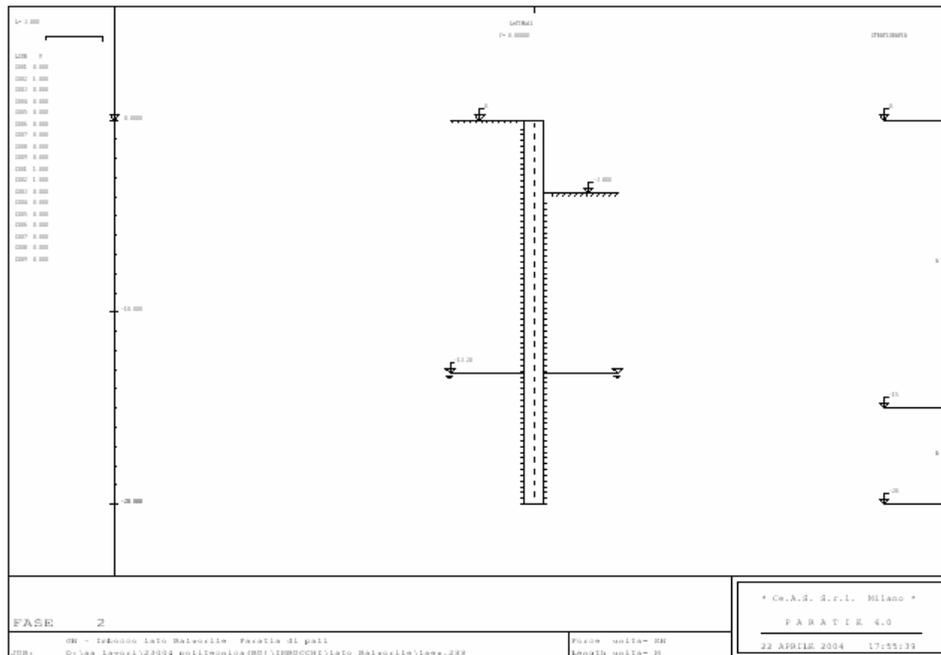
APPENDICE B.1
Elaborati di calcolo “Paratie”

SCHEMI GRAFICI INPUT

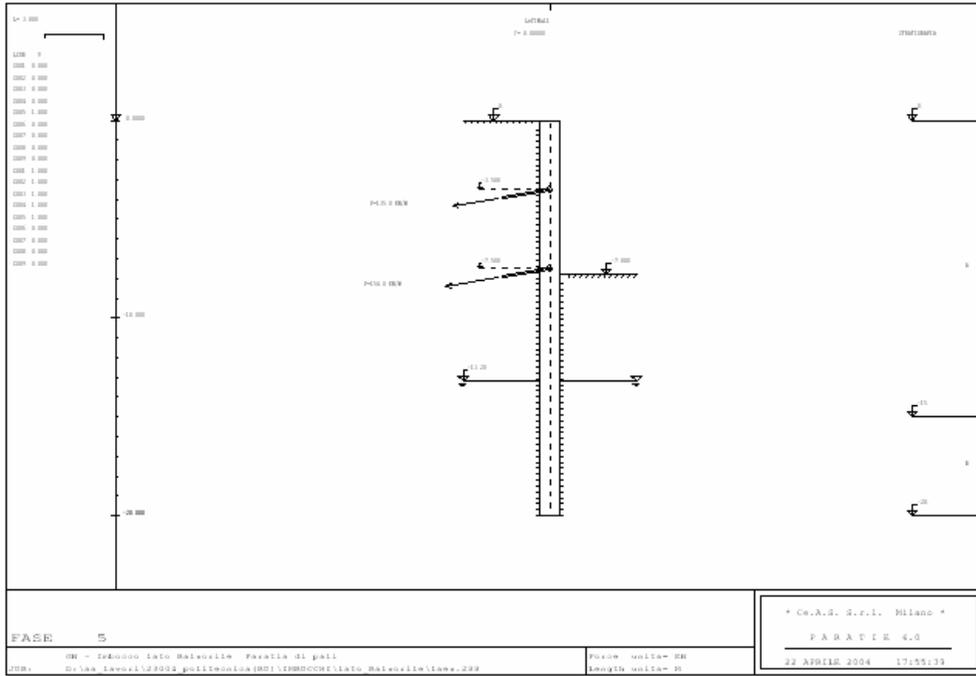
Step 1



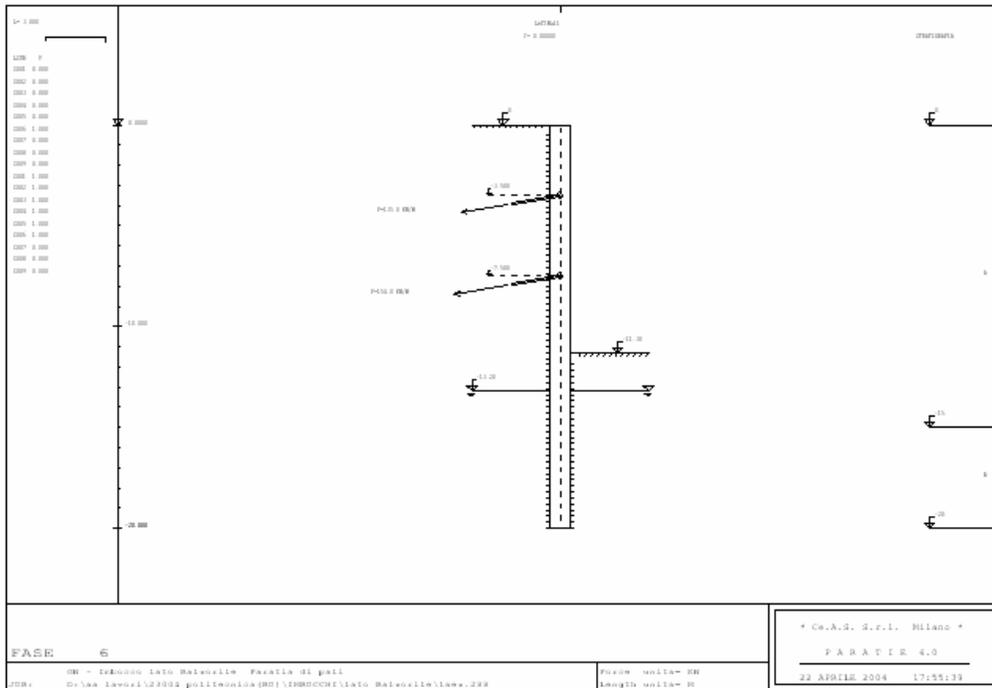
Step 2



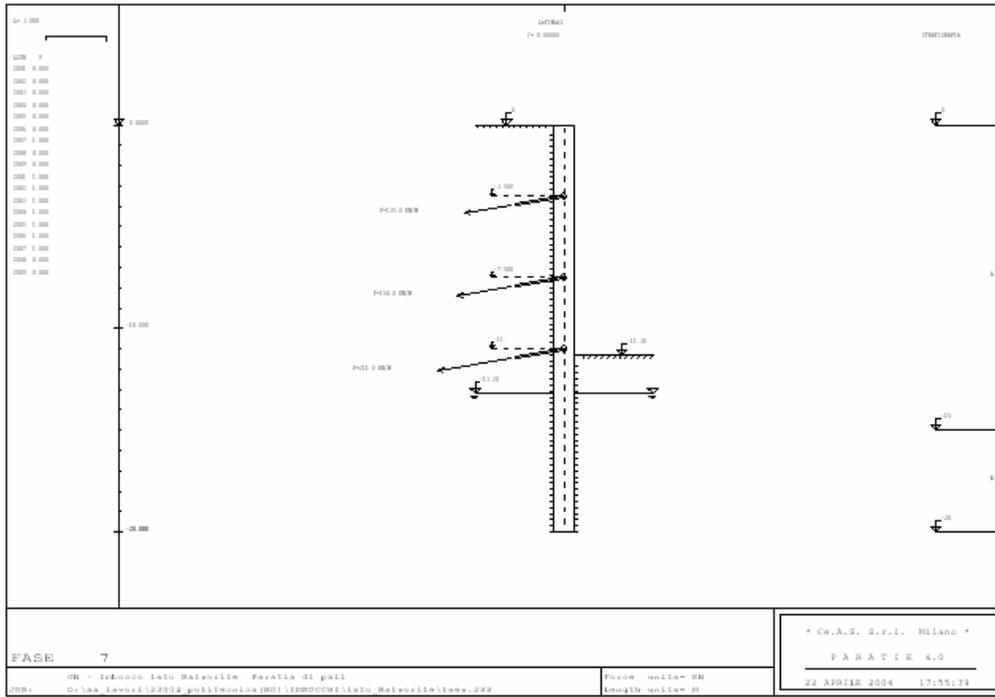
Step 5



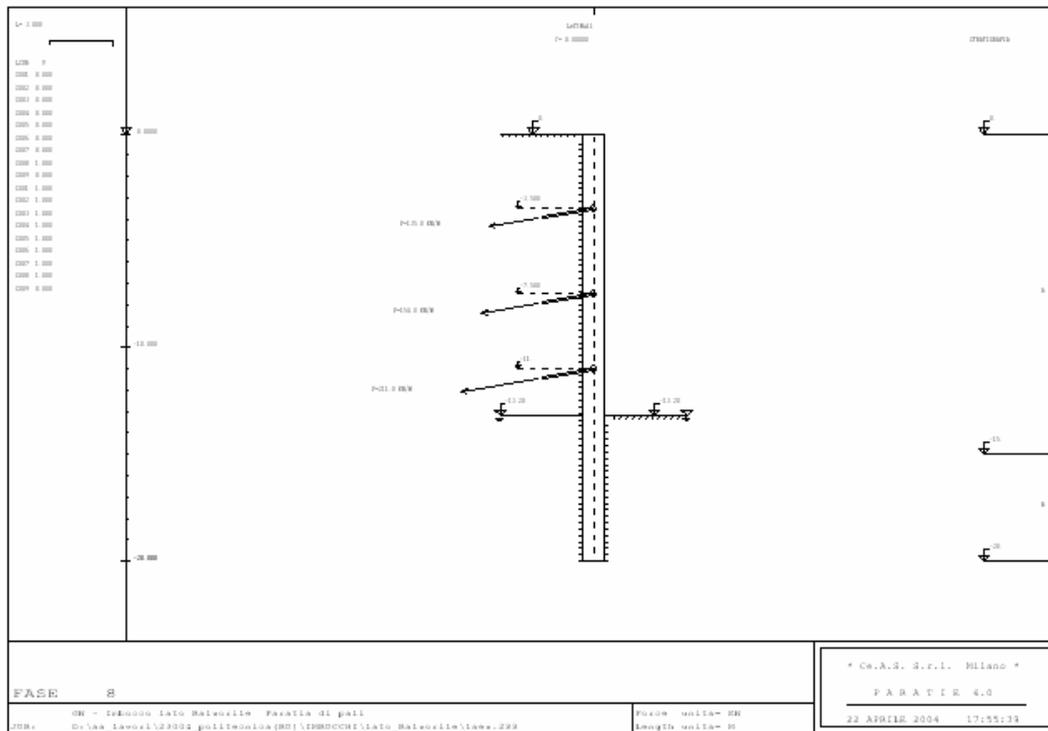
Step 6



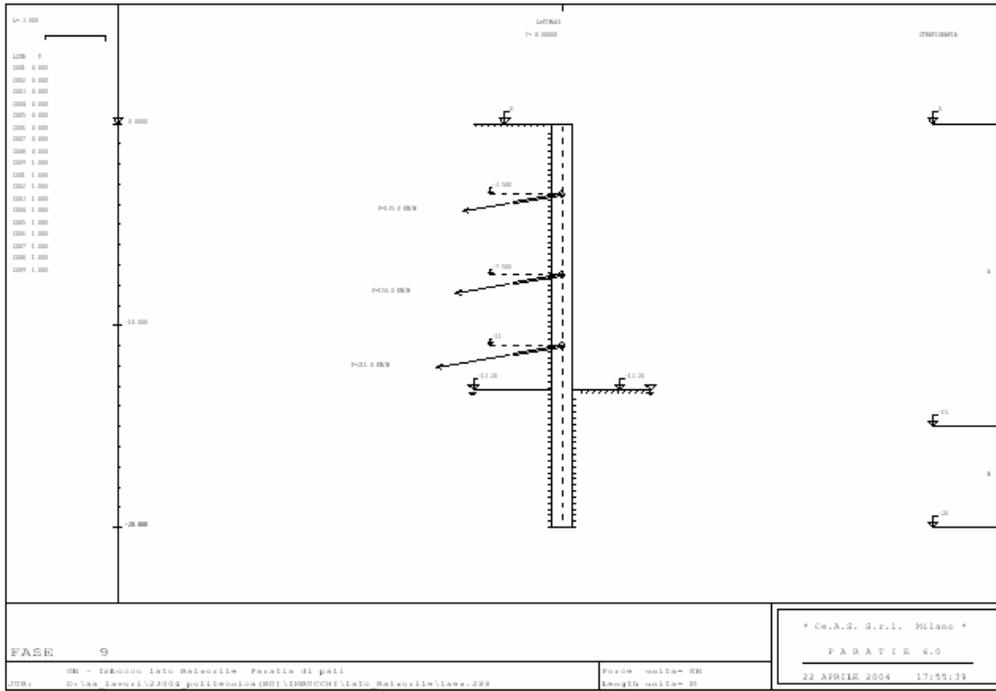
Step 7

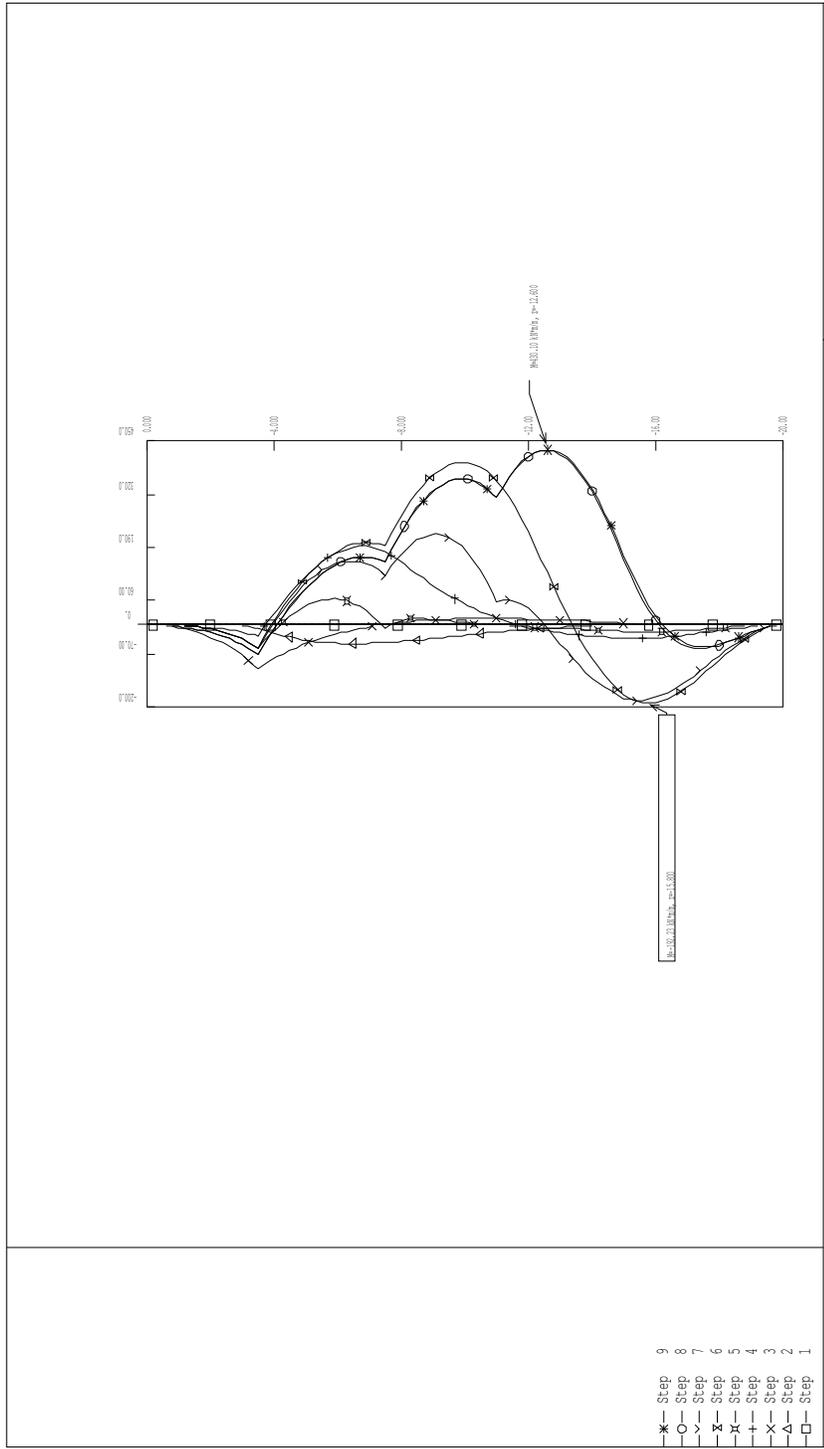


Step 8



Step 9



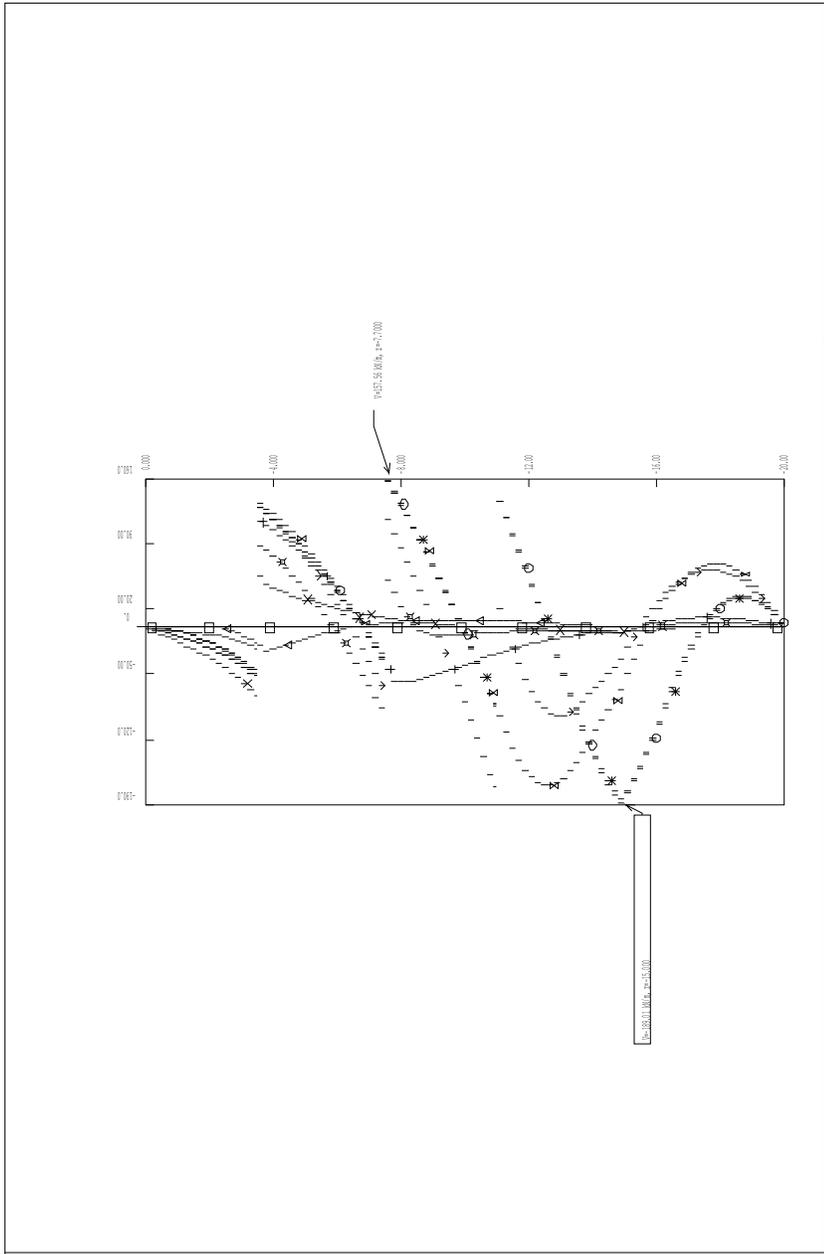


* Ge.A.S. S.r.l. Milano *
 P A R T I E 6.0
 22 APRILE 2014 15:13:34

MOMENTI FLETTENTI [kN*m/m]
 INVILOPO DA 1 A 9 SCALA GEOM.: 1.55

C:\ - Imbocco Into Balconile Pratica di pali
 P:\A\1000\131001\politecnica\GEO\IMBOSCHIL\Inte.Balco\Inte.Balco

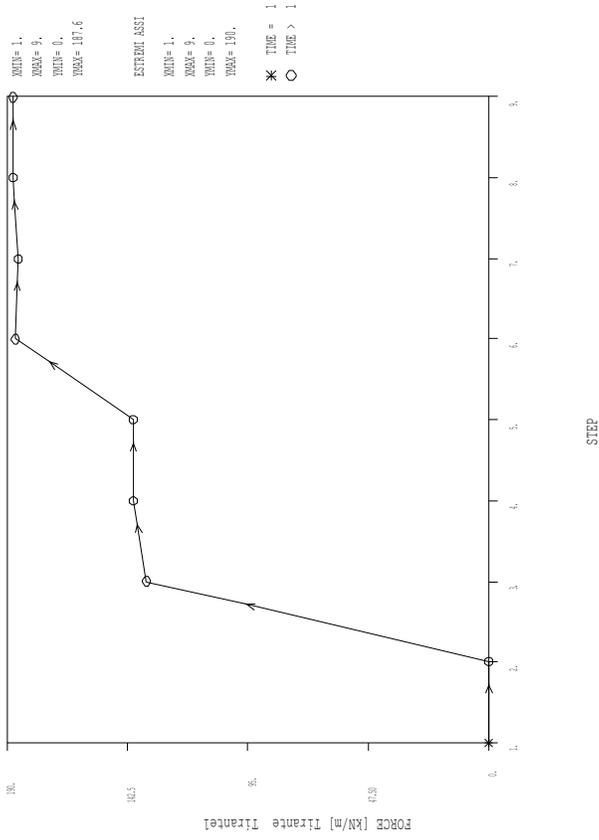
FORSE UNITA' M
 LEGGI UNITA' M



* Ce.A.S. S.r.l. Milano *
 P A R T I E 6.0
 22.04.2014 18:13:34

Tagli [M/m]
 INVILUPPO DA 1 A 9
 SCALA GEOM.: 1.55
 Foce unita-BN
 C:\Users\lucio\Documents\BOL\Imbocco lato Biorzelle\Biorzelle\Biorzelle\Biorzelle.dwg

Tirante Tirante1	
STEP	FORCE [KN/m]
1.	0.
2.	0.
3.	135.
4.	140.2
5.	140.4
6.	146.7
7.	145.4
8.	147.6
9.	147.6



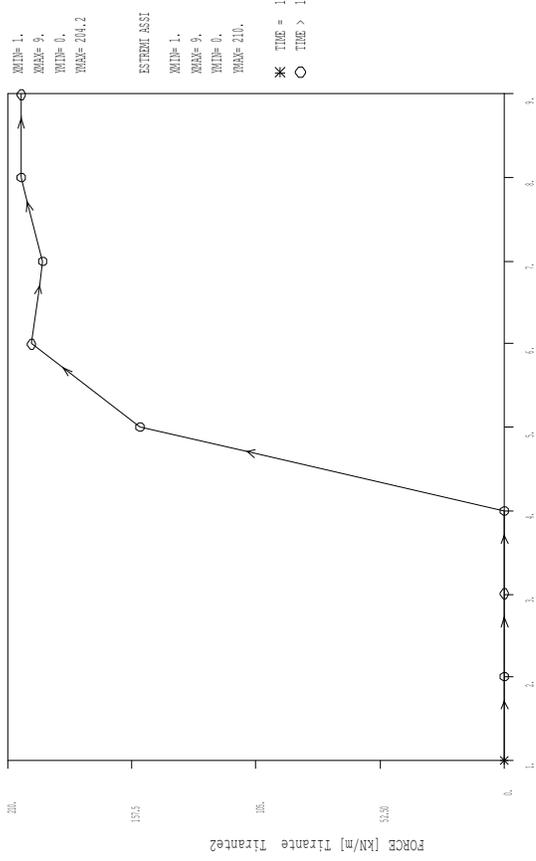
DAI PASSO 1 AL PASSO 9
 DIAGRAMMA VARIABILE X / VARIABILE Y

CN - Imoco lato Balzevie Paschia di pali
 P:\ha_lavori\1111111111\politecnico\DO\IMOCO\lato_Balzevie\Pali\ha\1111111111.dwg

Force units= KN
 Length units= M

* Co.A.S. S.r.l. Milano *
 PART. 6.0
 22.08.1984

Tirante_Tirante2	
STEP	FORCE [kN/m]
1.	0.
2.	0.
3.	0.
4.	0.
5.	154.
6.	199.9
7.	195.1
8.	204.1
9.	204.2

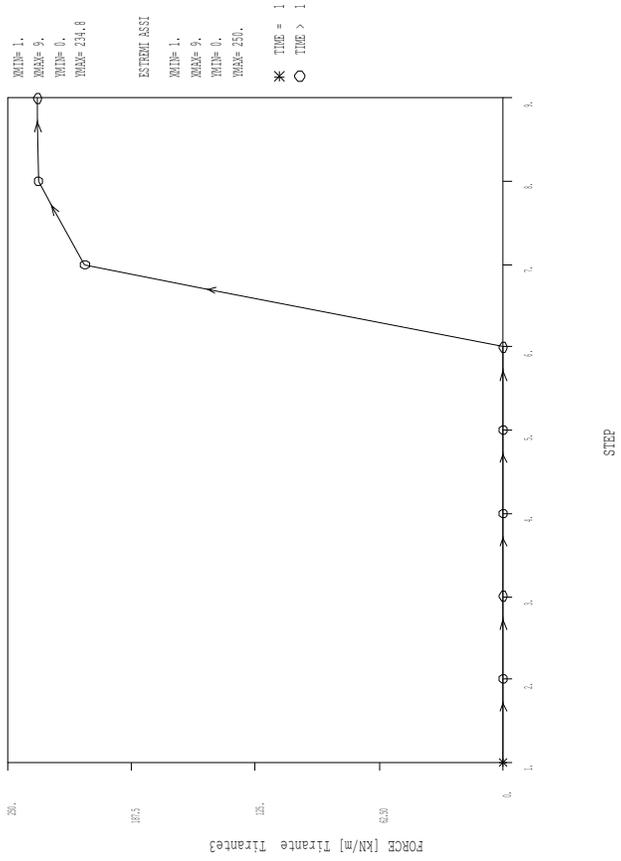


* Co.S. S.r.l. Milano *
 P.A.T.I.E 6.0
 22.09.2004 16:11:34

DAL PASSO 1 AL PASSO 9
 DIAGRAMMA VARIABILE X / VARIABILE Y
 Force units= KN
 Length units= M

G:\ - Imbocco lato Balicorie Pastia di pali
 P:\aa_lavori\22014-costruzioni\BO\IMB00CF\lato_Balicorie\lger.z88

Tirante_Tirame1	
STEP	FORCE (kN/m)
1.	0.
2.	0.
3.	0.
4.	0.
5.	0.
6.	0.
7.	211.
8.	234.6
9.	234.6



DAL PASSO 1 AL PASSO 9
 DIAGRAMMA VARIABILE X / VARIABILE Y

GN - Imbocco lato Bascotte Paratia di pali
 P:\Asa_Lavori\2304\politemica\BO\IMBCCO\lato_Bascotte\per_288

JOB:

Force units= KN
 Length units= M

* Co.A.S. S.r.l. Milano *
 PARTIE 6.0
 22.08.2004 16:13:34

APPENDICE B.2

***Analisi di stabilità globale
Tabulati di calcolo PCStabl5M***

Verifica della tirantatura

** PCSTABL5M **

by
Purdue University

1

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

Run Date: 04-22-04
Time of Run: 5:19pm
Run By: -
Input Data Filename: C:228.SI
Output Filename: C:228.OUT
Unit: SI
Plotted Output Filename: C:228.PLT

PROBLEM DESCRIPTION Verifica di stabilit... imbocco LATO BALZO
RILE variante SS7 Appia

BOUNDARY COORDINATES

6 Top Boundaries
6 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type Below Bnd
1	.00	10.00	15.00	10.00	1
2	15.00	10.00	15.10	14.00	1
3	15.10	14.00	15.30	24.60	1
4	15.30	24.60	19.10	24.60	1
5	19.10	24.60	22.10	26.60	1
6	22.10	26.60	53.10	28.80	1

1

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

1 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (KN/m3)	Saturated Unit Wt. (KN/m3)	Cohesion Intercept (KPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constant (KPa)	Piez. Surface No.
1	20.5	20.5	15.0	26.0	.00	.0	1

1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 10.00

Piezometric Surface No. 1 Specified by 2 Coordinate Points

Point No.	X-Water (m)	Y-Water (m)
1	.00	9.90
2	45.00	10.00

1

BOUNDARY LOAD(S)

2 Load(s) Specified

Load No.	X-Left (m)	X-Right (m)	Intensity (KPa)	Deflection (deg)
1	15.00	15.10	2690.0	89.0
2	15.10	15.30	2155.0	89.0

NOTE - Intensity Is Specified As A Uniformly Distributed Force Acting On A Horizontally Projected Surface.

1

Searching Routine Will Be Limited To An Area Defined By 1 Boundaries Of Which The First 0 Boundaries Will Deflect Surfaces Upward

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)
1	15.00	12.00	17.00	15.00

1

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

60 Trial Surfaces Have Been Generated.

30 Surfaces Initiate From Each Of 2 Points Equally Spaced Along The Ground Surface Between X = 14.50 m and X = 15.00 m

Each Surface Terminates Between X = 20.00 m and X = 35.00 m

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation At Which A Surface Extends Is Y = 5.00 m

2.00 m Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

1

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical First.

* * Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method * *

Failure Surface Specified By 13 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	15.00	10.01
2	16.64	11.16
3	18.21	12.39
4	19.71	13.71
5	21.15	15.10
6	22.51	16.57
7	23.79	18.10

8	24.99	19.70
9	26.11	21.36
10	27.14	23.08
11	28.08	24.84
12	28.92	26.66
13	29.10	27.10

Circle Center At X = -6.3 ; Y = 41.9 and Radius, 38.4

*** 1.082 ***

Individual data on the 16 slices

Slice No.	Width (m)	Weight (N)	Water Force		Tie Force		Earthquake Force			
			Top (N)	Bot (N)	Norm (N)	Tan (N)	Hor (N)	Ver (N)	Surcharge Load (N)	
1	.1	1223.8	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	81868.3
2	.2	11437.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	*****
3	1.3	116048.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
4	1.6	126008.9	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
5	.9	65875.1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
6	.6	43583.8	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
7	1.4	99395.5	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
8	1.0	63366.3	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
9	.4	26331.9	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
10	1.3	74858.8	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
11	1.2	58995.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
12	1.1	44032.9	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
13	1.0	30210.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
14	.9	17753.8	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
15	.8	6880.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
16	.2	237.7	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0

Failure Surface Specified By 11 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	15.00	10.01
2	16.02	11.73
3	17.01	13.46
4	17.97	15.22
5	18.90	16.99
6	19.79	18.78
7	20.66	20.58
8	21.49	22.40
9	22.29	24.23
10	23.06	26.08
11	23.30	26.69

Circle Center At X = -82.1 ; Y = 68.8 and Radius, 113.5

*** 1.100 ***

Verifica di stabilità in condizioni statiche

** PCSTABL5M **

by
Purdue University

1

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

Run Date: 04-22-04
Time of Run: 5:21pm
Run By: -
Input Data Filename: C:228A.SI
Output Filename: C:228A.OUT
Unit: SI
Plotted Output Filename: C:228A.PLT

PROBLEM DESCRIPTION Verifica di stabilit... imbocco LATO BALZO
RILE variante SS7 Appia

BOUNDARY COORDINATES

6 Top Boundaries
6 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type Below Bnd
1	.00	10.00	15.00	10.00	1
2	15.00	10.00	15.10	14.00	1
3	15.10	14.00	15.30	24.60	1
4	15.30	24.60	19.10	24.60	1
5	19.10	24.60	22.10	26.60	1
6	22.10	26.60	53.10	28.80	1

1

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

1 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (KN/m3)	Saturated Unit Wt. (KN/m3)	Cohesion Intercept (KPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constant (KPa)	Piez. Surface No.
1	20.5	20.5	15.0	26.0	.00	.0	1

1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 10.00

Piezometric Surface No. 1 Specified by 2 Coordinate Points

Point No.	X-Water (m)	Y-Water (m)
1	.00	9.90
2	45.00	10.00

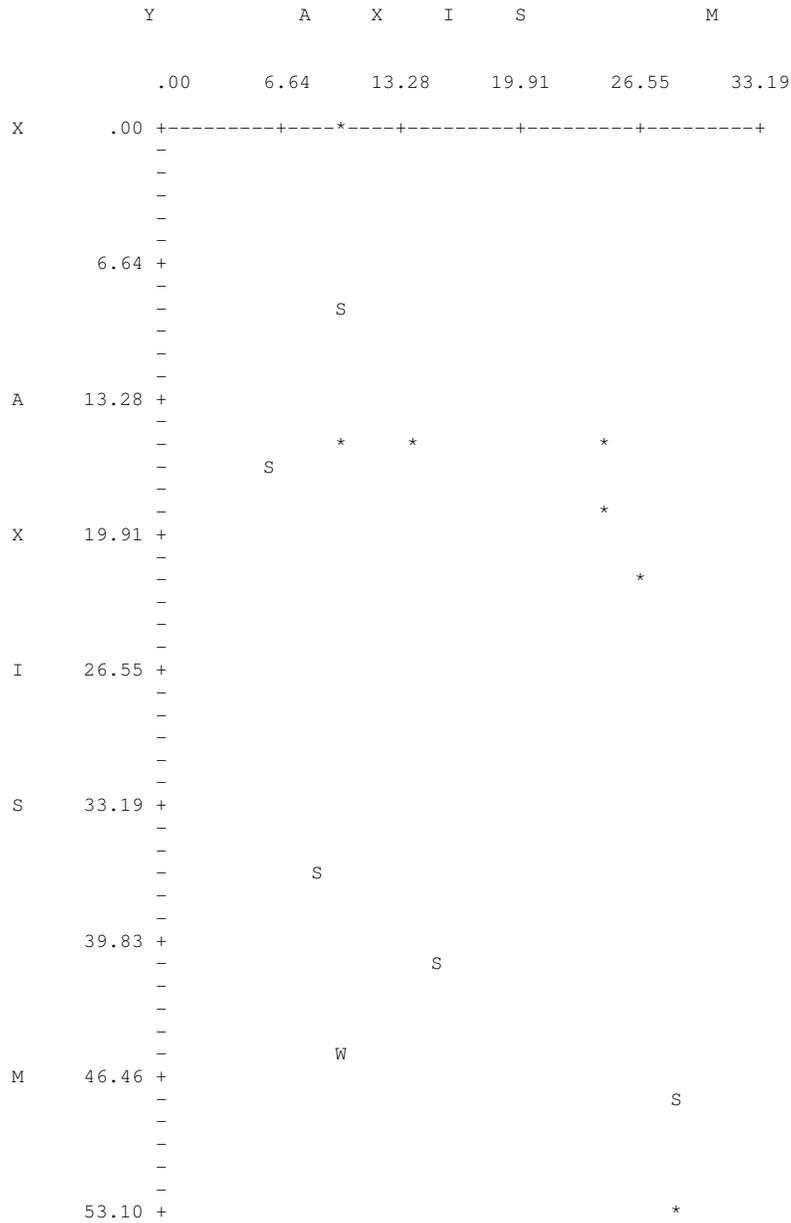
1

Trial Failure Surface Specified By 5 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	9.30	10.00
2	16.10	6.00
3	36.00	8.60
4	40.90	15.30
5	47.30	28.40

1

Factor Of Safety For The Preceding Specified Surface = 1.676



Verifica di stabilità in condizioni sismiche

** PCSTABL5M **

by
Purdue University

1

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

Run Date: 04-21-04
Time of Run: 7:52pm
Run By: -
Input Data Filename: C:228B.SI
Output Filename: C:228B.OUT
Unit: SI
Plotted Output Filename: C:228B.PLT

PROBLEM DESCRIPTION Verifica di stabilit... imbocco LATO BALZ-
RILE variante SS7 Appia sismica

BOUNDARY COORDINATES

6 Top Boundaries
6 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type Below Bnd
1	.00	10.00	15.00	10.00	1
2	15.00	10.00	15.10	14.00	1
3	15.10	14.00	15.30	24.60	1
4	15.30	24.60	19.10	24.60	1
5	19.10	24.60	22.10	26.60	1
6	22.10	26.60	53.10	28.80	1

1

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

1 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (KN/m3)	Saturated Unit Wt. (KN/m3)	Cohesion Intercept (KPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constant (KPa)	Piez. Surface No.
1	20.5	20.5	15.0	26.0	.00	.0	1

1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 10.00

Piezometric Surface No. 1 Specified by 2 Coordinate Points

Point No.	X-Water (m)	Y-Water (m)
1	.00	9.90
2	45.00	10.00

A Horizontal Earthquake Loading Coefficient
Of .070 Has Been Assigned

A Vertical Earthquake Loading Coefficient
Of .000 Has Been Assigned

Cavitation Pressure = .0 (KPa)

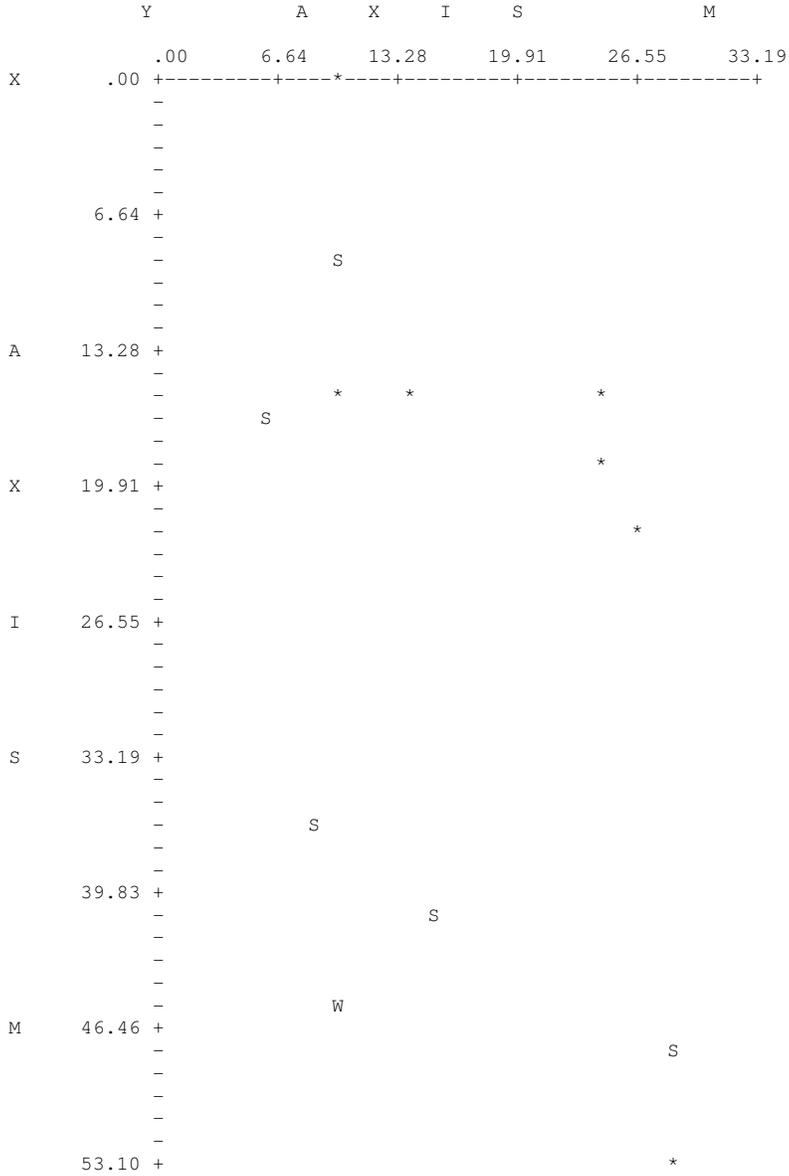
1

Trial Failure Surface Specified By 5 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	9.30	10.00
2	16.10	6.00
3	36.00	8.60
4	40.90	15.30
5	47.30	28.40

Factor Of Safety For The Preceding Specified Surface = 1.399

1



APPENCICE C

GA Balzorile 1

Analisi opere di sostegno e verifiche di stabilità

1. ANALISI DELL'OPERA DI SOSTEGNO
 - 1.1 Descrizione delle scelte progettuali
 - 1.2 Stratigrafia di calcolo e parametri di progetto
 - 1.3 Metodo di calcolo
 - 1.4 Parametri di calcolo
 - 1.4.1 Parametri di spinta
 - 1.4.2 Parametri di interazione terreno struttura
 - 1.5 Schema di calcolo
 - 1.6 Risultati delle elaborazioni
2. VERIFICA DI RESISTENZA
 - 2.1 Verifica del palo

Elaborati di calcolo "Paratie"

1. ANALISI DELL'OPERA DI SOSTEGNO

1.1 Descrizione delle scelte progettuali

La galleria artificiale "Balzorile 1", viene realizzata a paratie contrapposte e solettone piano con scavo a foro cieco. In particolare le paratie sono costituite da pali di diametro $D = 1200$ mm, lunghezza $L = 14.0$ m ed interasse longitudinale $i = 1.3$ m, collegate in testa da una trave di spessore 1.3 m e lunghezza 14.5 m.

In corrispondenza della sezione n. 245, circa, è presente un fabbricato in prossimità dell'opera in esame. Al fine di proteggere l'edificio durante la realizzazione della GA, si prevede l'esecuzione di una paratia di pali $D = 800$ mm, $i = 1.0$ m e lunghezza $L = 9.0$ m, disposta a monte della struttura scatolare, per un'estensione longitudinale di circa 25.0 m.

1.2 Stratigrafia di calcolo e parametri di progetto

La formazione interessata dagli scavi è costituita principalmente da argille caotiche e/o detritiche con la presenza locale di argille con gessi.

Ai fini del dimensionamento si considera cautelativamente una porzione alterata di spessore circa 10.0 m dal p.c. . Quindi la stratigrafia di calcolo è rappresentata da due unità con i seguenti parametri geotecnici cautelativi di progetto:

unità 1: argille caotiche alterate

$$\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 10 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 24^\circ$$

unità 2: argille caotiche

$$\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 20 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 24^\circ$$

Cautelativamente è stato assunto il livello della falda a fondo scavo.

La scelta dei parametri di progetto è stata effettuata sulla base del range di valori relativo alle argille caotiche ed alle argille con gessi definiti in relazione geotecnica, posizionandosi sui valori minimi.

Per ulteriori approfondimenti sulle caratteristiche geotecniche di tali formazioni si rimanda alla relazione geotecnica.

1.3 Metodo di calcolo

Al fine di rappresentare il comportamento delle paratie durante le varie fasi di lavoro (scavi e inserimento contrasti) è opportuno l'impiego di un metodo di calcolo iterativo atto a simulare l'interazione in fase elasto-plastica terreno-paratia.

A tale scopo si impiega il programma di calcolo "PARATIE" della HarpaCeas s.r.l. di Milano.

Lo studio del comportamento di un elemento di paratia inserito nel terreno viene effettuato tenendo conto della deformabilità dell'elemento stesso, considerato in regime elastico, e soggetto alle azioni derivanti dalla spinta dei terreni, dalle eventuali differenze di pressione idrostatiche, dalle spinte dovute ai sovraccarichi esterni e dalla presenza degli elementi di contrasto.

La paratia viene discretizzata con elementi finiti monodimensionali a due gradi di libertà per nodo (spostamento orizzontale e rotazione).

Il terreno viene schematizzato secondo un modello elasto-plastico; esso reagisce elasticamente sino a valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del segno dello stesso spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva.

Gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di spinta "a riposo".

Con tale metodo, si può quindi seguire analiticamente la successione delle fasi di costruzione, di carico e di contrasto; consentendo di fornire informazioni attendibili sull'entità delle deformazioni e sugli effetti che esse inducono sul diagramma delle pressioni esercitate dal terreno sulla paratia.

1.4 Parametri di calcolo

Il metodo di calcolo richiede la definizione di altri parametri, valutati in funzione delle caratteristiche geotecniche e fisiche dei terreni, delle caratteristiche geometriche e strutturali dell'opera.

1.4.1 Parametri di spinta

-pressione a riposo: $P'o = K_o \cdot \sigma'v$

con: K_o = coefficiente di spinta a riposo.

$\sigma'v$ = tensione verticale efficace;

-pressione attiva: $P'a = K_a \cdot \sigma'v - c' \cdot K_{ac}$.

con: K_a = coefficiente di spinta attiva, funzione di ϕ' e δa ;

$$K_{ac} = 2 \cdot (K_a)^{0.5};$$

$$\delta a = \text{angolo di attrito terreno-paratia} = 0.6 \cdot \varphi'$$

-pressione passiva: $P'p = K_p \cdot \sigma'_v + c' \cdot K_{pc}$.

con: $K_p =$ coefficiente di spinta attiva, funzione di φ' e δa ;

$$K_{pc} = 2 \cdot (K_p)^{0.5};$$

$$\delta p = \text{attrito terreno-paratia} = 0.5 \cdot \varphi' \leq 15^\circ.$$

1.4.2 Parametri di interazione terreno struttura

La rigidezza delle molle schematizzanti il terreno sono proporzionali al modulo elastico del terreno definito dalla relazione

$$E_s = R \cdot (P/Pr)^n$$

con:

$R =$ parametro dipendente dalla compressibilità del terreno, avente le dimensioni di un modulo elastico;

$n =$ coefficiente adimensionale;

$P =$ pressione media $= (\sigma'_v + \sigma'_h) / 2$;

$\sigma'_v =$ tensione verticale efficace;

$\sigma'_h =$ tensione orizzontale efficace;

$Pr =$ pressione di riferimento (98.1 kPa).

Per le diverse unità stratigrafiche si considerano i seguenti parametri:

- unità 1:

$$K_o = 0.59$$

$$K_a = 0.387$$

$$E_{uc} = 40000 \text{ kPa}$$

$$E_{ur} = 60000 \text{ kPa}$$

$$K_p = 3.2$$

modulo di compressione vergine

modulo scarico-ricarico

- unità 2:

$$K_o = 0.59$$

$$K_a = 0.387$$

$$E_{uc} = 60000 \text{ kPa}$$

$$E_{ur} = 90000 \text{ kPa}$$

$$K_p = 3.2$$

modulo di compressione vergine

modulo scarico-ricarico

1.5 Schema di calcolo

Il calcolo è stato eseguito con riferimento alla sezione n. 245, vedasi figura 1.5.a, in quanto rappresentativa della situazione più gravosa per la GA in esame.

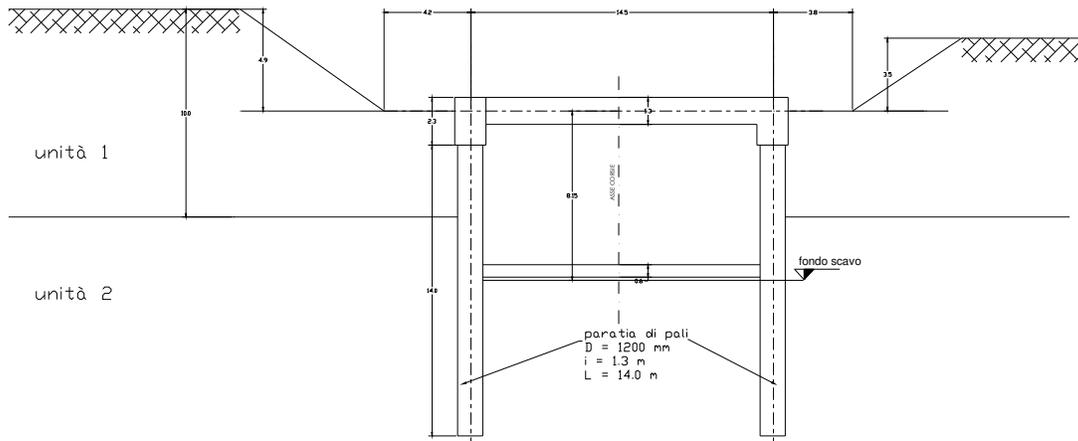


Figura 1.5.a

Di seguito si riportano le fasi di calcolo da analizzare in successione. Lo zero di riferimento per il calcolo è fissato in corrispondenza dell'asse del solettone sommitale.

Step 1: esecuzione dei pali $D=1200$ mm relativi alla paratia di sinistra e di destra dell'opera scatolare; inizializzazione geostatica.

Step 2: realizzazione del solettone sommitale di altezza $H = 1.3$ m, con applicazione del carico dovuto al peso proprio.

Step 3: scavo fino a quota -8.15 m dal p.c. (fondo scavo); applicazione del carico dovuto alle due scarpate presenti ai lati dello scatolare valutato rispettivamente per la paratia di sinistra pari a $q=120$ kPa, mentre per la paratia di destra pari a $q=70$ kPa; tali carichi vengono ricondotti ad un incremento di spinta sulla paratia, mediante lo schema di figura 1.5.b .

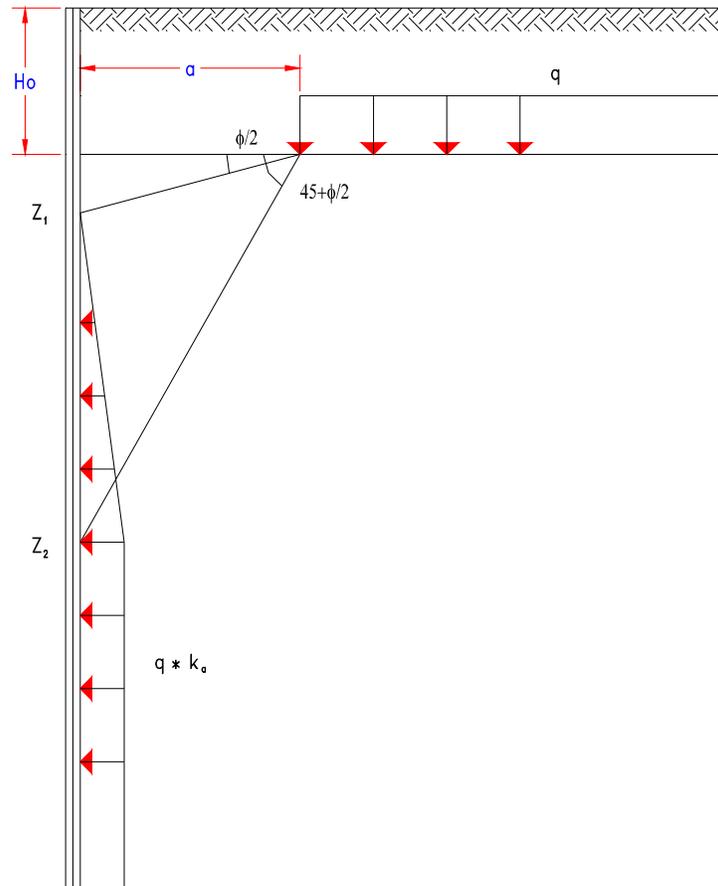


Figura 1.5.b

Con:

$$H_0 = 0$$

$$a \text{ (sx)} = 7.0 \text{ m}$$

distanza inizio carico da asse paratia di sinistra

$$a \text{ (dx)} = 5.5 \text{ m}$$

distanza inizio carico da asse paratia di destra

$$\varphi' = 24^\circ$$

angolo di resistenza al taglio

$$k_a = 0.387$$

coefficiente di spinta attiva

$$q \text{ (sx)} = 6 \cdot 20 = 120 \text{ kPa}$$

sovraccarico applicato alla paratia di sinistra

$$q \text{ (dx)} = 3.5 \cdot 20 = 70 \text{ kPa}$$

sovraccarico applicato alla paratia di destra

Step 4: realizzazione della soletta di base di spessore $h = 0.6 \text{ m}$.

Step 5: ritombamento della struttura scatolare: applicazione del sovraccarico dovuto al ricoprimento con terreno in posto valutato come:

$$M = q \cdot l^2/12$$

applicato in testa alla paratia ai due estremi del solettone sommitale

Dove:

$q = 2.5 \cdot 20 = 50 \text{ kPa}$ carico dovuto ad uno spessore di 2.5 m di terreno

$l = 14.5 \text{ m}$ larghezza della struttura scatolare

1.6 Risultati delle elaborazioni

In accordo al metodo di calcolo ed ai parametri esposti precedentemente, si ottengono i seguenti risultati. Le seguenti sollecitazioni sono riferite ad un metro di sviluppo longitudinale:

$M_{\max} = 688$ ($z = -1.6 \text{ m}$)	$\text{kN}\cdot\text{m} / \text{m}$	Momento massimo in testa ai pali di sinistra;
$M_{\max}^- = 664$ ($z = -1.6 \text{ m}$)	$\text{kN}\cdot\text{m} / \text{m}$	Momento massimo in testa ai pali di destra;
$T_{\max} = 290$ ($z = -1.6 \text{ m}$)	kN / m	Taglio massimo in testa ai pali di sinistra;
$T_{\max}^- = 289$ ($z = -1.6 \text{ m}$)	kN / m	Taglio massimo in testa ai pali di destra;
$M_{\max} = 384$ ($z = -7.85 \text{ m}$)	$\text{kN}\cdot\text{m} / \text{m}$	Momento massimo lungo il fusto dei pali di sinistra;
$M_{\max}^- = 383$ ($z = -7.85 \text{ m}$)	$\text{kN}\cdot\text{m} / \text{m}$	Momento massimo lungo il fusto dei pali di destra;
$\delta_{\max} \approx 4$ ($z = -10 \text{ m}$)	mm	Spostamento massimo della paratia di sinistra;
$\delta_{\max} \approx 3.4$ ($z = -9.4 \text{ m}$)	mm	Spostamento massimo della paratia di destra.

In Appendice C1 vengono riportati i tabulati di calcolo relativi ai risultati sopra sintetizzati.

Sono state effettuate le analisi anche per l'ipotesi di reinterro prima dell'esecuzione dello scavo e si sono ottenute le seguenti sollecitazioni:

$M_{\max} = 663$ ($z = -1.6 \text{ m}$)	$\text{kN}\cdot\text{m} / \text{m}$	Momento massimo in testa ai pali di sinistra;
$M_{\max}^- = 641$ ($z = -1.6 \text{ m}$)	$\text{kN}\cdot\text{m} / \text{m}$	Momento massimo in testa ai pali di destra;
$T_{\max} = 271$ ($z = -1.6 \text{ m}$)	kN / m	Taglio massimo in testa ai pali di sinistra;
$T_{\max}^- = 270$ ($z = -1.6 \text{ m}$)	kN / m	Taglio massimo in testa ai pali di destra;
$M_{\max} = 264$ ($z = -7.4 \text{ m}$)	$\text{kN}\cdot\text{m} / \text{m}$	Momento massimo lungo il fusto dei pali di sinistra;
$M_{\max}^- = 267$ ($z = -7.4 \text{ m}$)	$\text{kN}\cdot\text{m} / \text{m}$	Momento massimo lungo il fusto dei pali di destra;
$\delta_{\max} \approx 3.6$ ($z = -12.8 \text{ m}$)	mm	Spostamento massimo della paratia di sinistra;
$\delta_{\max} \approx 2.8$ ($z = -10.6 \text{ m}$)	mm	Spostamento massimo della paratia di destra;

2. VERIFICA DI RESISTENZA

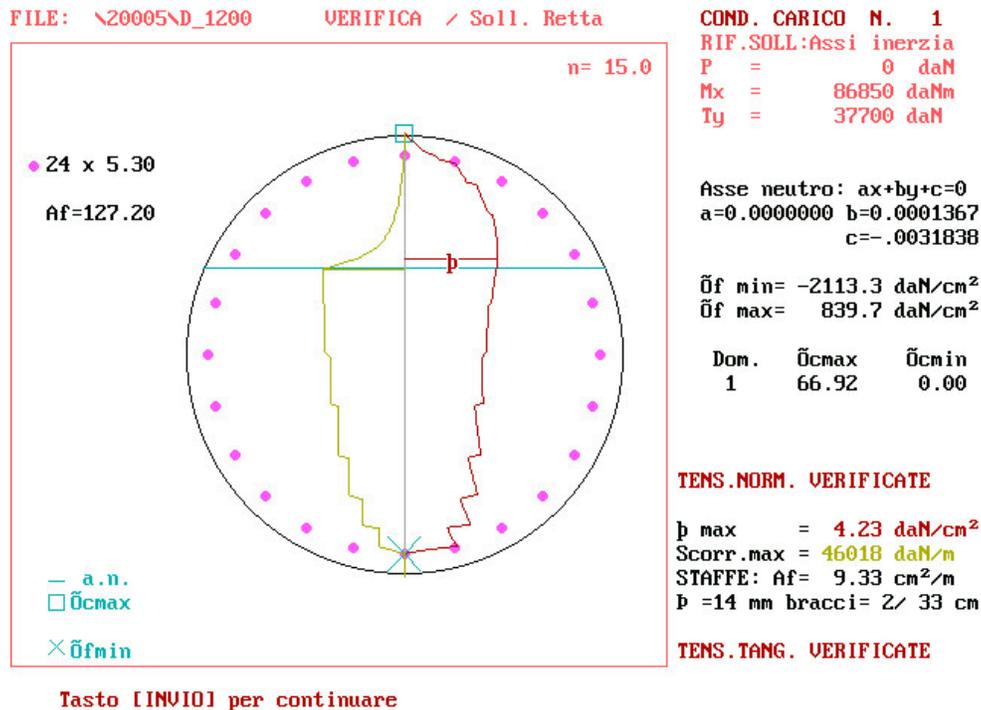
2.1 Verifica del palo

Si considera una sezione circolare sottoposta alle seguenti sollecitazioni considerando un interasse dei pali pari a 1.3 m:

$$M = 668 \cdot 1.3 = 868.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T = 290 \cdot 1.3 = 377.0 \text{ kN}$$

Adottando una armatura longitudinale costituita da 24 Φ 26 ed un copriferro di calcolo di 0.06 m si ottengono le seguenti tensioni sui materiali:



$$\sigma_s = 211.3 \text{ MPa} < 255 \text{ MPa}$$

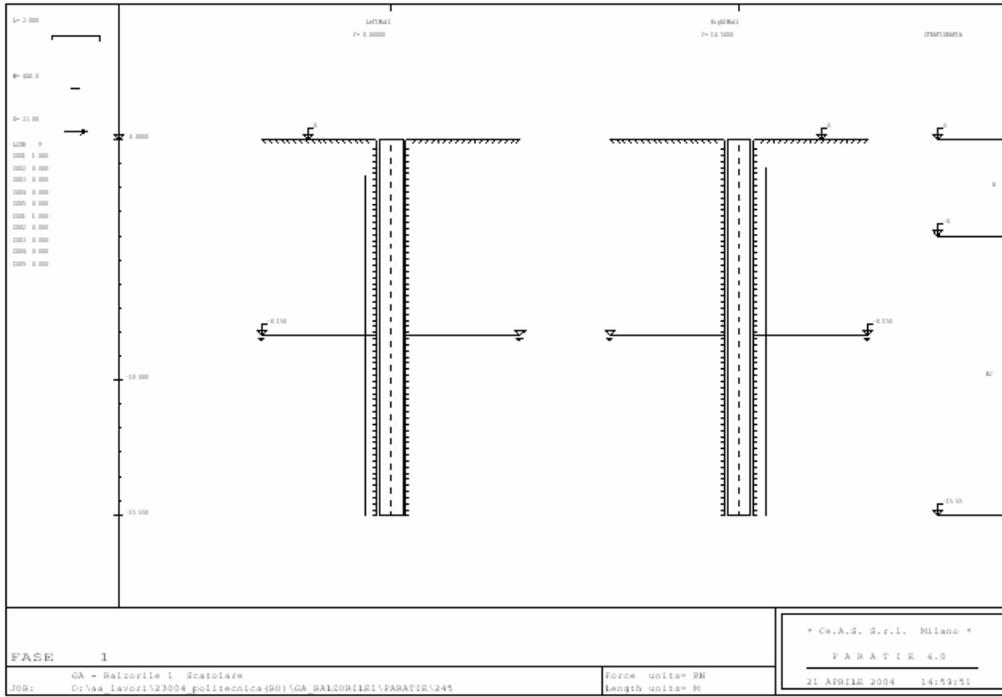
$$\tau = 0.4 \text{ MPa} < 0.60 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 30 \text{ MPa})$$

Per la staffatura si adotta una spirale Φ 8 passo 0.20 m.

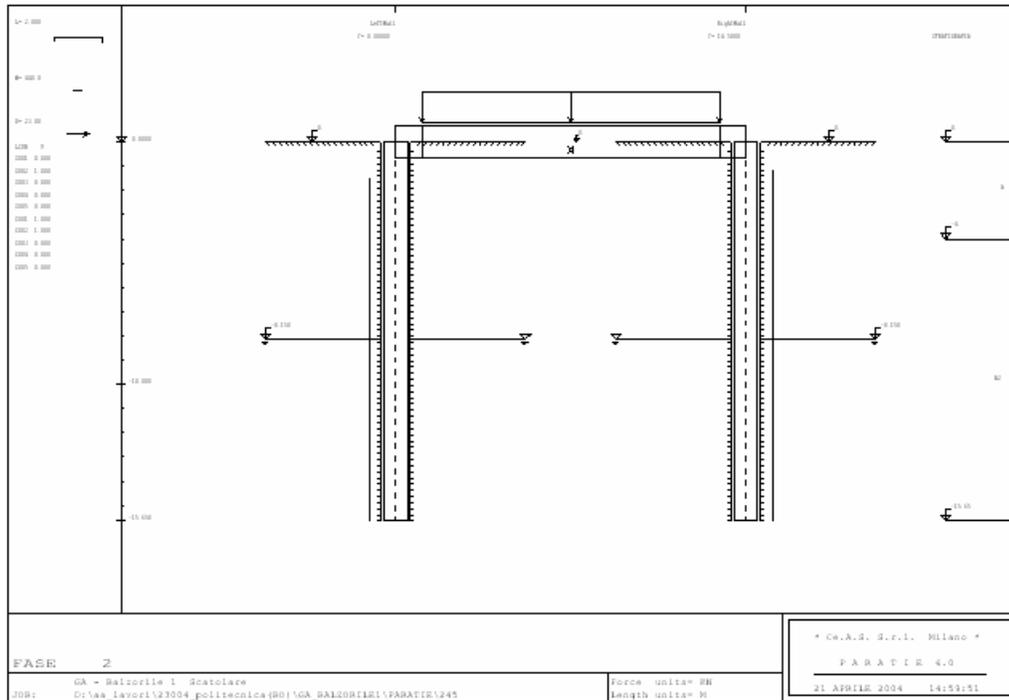
APPENDICE C.1
Elaborati di calcolo “Paratie”

SCHEMI GRAFICI DI INPUT

Step 1



Step 2



PARATIE 6.0

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 1

21 APRILE 2004 15:15:14
GA - Balzorile 1 Scatolare

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

JOBNAME D:\aa_lavori\23004_politecnica(BO)\GA_BALZORILE1\PARATIE\245

21 APRILE 2004 15:15:14

PARATIE 6.0

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 2

21 APRILE 2004 15:15:14
GA - Balzorile 1 Scatolare

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=  
   <d:\aa_lavori\23004_politecnica(bo)\ga_balzorile1\paratie\245.d> Da  
3: * project with "run time" parameters  
4: * Force=kN Lenght=m  
5: *  
6: units m kN  
7: title GA - Balzorile 1 Scatolare  
8: delta 0.2  
9: option param itemax 20  
10: option noprint echo  
11: option noprint displ  
12: option noprint react  
13: option noprint stresses  
14:   wall LeftWall 0 -15.65 0  
15:   wall RightWall 14.5 -15.65 0  
16: *  
17: soil UHLeft LeftWall -15.65 0 1 0  
18: soil DHLeft LeftWall -15.65 0 2 180  
19: soil DHRight RightWall -15.65 0 2 0  
20: soil UHRight RightWall -15.65 0 1 180  
21: *  
22: material cls 2.5E+007  
23: *  
24: beam Pali LeftWall -15.65 0 cls 0.979439  
25: beam palidx RightWall -15.65 0 cls 0.979439  
26: *  
27: slab tarverso 0 cls 1.3 0.183 32.5  
28: *  
29: trus soletta -7.85 cls 0.6  
30: *  
31: * Soil Profile  
32: *  
33:   ldata          A 0  
34:   weight         20 10 10  
35:   atrest         0.593263 0.8 1  
36:   resistance     10 24 0.387 3.2  
37:   young         40000 60000  
38:   endlayer
```

PARATIE 6.0

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 3

21 APRILE 2004 15:15:14
GA - Balzorile 1 Scatolare

N. comando

```
39:   ldata          B2 -4
40:     weight       20 10 10
41:     atrest       0.593263 0.8 1
42:     resistance   20 24 0.387 3.2
43:     young        60000 90000
44:   endlayer
45: *
46: step 1 : Inizializzazione geostatica
47:   setwall LeftWall
48:     geom 0 0
49:     water -8.15 0
50:   setwall RightWall
51:     geom 0 0
52:     water -8.15 0
53: endstep
54: *
55: step 2 : realizzazione tarverso
56:   add tarverso
57:   setwall LeftWall
58:   setwall RightWall
59: endstep
60: *
61: step 3 : scavo fino a fondoscavo
62:   dload constant LeftWall -10.8 46 -1.5 0
63:   dload constant LeftWall -15.65 46 -10.8 46
64:   setwall LeftWall
65:     geom 0 -8.15
66:   dload constant RightWall -8.5 -27 -1.2 0
67:   dload constant RightWall -15.65 -27 -8.5 -27
68:   setwall RightWall
69:     geom 0 -8.15
70: endstep
71: *
72: step 4 : realizzazione soletta
73:   add soletta
74:   setwall LeftWall
75:   setwall RightWall
76: endstep
77: *
78: step 5 : ritombamento
79:   load constant LeftWall 0 2 -876
80:   setwall LeftWall
81:   load constant RightWall 0 2 876
82:   setwall RightWall
83: endstep
84: *
```

PARATIE 6.0 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
21 APRILE 2004 15:15:14
GA - Balzorile 1 Scatolare

PAG. 4

N. comando

85: *

PARATIE 6.0 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
21 APRILE 2004 15:15:14
GA - Balzorile 1 Scatolare

PAG. 5

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER A

natura	1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore		= 0.0000	m	
quota inferiore		= -4.0000	m	
peso fuori falda		= 20.000	kN/m ³	
peso efficace in falda		= 10.000	kN/m ³	
peso dell'acqua		= 10.000	kN/m ³	
coesione		= 10.000	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito		= 24.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka		= 0.38700		(A MONTE)

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-8.1500	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	=	-15.650	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

WALL RightWall

coordinata y	=	14.500	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-8.1500	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	=	-15.650	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-8.1500	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

PARATIE 6.0

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 8

21 APRILE 2004 15:15:14
GA - Balzorile 1 Scatolare

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-15.650	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

WALL RightWall

coordinata y	=	14.500	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-8.1500	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	=	-15.650	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-8.1500	m
quota della falda	=	-8.1500	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	=	-15.650	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

WALL RightWall

coordinata y	=	14.500	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-8.1500	m
quota della falda	=	-8.1500	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m

PARATIE 6.0 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 9
 21 APRILE 2004 15:15:14
 GA - Balzorile 1 Scatolare

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

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	=	-15.650	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 4

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-8.1500	m
quota della falda	=	-8.1500	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	=	-15.650	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

WALL RightWall

coordinata y	=	14.500	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-8.1500	m
quota della falda	=	-8.1500	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	=	-15.650	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 5

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
--------------	---	--------	---

PARATIE 6.0 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 10
 21 APRILE 2004 15:15:14
 GA - Balzorile 1 Scatolare

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 5

```

quota piano campagna           = 0.0000    m
quota del fondo scavo          = -8.1500    m
quota della falda              = -8.1500    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 = -15.650    m
indicatore comportamento acqua = 0.0000    (1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000    (1=NO UPD)

```

WALL RightWall

```

coordinata y                   = 14.500    m
quota piano campagna           = 0.0000    m
quota del fondo scavo          = -8.1500    m
quota della falda              = -8.1500    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 = -15.650    m
indicatore comportamento acqua = 0.0000    (1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000    (1=NO UPD)

```

PARATIE 6.0

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 11

21 APRILE 2004 15:15:14

GA - Balzorile 1 Scatolare

RIASSUNTO ELEMENTI

=====

RIASSUNTO ELEMENTI SOIL					
Name	Wall	Z1	Z2	Flag	Angle
		m	m		deg
UHLeft	LeftWall	0.	-15.65	UPHILL	0.
DHLeft	LeftWall	0.	-15.65	DOWNHILL	180.0
DHRight	RightWall	0.	-15.65	DOWNHILL	0.
UHRight	RightWall	0.	-15.65	UPHILL	180.0

RIASSUNTO ELEMENTI BEAM					
Name	Wall	Z1	Z2	Mat	thick
		m	m		m
Pali	LeftWall	0.	-15.65	_	0.9794
palidx	RightWall	0.	-15.65	_	0.9794

RIASSUNTO ELEMENTI TRUS			
Name	Zeta	Mat.	Area
	m		m^2/m
soletta	-7.850	_	0.6000

PARATIE 6.0 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 12
 21 APRILE 2004 15:15:14
 GA - Balzorile 1 Scatolare

RIASSUNTO ELEMENTI SLAB					
Name	Zeta	Mat.	Area	Inertia	Surcharge
	m		m ² /m	m ⁴ /m	kPa
tarverso	0.	_	1.300	0.1830	32.50

PARATIE 6.0 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 13
 21 APRILE 2004 15:15:14
 GA - Balzorile 1 Scatolare

RIASSUNTO DATI VARI
 =====

MATERIALI	
Name	YOUNG MODULUS
	kPa
cls	2.5E+007

PARATIE 6.0 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 14
 21 APRILE 2004 15:15:14
 GA - Balzorile 1 Scatolare

DISTRIBUTED LOAD SUMMARY

Wall	From step	To step	Z1	P1	Z2	P2
Left	3	5	-10.800	46.000	-1.5000	0.0000
Left	3	5	-15.650	46.000	-10.800	46.000
Righ	3	5	-8.5000	-27.000	-1.2000	0.0000
Righ	3	5	-15.650	-27.000	-8.5000	-27.000

UNITS FOR Z1 , Z2 =m
 UNITS FOR P1 , P2 =kPa

PARATIE 6.0 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 15
 21 APRILE 2004 15:15:14
 GA - Balzorile 1 Scatolare

CONCENTRATED LOAD SUMMARY

Wall	From step	To step	ZETA	FORCE	MOMENT
Left	5	5	0.0000	0.0000	-876.00
Righ	5	5	0.0000	0.0000	876.00

UNITS FOR ZETA =m
 FORCE UNITS =kN/m
 MOMENT UNITS =kN*m/m

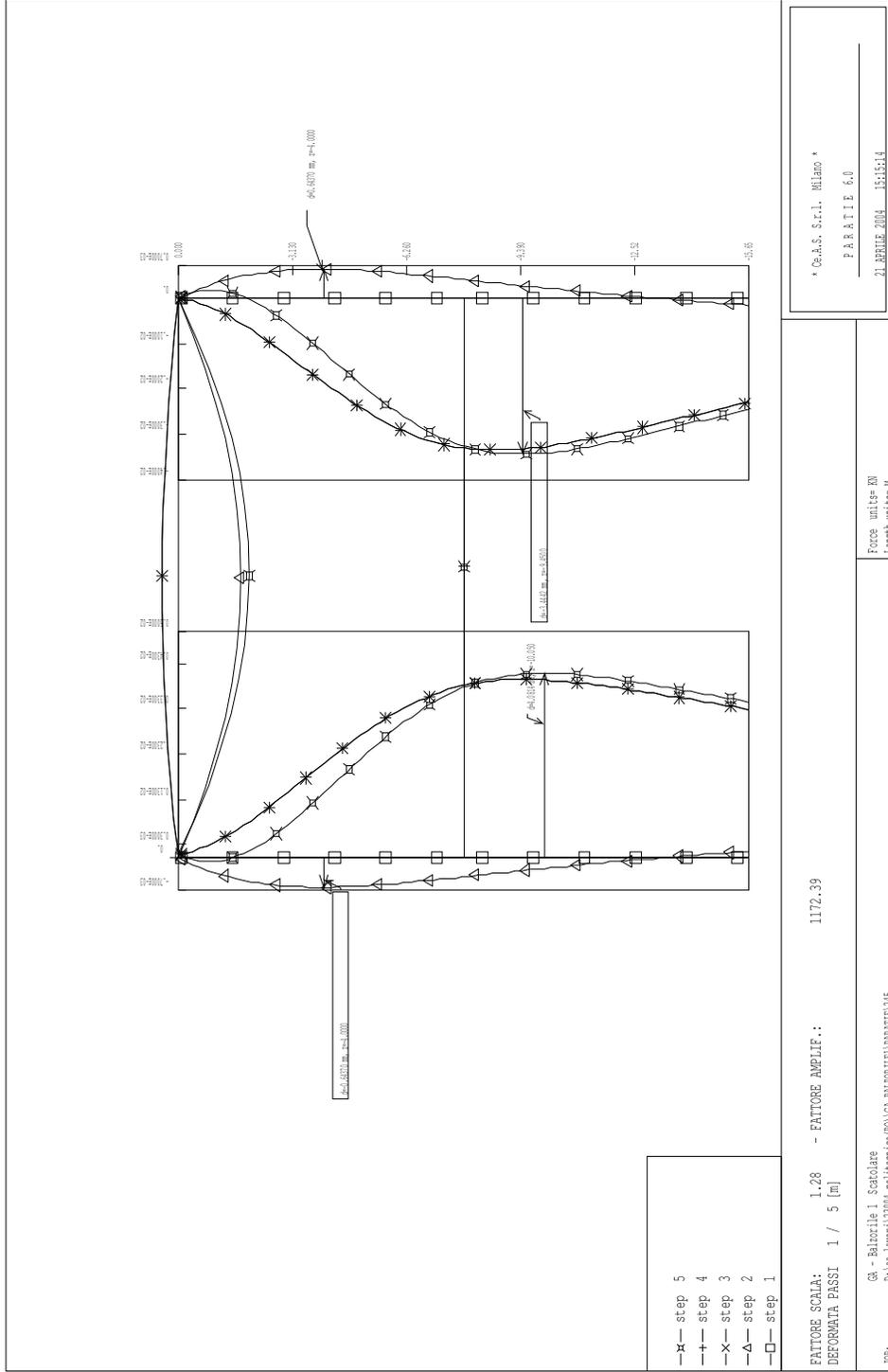
PARATIE 6.0 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 16
 21 APRILE 2004 15:15:14
 GA - Balzorile 1 Scatolare

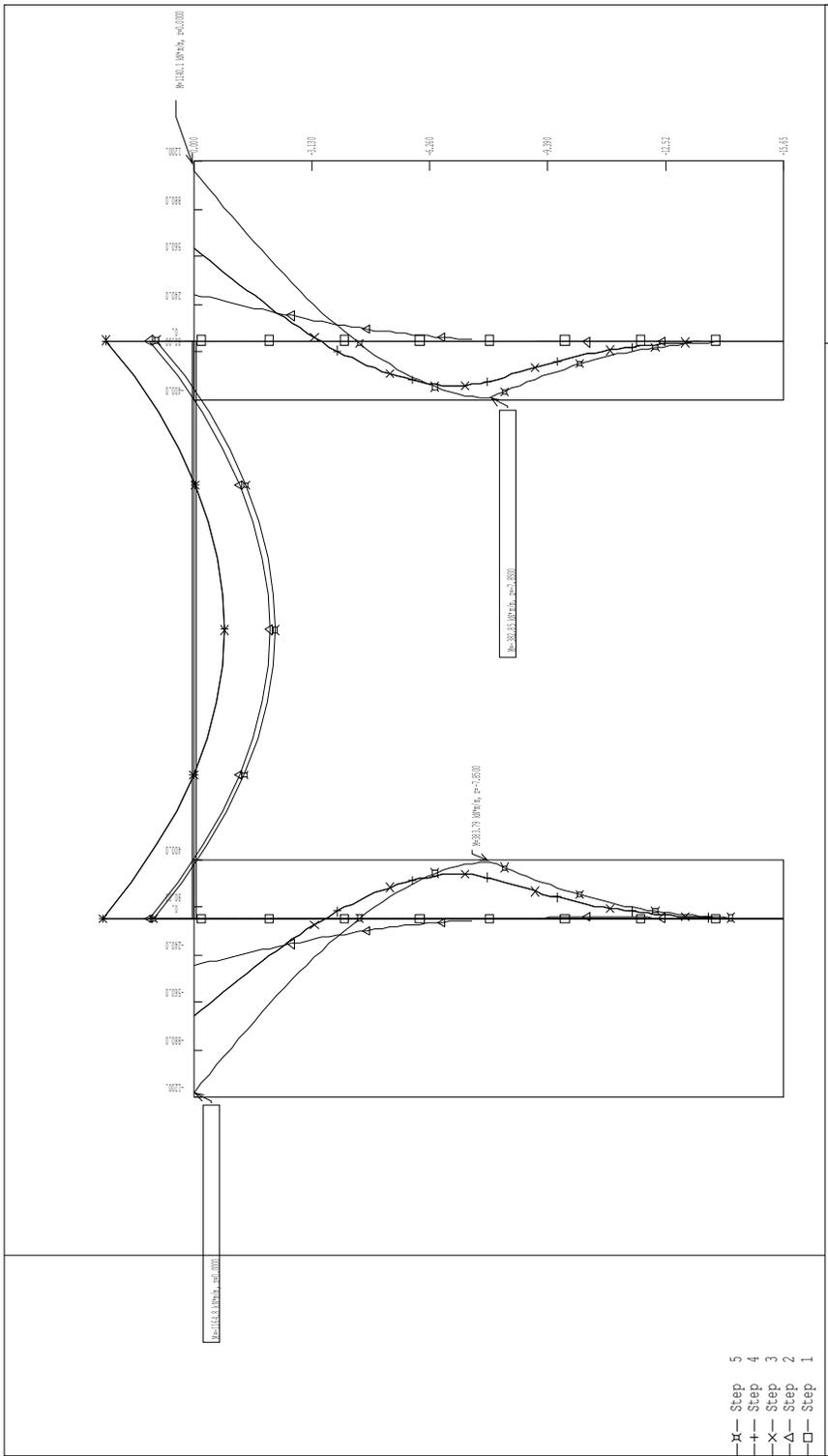
RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

FASE	N. DI ITERAZIONI	CONVERGENZA
1	2	SI
2	2	SI

3 SI
 4 SI
 5 SI

FIGURES:



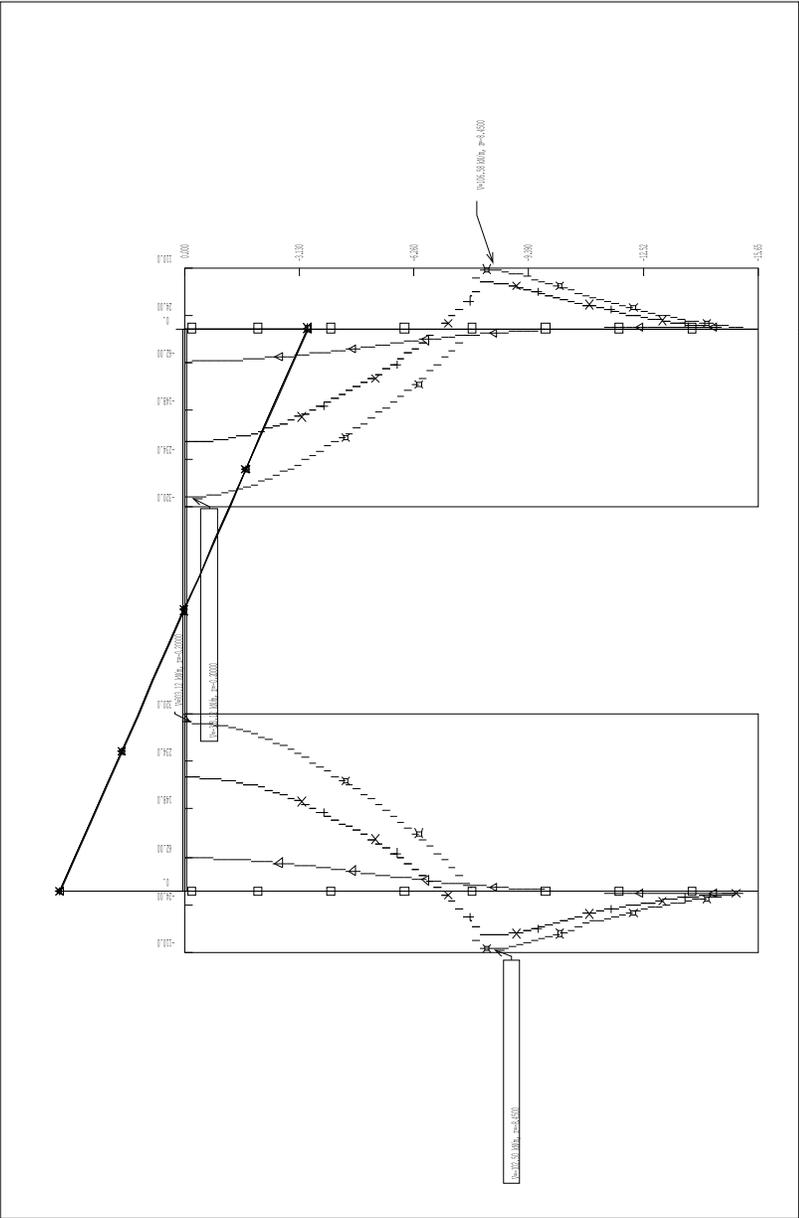


* Co.A.S. S.r.l. - Milano *
 PARATE 6,0
 21.08.2004 15:15:14

Force units= KN
 Length units= M

MOMENTI FLETTENTI [kN*m/m]
 INVILUPPO DA 1 A 5
 SCALA GEOM. : 1.31

G3 - Balzo di 1. Scatolare
 P:\Ara_Lavori\2004_golitecnica\BOLUG_BALZODI1\VERBATE1145



- X- Step 5
- + Step 4
- X- Step 3
- Δ- Step 2
- Step 1

TAGLI [kN/m]
 INVIUPO DA 1 A 5
 SCALA GEOM.: 1.31

Gi - Baitorile I Scolare
 P1aa_Lavoriviviani_poliisencasce0010R_BaitorileI_PARATI.F45

JOB:

APPENDICE D

GA Balzorile 2

Analisi della paratia multiancorata a tergo della G.A.

1. ANALISI DELL'OPERA DI SOSTEGNO
 - 1.1 Descrizione delle scelte progettuali
 - 1.2 Stratigrafia di calcolo e parametri di progetto
 - 1.3 Metodo di calcolo
 - 1.4 Parametri di calcolo
 - 1.4.1 Parametri di spinta
 - 1.4.2 Parametri di interazione terreno struttura
 - 1.5 Schemi di calcolo
 - 1.6 Risultati delle elaborazioni
2. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI
 - 2.1 Verifica del palo
 - 2.2 Verifica delle travi di ripartizione
 - 2.3 Verifica di portanza dei tiranti

Elaborati di calcolo "Paratie vers. 6.1"

1. ANALISI DELL'OPERA DI SOSTEGNO

1.1 Descrizione delle scelte progettuali

La realizzazione della galleria artificiale "Balzorile 2" richiede la preventiva realizzazione di uno scavo di sbancamento con una altezza massima di circa 14 m dal p.c. sostenuto da una paratia di pali in c.a. multiancorata.

La paratia sarà costituita da pali $D = 800$ mm aventi interasse longitudinale di 1.0 m e lunghezza $L = 18.0$ m, con tre ordini di tiranti.

I tiranti sono di tipo definitivo, dimensionati quindi con un coefficiente di sicurezza minimo della fondazione pari a 2.5.

L'adozione di una struttura tirantata presenta il notevole vantaggio di limitare il detensionamento delle masse di terreno a monte dell'opera, limitando gli spostamenti della stessa, lasciando sostanzialmente inalterato lo stato tensionale attuale. Il contenimento delle deformazioni consente l'adozione di parametri di resistenza al taglio relativi a bassi livelli di deformazione, prossimi ai valori di picco.

Nella sistemazione finale si prevede la realizzazione di un muro in terra armata a ridosso della paratia multiancorata (lato monte) ed un ricoprimento della sottostante G.A. con terreno per uno spessore di circa 2 m da estradosso solettone. Nel dimensionamento viene cautelativamente trascurato il contributo resistente dell'opera in terra armata e i tiranti della paratia vengono progettati di tipo definitivo.

Di seguito si riporta il dimensionamento e le verifiche della paratia multiancorata, mentre per quanto riguarda la struttura scatolare della G.A. si rimanda all'apposita relazione di calcolo. Le analisi sono condotte con riferimento alla sezione n. 256, rappresentativa delle condizioni più gravose per la G.A. in esame (altezza massima di scavo circa 13.0 m).

1.2 Stratigrafia di calcolo e parametri di progetto

La formazione interessata dagli scavi è costituita da argille caotiche e/o detritiche.

Ai fini del dimensionamento si considera cautelativamente una porzione superficiale, fino a circa 10.0 m di profondità, di argilla caotica alterata.

I parametri geotecnici adottati nei calcoli sono di seguito riportati:

unità 1: argille caotiche alterate
da 0.0 m a 10.0 m dal p.c. attuale

$$\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 10 \text{ kPa} \quad \text{in condizioni statiche (fase esecutive e finali)}$$

$$c' = 15 \text{ kPa} \quad \text{in condizioni sismiche}$$

$$\varphi' = 24^\circ$$

unità 2: argille caotiche

da 10.0 m dal p.c. attuale fino alle massime profondità di interesse progettuale

$$\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 20 \text{ kPa} \quad \text{in condizioni statiche (fase esecutive)}$$

$$c' = 15 \text{ kPa} \quad \text{in condizioni statiche (fase finali)}$$

$$c' = 25 \text{ kPa} \quad \text{in condizioni sismiche}$$

$$\varphi' = 24^\circ$$

Per ulteriori approfondimenti sulle caratteristiche geotecniche di tale formazione si rimanda alla relazione geotecnica.

La scelta dei parametri geotecnici di resistenza è stata eseguita considerando valori nell'intorno dei valori minimi per le analisi statiche a lungo termine; per l'analisi delle fasi esecutive e per l'analisi in condizioni sismiche, tenendo presente dell'azione di breve durata, della risposta non drenata del terreno e della condizione temporanea dello scavo aperto, sono stati assunti parametri più elevati nell'intorno dei valori medi relativi al range indicato in relazione geotecnica.

1.3 Metodo di calcolo

Al fine di rappresentare il comportamento delle paratie durante le varie fasi di lavoro (scavi ed inserimento contrasti) è opportuno l'impiego di un metodo di calcolo iterativo atto a simulare l'interazione in fase elasto-plastica terreno-paratia.

A tale scopo si impiega il programma di calcolo "PARATIE" della HarpaCeas s.r.l. di Milano.

Lo studio del comportamento di un elemento di paratia inserito nel terreno viene effettuato tenendo conto della deformabilità dell'elemento stesso, considerato in regime elastico, e soggetto alle azioni derivanti dalla spinta dei terreni, dalle eventuali differenze di pressione idrostatiche, dalle spinte dovute ai sovraccarichi esterni e dalla presenza degli elementi di contrasto.

La paratia viene discretizzata con elementi finiti monodimensionali a due gradi di libertà per nodo (spostamento orizzontale e rotazione).

Il terreno viene schematizzato secondo un modello elasto-plastico; esso reagisce elasticamente sino a valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del segno dello stesso spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva.

Gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di spinta "a riposo".

Con tale metodo, si può quindi seguire analiticamente la successione delle fasi di costruzione, di carico e di contrasto; consentendo di fornire informazioni attendibili sull'entità delle deformazioni e sugli effetti che esse inducono sul diagramma delle pressioni esercitate dal terreno sulla paratia.

1.4 Parametri di calcolo

Il metodo di calcolo richiede la definizione di altri parametri, valutati in funzione delle caratteristiche geotecniche e fisiche dei terreni, delle caratteristiche geometriche e strutturali dell'opera.

1.4.1 Parametri di spinta

- pressione a riposo: $P'o = K_o \cdot \sigma'_v$
 con: $K_o =$ coefficiente di spinta a riposo.
 $\sigma'_v =$ tensione verticale efficace;

- pressione attiva: $P'a = K_a \cdot \sigma'_v - c' \cdot K_{ac}$.
 con: $K_a =$ coefficiente di spinta attiva, funzione di φ' e δ_a ;
 $K_{ac} = 2 \cdot (K_a)^{0.5}$;
 $\delta_a =$ angolo di attrito terreno-paratia $= 0.6 \cdot \varphi'$

- pressione passiva: $P'p = K_p \cdot \sigma'_v + c' \cdot K_{pc}$.
 con: $K_p =$ coefficiente di spinta attiva, funzione di φ' e δ_a ;
 $K_{pc} = 2 \cdot (K_p)^{0.5}$;
 $\delta_p =$ attrito terreno-paratia $= 0.5 \cdot \varphi' \leq 15^\circ$

1.4.2 Parametri di interazione terreno struttura

La rigidità delle molle schematizzanti il terreno è proporzionale al modulo elastico del terreno definito dalla relazione

$$E_s = R \cdot (P/Pr)^n$$

con: $R =$ parametro dipendente dalla compressibilità del terreno, avente le dimensioni di un modulo elastico;

$n =$ coefficiente adimensionale;

$P =$ pressione media $= (\sigma'_v + \sigma'_h) / 2$;

$\sigma'_v =$ tensione verticale efficace;

σ'_h = tensione orizzontale efficace;
Pr = pressione di riferimento (98.1 kPa).

Per l'unità stratigrafica si considerano i seguenti parametri:

da 0.0 m a 10.0 m dal p.c. attuale

$K_o = 0.590$

$K_a = 0.408$ con $\alpha = 4^\circ$ (inclinazione del p.c.)

$K_p = 3.200$

$E_{uc} = 40000$ kPa modulo di compressione vergine

$E_{ur} = 60000$ kPa modulo scarico-ricarico.

$\delta K_{as} = 0.061$ coefficiente di incremento della spinta in condizioni sismiche

per profondità > 10.0 m dal p.c. attuale

$K_o = 0.590$

$K_a = 0.408$ con $\alpha = 4^\circ$ (inclinazione del p.c.)

$K_p = 3.200$

$E_{uc} = 60000$ kPa modulo di compressione vergine

$E_{ur} = 90000$ kPa modulo scarico-ricarico.

$\delta K_{as} = 0.061$ coefficiente di incremento della spinta in condizioni sismiche.

1.5 Schemi di calcolo

Il calcolo è stato eseguito con riferimento alla sezione n. 256, in quanto rappresentativa della situazione più gravosa per la GA in esame.

L'analisi è stata condotta sia in condizioni statiche, sia in condizioni sismiche. Gli schemi geometrici sono riportati negli elaborati di calcolo inseriti in calce.

Di seguito si riportano le fasi di calcolo da analizzare in successione. Lo zero di riferimento per il calcolo è fissato in corrispondenza dell'asse del solettone sommitale.

Step 1: esecuzione dei pali D=800 mm; inizializzazione geostatica.

Step 2: scavo fino a quota -3.8 m dal p.c.; applicazione del carico dovuto alla scarpata a tergo dell'opera (altezza 2 m, $q = 2 \cdot 20 = 40$ kPa). Tale carico è ricondotto ad un incremento di spinta sulla paratia, mediante lo schema di figura 1.

Dati
 ϕ' [deg] = 24 *angolo di resistenza al taglio*
 α [deg] = 4 *inclinazione del pendio di monte*
 a [m] = 2 *distanza inizio carico da asse paratia*
 q [kPa] = 40 *carico*
 Z_0 [m] = 0.0 *quota piano applicazione sovraccarico*

Andamento del carico orizzontale equivalente applicato alla paratia
 α_1 [deg] = 16.0
 α_2 [deg] = 61.0
 K_a [-] = 0.408 q_h [kPa] = 16.3
 Z_1 [m] = -0.6
 Z_2 [m] = -3.6

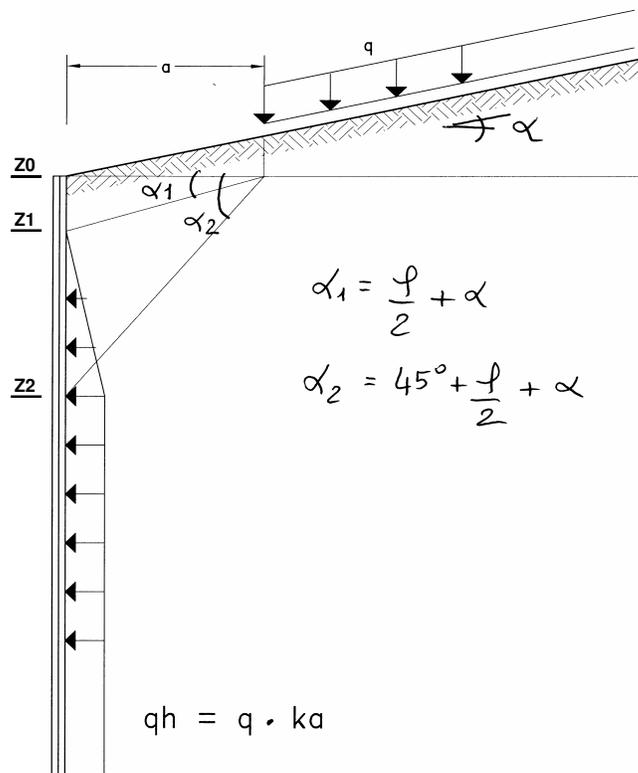


Figura 1

Step 3: inserimento del primo ordine di tiranti a quota -3.5 m dal p.c. avente le seguenti caratteristiche:

- $n = 6$ (trefoli in acciaio armonico da 0.6 pollici = 140 mm²;
- $L_p = 13$ m (lunghezza del tratto libero);
- $L_a = 10$ m (lunghezza del tratto di fondazione);
- $D_p = 220$ mm (diametro di perforazione);
- $i = 3.0$ m (interasse longitudinale);

$\alpha = 10^\circ$ (inclinazione rispetto all'orizzontale);

$F_o = 540 \text{ kN}$ (sforzo di pretensione);

2HEA220 trave di ripartizione;

Step 4: scavo fino a quota -7.3 m dal p.c.;

Step 5: inserimento del secondo ordine di tiranti a quota -7.0 m dal p.c. avente le seguenti caratteristiche:

$n = 6$ (trefoli in acciaio armonico da $0.6 \text{ pollici} = 140 \text{ mm}^2$;

$L_p = 10 \text{ m}$ (lunghezza del tratto libero);

$L_a = 12 \text{ m}$ (lunghezza del tratto di fondazione);

$D_p = 220 \text{ mm}$ (diametro di perforazione)

$i = 3.0 \text{ m}$ (interasse longitudinale);

$\alpha = 10^\circ$ (inclinazione rispetto all'orizzontale);

$F_o = 720 \text{ kN}$ (sforzo di pretensione);

2HEA220 trave di ripartizione;

Step 6: scavo fino a quota -10.8 m dal p.c.;

Step 7: inserimento del terzo ordine di tiranti a quota -10.5 m dal p.c. avente le seguenti caratteristiche:

$n = 7$ (trefoli in acciaio armonico da $0.6 \text{ pollici} = 140 \text{ mm}^2$;

$L_p = 8 \text{ m}$ (lunghezza del tratto libero);

$L_a = 12 \text{ m}$ (lunghezza del tratto di fondazione);

$D_p = 220 \text{ mm}$ (diametro di perforazione)

$i = 3.0 \text{ m}$ (interasse longitudinale);

$\alpha = 10^\circ$ (inclinazione rispetto all'orizzontale);

$F_o = 720 \text{ kN}$ (sforzo di pretensione);

2HEA220 trave di ripartizione;

Step 8: scavo fino a quota -13.0 m dal p.c.(fondo scavo);

Step 9: in questa fase si ha una biforcazione dell'analisi:

condizioni statiche parametri geotecnici minimi;

condizioni sismiche applicazione dell'incremento di spinta sismica.

L'incremento della spinta sismica viene valutato considerando:

$k_h = 0.07$ per zona sismica di II categoria.

Inoltre in condizioni sismiche sono stati considerati anche i seguenti carichi:

- Incremento di spinta dovuta al terreno il cui valore massimo è valutato come:

$$\gamma \cdot H \cdot \delta K_{as} = 20 \cdot 9.0 \cdot 0.061 = 10.98 \text{ kPa}$$

con andamento variabile linearmente con la profondità:

a quota 0.0 m dal p.c. 10.98 kPa

a -9 m dal p.c. 0.0 kPa

- Incremento di spinta dovuta al sovraccarico

$$q_p \cdot \delta K_{as} = 40 \cdot 0.061 = 2.44 \text{ kPa}$$

con andamento costante.

In conclusione si ottiene il seguente incremento di spinta con andamento trapezoidale:

$$\Delta p_1 = 10.98 + 2.44 = 13.42 \text{ kPa} \quad \text{a quota 0.0 m}$$

$$\Delta p_2 = 2.44 \text{ kPa} \quad \text{a -9.0 m dal p.c..}$$

H = 9.0 è l'altezza della paratia nella fase finale a ritombamento avvenuto della G.A. sottostante.

1.6 Risultati delle elaborazioni

In accordo al metodo di calcolo ed ai parametri esposti in precedenza, per lo schema descritto si ottengono i seguenti risultati.

Analisi in condizioni statiche

$$M_{\max}^+ = 190 \text{ (z = -12.3 m)} \quad \text{kN}\cdot\text{m / m} \quad \text{Momento massimo lato scavo;}$$

$$M_{\max}^- = 154 \text{ (z = -3.5 m)} \quad \text{kN}\cdot\text{m / m} \quad \text{Momento massimo lato terra;}$$

$$T_{\max} = 173 \text{ (z = -10.5 m)} \quad \text{kN / m} \quad \text{Taglio massimo;}$$

$$\delta_{\max} \approx 8 \text{ (z = -9.8 m)} \quad \text{mm} \quad \text{Spostamento massimo;}$$

$$F1 = 194 \quad \text{kN / m} \quad \text{Sollecitazione massima sui tiranti del 1° ordine;}$$

$$F2 = 258 \quad \text{kN / m} \quad \text{Sollecitazione massima sui tiranti del 2° ordine;}$$

$$F3 = 266 \quad \text{kN / m} \quad \text{Sollecitazione massima sui tiranti del 3° ordine.}$$

Analisi in condizioni sismiche

$$M_{\max}^+ = 172 \text{ (z = -9.4 m)} \quad \text{kN}\cdot\text{m / m} \quad \text{Momento massimo lato scavo;}$$

$$M_{\max}^- = 154 \text{ (z = -3.5 m)} \quad \text{kN}\cdot\text{m / m} \quad \text{Momento massimo lato terra;}$$

$$T_{\max} = 173 \text{ (z = -10.5 m)} \quad \text{kN / m} \quad \text{Taglio massimo;}$$

$$\delta_{\max} \approx 10 \text{ (z = 0.0 m)} \quad \text{mm} \quad \text{Spostamento massimo;}$$

$$F1 = 197 \quad \text{kN / m} \quad \text{Sollecitazione massima sui tiranti del 1° ordine;}$$

$$F2 = 256 \quad \text{kN / m} \quad \text{Sollecitazione massima sui tiranti del 2° ordine;}$$

$$F3 = 256 \quad \text{kN / m} \quad \text{Sollecitazione massima sui tiranti del 3° ordine.}$$

Le sollecitazioni sono sempre riferite ad un metro di sviluppo longitudinale di paratia.

2. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

2.1 Verifica del palo

Si considera una sezione circolare $D=800$ mm sottoposta alle seguenti sollecitazioni massime, derivanti dalle due analisi eseguite (statica e sismica), considerando un interasse dei pali pari a 1.0 m.

$N = 155$ kN peso proprio del palo agente alla quota $z=-12.3$ (a vantaggio di statica si trascura la componente verticale dei tiranti e gli altri carichi verticali eventualmente applicati);

$M = 190 \cdot 1.0 = 190.0$ kN · m momento massimo;

$T = 65 \cdot 1.0 = 65$ kN taglio associato.

Adottando un'armatura longitudinale costituita da 18 $\varnothing 16$ con un copriferro di calcolo di 0.06 m si ottengono le seguenti tensioni massime sui materiali:

$$\sigma_s = 192.3 \text{ MPa} < 255 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 6.6 \text{ MPa} < 9.75 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 30 \text{ MPa})$$

$$\tau = 0.2 \text{ MPa} < 0.60 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 30 \text{ MPa}).$$

Le verifiche sono soddisfatte.

2.2 Verifica delle travi di ripartizione

Per la valutazione del momento massimo si adotta cautelativamente uno schema a trave continua il cui carico (considerato uniformemente distribuito) è determinato sulla base dello sforzo dei tiranti e della loro spaziatura. Il momento flettente è valutato con la seguente relazione:

$$M = p \cdot L_h^2 / 10$$

dove

$$p = N_Q / L_h = \text{reazione di equilibrio al tiro del tirante} [F \cdot L^{-1}].$$

N_Q = tiro di progetto del tirante;

$L_h = 3.0$ m = interasse orizzontale dei tiranti.

Sulla base dei risultati delle analisi in precedenza riportate si hanno le seguenti sollecitazioni flettenti sulle travi:

Ordine	N_Q	p	M
[-]	[kN]	[kN/m]	[kN·m]
1°	591	197	177.3
2°	774	258	232.2
3°	798	266	239.4

dove N_Q = massima sollecitazione sul singolo tirante individuata con le due analisi eseguite (statica e sismica).

Le verifiche delle travi sono state svolte alle tensioni ammissibili. La massima tensione sull'acciaio risulta:

$$\sigma = M / (n \cdot W) = 232.4 \text{ MPa} < \sigma_{amm} = 240 \text{ MPa (acciaio Fe510)}$$

dove:

M = 239.4 kN m momento massimo sulla trave di ripartizione;

n = 2 numero dei profili che costituiscono la trave;

W = 515 cm³ modulo resistente del singolo profilo metallico (HEA220).

La verifica è soddisfatta.

2.3 Verifica di portanza dei tiranti

Verifica dell'acciaio armonico

A_s [mm ²]	= 140	area nominale di un trefolo da 0.6"
$f_{p(1)k}$ [MPa]	= 1640	tensione caratteristica a snervamento
f_{ptk} [MPa]	= 1855	tensione caratteristica a rottura dell'acciaio
σ_{adm}^c [MPa]	= 1255	tensione ammissibile dell'acciaio in fase di collaudo
σ_{adm}^e [MPa]	= 1002	tensione ammissibile dell'acciaio in esercizio

Ordine	R [kN/m]	i [m]	$N_Q/N_C = 1.3$		n.tr.	σ^c [MPa]	σ^e [MPa]	
			N_Q [kN]	N_C [kN]				
1	197.0	3	591.0	768.3	6	915	704	verifica soddisfatta
2	258.0	3	774.0	1006.2	6	1198	921	verifica soddisfatta
3	266.0	3	798.0	1037.4	7	1059	814	verifica soddisfatta

R = reazione massima sulla fila di tiranti (da calcolo)
i = interasse dei tiranti
 N_Q = forza max di utilizzazione in esercizio del tirante
 N_C = forza max di collaudo del tirante
n.tr. = numero di trefoli
 σ^c = tensione max sull'acciaio in fase di collaudo
 σ^e = tensione max sull'acciaio in esercizio

In tutti i casi le massime tensioni sull'acciaio sono inferiori ai valori ammissibili. Le verifiche sono soddisfatte.

Verifica geotecnica di portanza della fondazione

Le verifiche sono condotte in accordo alle Raccomandazioni AICAP 1993, le quali prescrivono un fattore di sicurezza minimo $FS = 2.5$ per la fondazione dei tiranti definitivi quali quelli in oggetto. La fondazione dei tiranti (L_a) sarà eseguita con iniezione di malta cementizia (ed additivi) ad alta pressione, con il metodo IRS (Iniezioni Ripetute e Selettive attraverso valvole disposte ad interasse non superiore a 0.75 m).

La perforazione ha diametro nominale:

$$D_p \geq 220 \text{ mm per i tre ordini di tiranti.}$$

In considerazione delle caratteristiche tecnologiche e dei terreni si valuta una tensione di adesione laterale limite fondazione-terreno:

$$\alpha \tau_{lim} = 250 \text{ kPa} \quad (\text{riferita al diametro nominale di perforazione}).$$

Nella seguente prospetto di calcolo si riportano le verifiche di portanza.

Ordine	Dp [mm]	Lp [m]	La [m]	α_{lim} [kPa]	N _Q [kN]	N _{LIM} [kN]	FS [--]
1	220	13.0	10.0	250	591.0	1727.0	2.92 > 2.5
2	220	10.0	12.0	250	774.0	2072.4	2.68 > 2.5
3	220	8.0	12.0	250	798.0	2072.4	2.60 > 2.5

Dp = diametro di perforazione

Lp = lunghezza passiva (libera)

La = lunghezza attiva (fondazione)

α_{lim} = tensione di adesione laterale limite fondazione-terreno (riferita al diametro nominale)

FS = coefficiente di sicurezza a rottura della fondazione

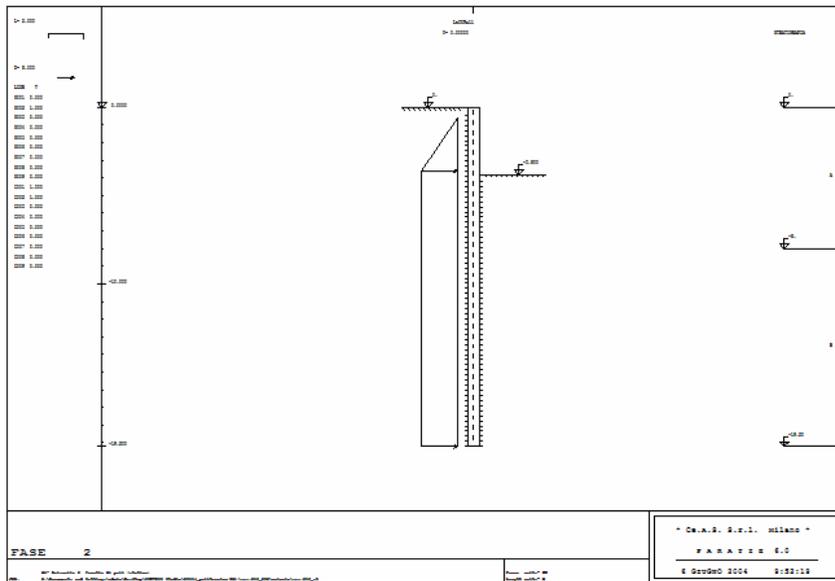
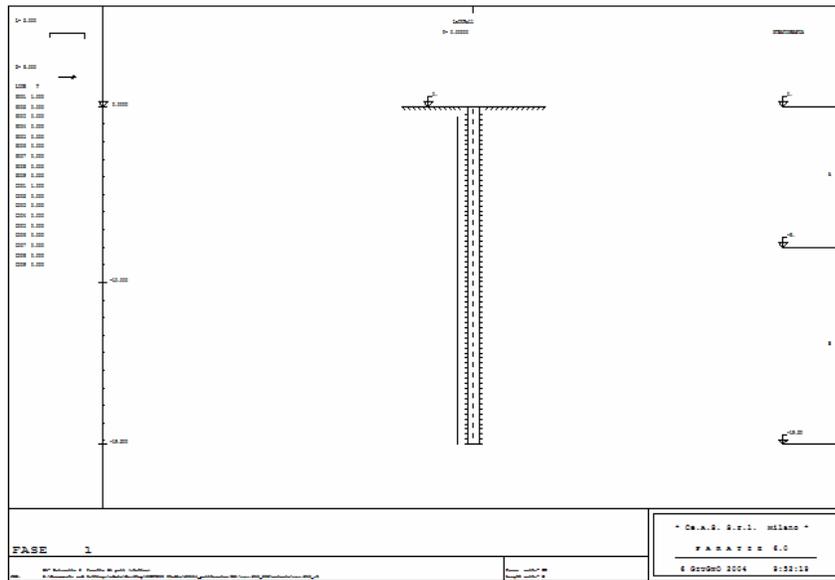
In tutti i casi risulta un coefficiente di sicurezza maggiore di 2.50.

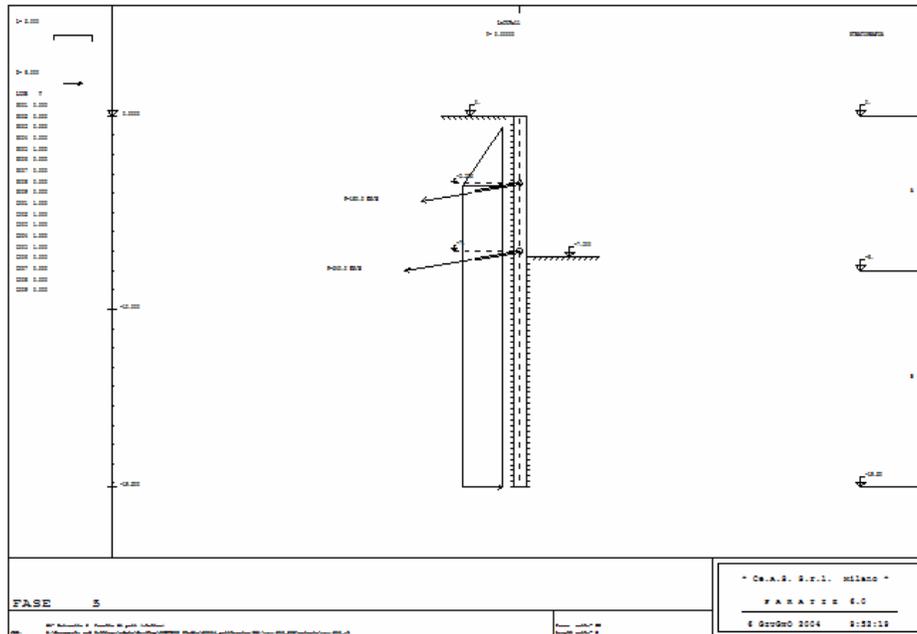
I parametri di progetto, le modalità e le tecnologie esecutive saranno sottoposti a verifica mediante la realizzazione di un campo prova.

APPENDICE D.1

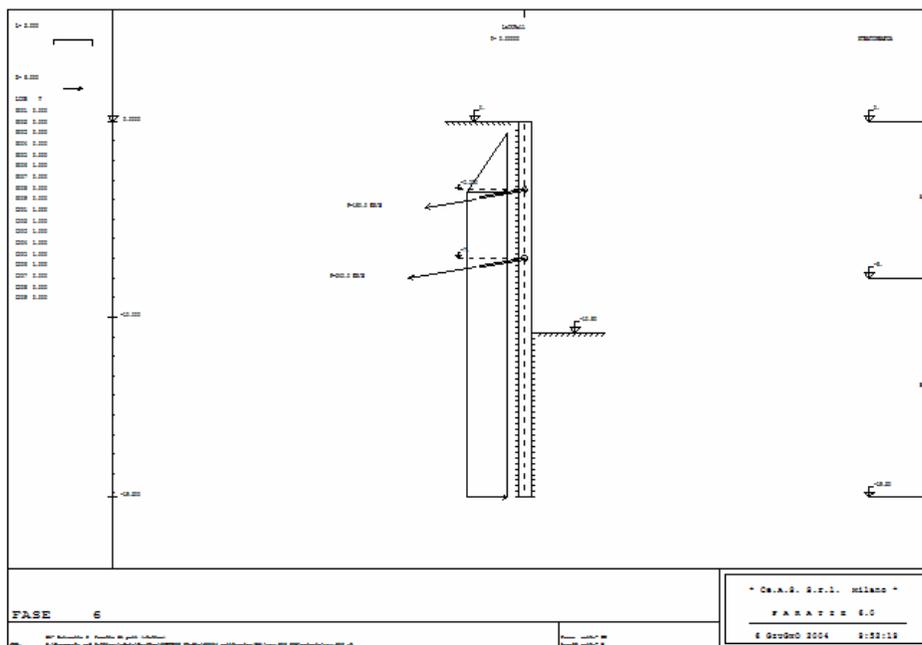
Elaborati di calcolo “Paratie 6.1”

CHEMI GRAFICI INPUT

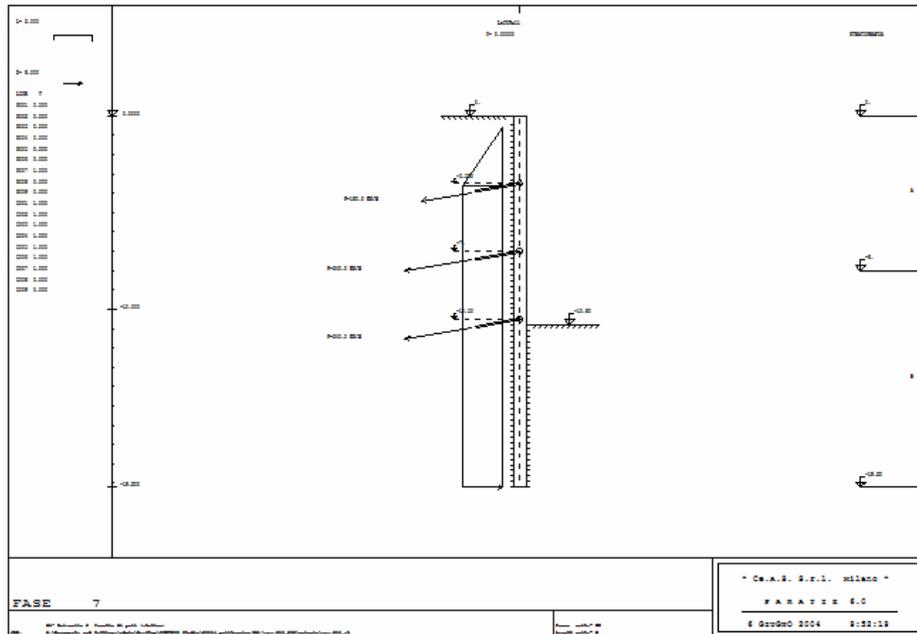




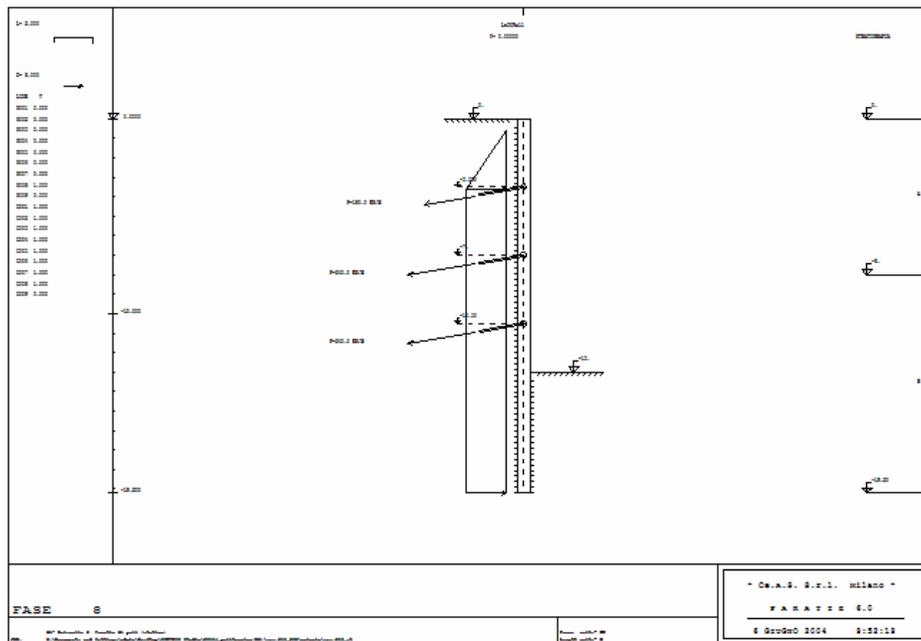
Step 5



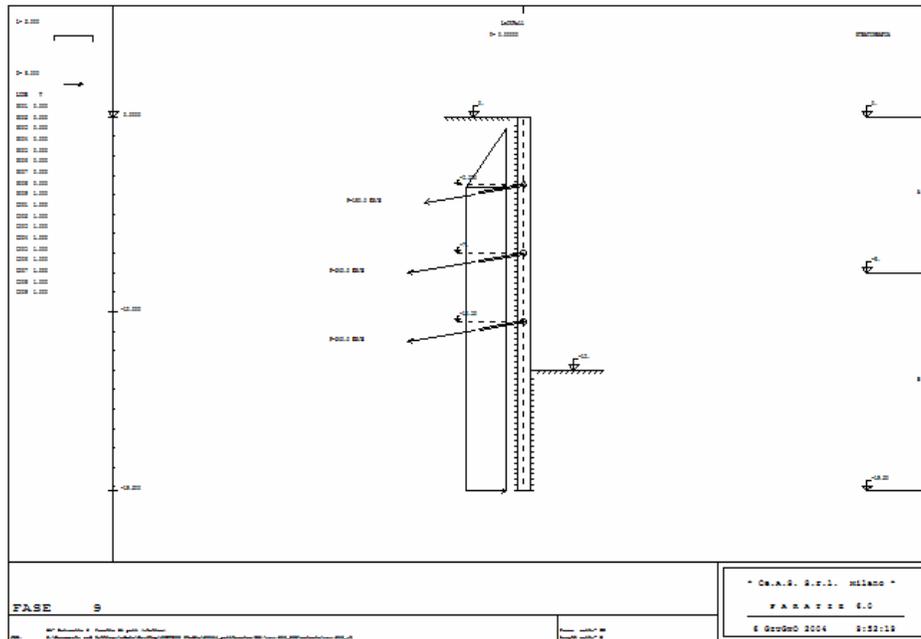
Step 6



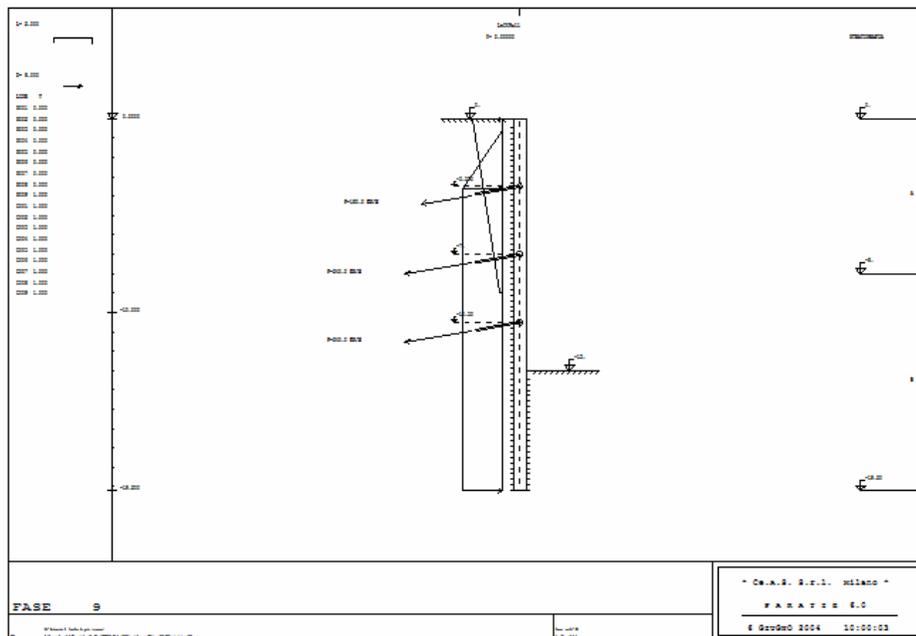
Step 7



Step 8



Step 9 (analisi statica)



Step 9 (analisi sismica)

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
13 GIUGNO 2004 17:39:55
History 1 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

PAG. 3

```
N. comando

39:      resistance 20 24 0.408 3.2
40:      young      60000 90000
41:      endlayer
42: *
43: step 1 : Inizializzazione geostatica
44:      setwall LeftWall
45:      geom 0 0
46: endstep
47: *
48: step 2 : Scavo fino a -3.8 m
49:      dload constant LeftWall -3.6 16.32 -0.6 0
50:      dload constant LeftWall -19.2 16.32 -3.6 16.32
51:      setwall LeftWall
52:      geom 0 -3.8
53: endstep
54: *
55: step 3 : Realizzazione tirante 1
56:      setwall LeftWall
57:      add Tirantel
58: endstep
59: *
60: step 4 : Scavo a -7.3
61:      setwall LeftWall
62:      geom 0 -7.3
63: endstep
64: *
65: step 5 : realizzazione Tirante 2
66:      change A U-COHE=0
67:      change A D-COHE=0
68:      setwall LeftWall
69:      add Tirante2
70: endstep
71: *
72: step 6 : Scavo a -10.8
73:      setwall LeftWall
74:      geom 0 -10.8
75: endstep
76: *
77: step 7 : Realizzazione tirante 3
78:      setwall LeftWall
79:      add Tirante3
80: endstep
81: *
82: step 8 : Fondo scavo a -13
83:      setwall LeftWall
84:      geom 0 -13
```

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
13 GIUGNO 2004 17:39:55
History 1 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

PAG. 4

```
N. comando

85: endstep
86: *
87: step 9 : fase finale con parametri minimi
88:      change B U-COHE=15
89:      change B D-COHE=15
90:      setwall LeftWall
91: endstep
92: *
93: *
```

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER A

natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= 0.0000	m	
quota inferiore	= -8.0000	m	
peso fuori falda	= 20.000	kN/m ³	
peso efficace in falda	= 10.000	kN/m ³	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m ³	
coesione	= 10.000	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito	= 24.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.40800		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.2000		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.59326		
esponente di OCR	= 0.80000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 40000.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 60000.	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
coesione	= 10.000	kPa	(A VALLE)
angolo di attrito	= 24.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.40800		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.2000		(A VALLE)

LAYER B

natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= -8.0000	m	
quota inferiore	= -0.10000E+31	m	
peso fuori falda	= 20.000	kN/m ³	
peso efficace in falda	= 10.000	kN/m ³	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m ³	
coesione	= 20.000	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito	= 24.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.40800		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.2000		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.59326		
esponente di OCR	= 0.80000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 60000.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 90000.	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
coesione	= 20.000	kPa	(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

angolo di attrito	= 24.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.40800		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.2000		(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)

LAYER A

coesione = 0.0000 kPa (A MONTE)
coesione = 0.0000 kPa (A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 6

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 7

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 8

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 7
13 GIUGNO 2004 17:39:55
History 1 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 9

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

LAYER B

coesione = 15.000 kPa (A MONTE)
coesione = 15.000 kPa (A VALLE)

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 8
13 GIUGNO 2004 17:39:55
History 1 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL LeftWall

coordinata y = 0.0000 m
quota piano campagna = 0.0000 m
quota del fondo scavo = 0.0000 m
quota della falda = -0.99900E+30 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 = -19.200 m
indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)

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	=	-19.200	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 6

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 10
 13 GIUGNO 2004 17:39:55
 History 1 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-10.800	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	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	=	-19.200	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 7

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-10.800	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	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	=	-19.200	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 8

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-13.000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	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

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 11
 13 GIUGNO 2004 17:39:55
 History 1 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 8

quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-19.200	m

indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)
 opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 9

WALL LeftWall

coordinata y = 0.0000 m
 quota piano campagna = 0.0000 m
 quota del fondo scavo = -13.0000 m
 quota della falda = -0.99900E+30 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 = -19.200 m
 indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)
 opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 12
 13 GIUGNO 2004 17:39:55
 History 1 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

RIASSUNTO ELEMENTI

```

+-----+-----+-----+-----+-----+
|          RIASSUNTO ELEMENTI SOIL          |
+-----+-----+-----+-----+-----+
| Name | Wall | Z1 | Z2 | Flag | Angle |
+-----+-----+-----+-----+-----+
|      |      | m | m |      | deg |
+-----+-----+-----+-----+-----+
| UHLeft | LeftWall | 0. | -19.20 | UPHILL | 0. |
+-----+-----+-----+-----+-----+
| DHLeft | LeftWall | 0. | -19.20 | DOWNHILL | 180.0 |
+-----+-----+-----+-----+-----+
  
```

```

+-----+-----+-----+-----+-----+
|          RIASSUNTO ELEMENTI BEAM          |
+-----+-----+-----+-----+-----+
| Name | Wall | Z1 | Z2 | Mat | thick |
+-----+-----+-----+-----+-----+
|      |      | m | m |      | m |
+-----+-----+-----+-----+-----+
| Pali | LeftWall | 0. | -19.20 | _ | 0.6225 |
+-----+-----+-----+-----+-----+
  
```

```

+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|          RIASSUNTO ELEMENTI WIRE          |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Name | Wall | Zeta | Mat | A/L | Pinit | Angle |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|      |      | m |      |      | kN/m | deg |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Tirante1 | LeftWall | -3.500 | _ | 0.1500E-04 | 180.0 | 10.00 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Tirante2 | LeftWall | -7.000 | _ | 0.1500E-04 | 240.0 | 10.00 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Tirante3 | LeftWall | -10.50 | _ | 0.2600E-04 | 240.0 | 10.00 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
  
```

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 13

13 GIUGNO 2004 17:39:55
 History 1 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

RIASSUNTO DATI VARI
 =====

MATERIALI	
Name	YOUNG MODULUS
	kPa
cls	2.5E+007
acci	2.1E+008

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 14
 13 GIUGNO 2004 17:39:55
 History 1 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

DISTRIBUTED LOAD SUMMARY

Wall	From step	To step	Z1	P1	Z2	P2
Left	2	9	-3.6000	16.320	-0.60000	0.0000
Left	2	9	-19.200	16.320	-3.6000	16.320

UNITS FOR Z1 , Z2 =m
 UNITS FOR P1 , P2 =kPa

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 15
 13 GIUGNO 2004 17:39:55
 History 1 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

FASE	N. DI ITERAZIONI	CONVERGENZA
1	2	SI
2	5	SI
3	4	SI
4	4	SI
5	3	SI
6	5	SI
7	4	SI
8	4	SI
9	4	SI

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 16
 13 GIUGNO 2004 17:39:55
 History 1 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

INVILUPPO AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI DI PARETE
 (PER UNITA' DI PROFONDITA')

* PARETE LeftWall GRUPPO Pali*
 STEP 1 - 9

* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:
 MOMENTO SX = Momento che tende le fibre sulla faccia sinistra [kN*m/m]
 MOMENTO DX = Momento che tende le fibre sulla faccia destra [kN*m/m]

TAGLIO = forza tagliante (valore assoluto, priva di segno)[kN/m]

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
1	A	0.	0.2133E-09	0.8731E-10	1.432
	B	-0.2000	0.2864	0.7731E-10	1.432
2	A	-0.2000	0.2864	0.1417E-09	4.511
	B	-0.4000	1.189	0.	4.511
3	A	-0.4000	1.189	0.	7.803
	B	-0.6000	2.749	0.	7.803
4	A	-0.6000	2.749	0.	11.34
	B	-0.8000	5.016	0.	11.34
5	A	-0.8000	5.016	0.	15.33
	B	-1.000	8.082	0.	15.33
6	A	-1.000	8.082	0.	19.75
	B	-1.200	12.03	0.	19.75
7	A	-1.200	12.03	0.	24.60
	B	-1.400	16.95	0.	24.60
8	A	-1.400	16.95	0.	29.87
	B	-1.600	22.92	0.	29.87
9	A	-1.600	22.92	0.	35.61
	B	-1.800	30.05	0.	35.61
10	A	-1.800	30.05	0.	41.98
	B	-2.000	38.44	0.	41.98
11	A	-2.000	38.44	0.	48.98
	B	-2.200	48.24	0.	48.98
12	A	-2.200	48.24	0.	56.60
	B	-2.400	59.56	0.	56.60
13	A	-2.400	59.56	0.	64.84
	B	-2.600	72.52	0.	64.84
14	A	-2.600	72.52	0.	73.68
	B	-2.800	87.26	0.	73.68
15	A	-2.800	87.26	0.	83.12
	B	-3.000	103.9	0.	83.12
16	A	-3.000	103.9	0.	93.13
	B	-3.200	122.5	0.	93.13
17	A	-3.200	122.5	0.	103.7
	B	-3.400	143.3	0.	103.7

PARATIE 6.1
13 GIUGNO 2004 17:39:55
History 1 - GA- Balzorile 2

Ce.A.S. s.r.l. - Milano
Paratia di pali a monte GA

PAG. 17

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
18	A	-3.400	143.3	0.	112.0
	B	-3.500	154.5	0.	112.0
19	A	-3.500	154.5	0.	115.9
	B	-3.700	142.9	0.	115.9
20	A	-3.700	142.9	0.	109.9
	B	-3.900	133.6	0.	109.9
21	A	-3.900	133.6	0.	102.8
	B	-4.100	125.7	0.	102.8
22	A	-4.100	125.7	0.	95.43
	B	-4.300	118.7	0.	95.43
23	A	-4.300	118.7	0.	87.69
	B	-4.500	112.2	12.66	87.69
24	A	-4.500	112.2	12.66	79.63
	B	-4.700	106.0	26.36	79.63
25	A	-4.700	106.0	26.36	71.24
	B	-4.900	100.1	40.61	71.24
26	A	-4.900	100.1	40.61	62.52
	B	-5.100	94.45	53.12	62.52
27	A	-5.100	94.45	53.12	53.48
	B	-5.300	93.75	63.81	53.48
28	A	-5.300	93.75	63.81	44.11
	B	-5.500	95.55	72.64	44.11
29	A	-5.500	95.55	72.64	34.42
	B	-5.700	96.30	79.52	34.42
30	A	-5.700	96.30	79.52	42.57
	B	-5.900	96.14	84.40	42.57
31	A	-5.900	96.14	84.40	58.34
	B	-6.100	95.19	87.21	58.34
32	A	-6.100	95.19	87.21	74.53
	B	-6.300	93.58	87.88	74.53

33	A	-6.300	93.58	87.88	91.12
	B	-6.500	91.42	86.36	91.12
34	A	-6.500	91.42	86.36	108.1
	B	-6.700	88.83	82.57	108.1
35	A	-6.700	88.83	82.57	125.4
	B	-6.900	98.70	76.45	125.4
36	A	-6.900	98.70	76.45	138.7
	B	-7.000	112.6	72.49	138.7
37	A	-7.000	112.6	72.49	153.7
	B	-7.200	95.71	62.74	153.7
38	A	-7.200	95.71	62.74	138.7
	B	-7.400	82.49	50.49	138.7
39	A	-7.400	82.49	50.49	123.4
	B	-7.600	74.25	70.02	123.4
40	A	-7.600	74.25	70.02	107.7
	B	-7.800	70.84	91.56	107.7

PARATIE 6.1
13 GIUGNO 2004 17:39:55
History 1 - GA-

Ce.A.S. s.r.l. - Milano
Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

PAG. 18

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
41	A	-7.800	70.84	91.56	91.69
	B	-8.000	67.50	109.9	91.69
42	A	-8.000	67.50	109.9	80.47
	B	-8.200	63.89	126.0	80.47
43	A	-8.200	63.89	126.0	68.92
	B	-8.400	60.09	139.8	68.92
44	A	-8.400	60.09	139.8	57.05
	B	-8.600	56.17	151.2	57.05
45	A	-8.600	56.17	151.2	44.85
	B	-8.800	52.19	160.2	44.85
46	A	-8.800	52.19	160.2	35.48
	B	-9.000	48.32	166.6	35.48
47	A	-9.000	48.32	166.6	42.04
	B	-9.200	45.38	170.5	42.04
48	A	-9.200	45.38	170.5	60.35
	B	-9.400	50.07	171.8	60.35
49	A	-9.400	50.07	171.8	79.07
	B	-9.600	53.98	170.3	79.07
50	A	-9.600	53.98	170.3	98.20
	B	-9.800	57.00	166.1	98.20
51	A	-9.800	57.00	166.1	117.7
	B	-10.00	59.20	159.1	117.7
52	A	-10.00	59.20	159.1	137.6
	B	-10.20	60.67	149.1	137.6
53	A	-10.20	60.67	149.1	157.8
	B	-10.40	61.48	136.2	157.8
54	A	-10.40	61.48	136.2	173.2
	B	-10.50	74.48	128.7	173.2
55	A	-10.50	74.48	128.7	151.9
	B	-10.70	64.94	111.2	151.9
56	A	-10.70	64.94	111.2	135.0
	B	-10.90	61.11	101.6	135.0
57	A	-10.90	61.11	101.6	117.8
	B	-11.10	60.17	125.1	117.8
58	A	-11.10	60.17	125.1	101.5
	B	-11.30	58.87	145.2	101.5
59	A	-11.30	58.87	145.2	97.35
	B	-11.50	57.26	161.7	97.35
60	A	-11.50	57.26	161.7	91.28
	B	-11.70	55.40	174.5	91.28
61	A	-11.70	55.40	174.5	83.53
	B	-11.90	54.34	183.6	83.53
62	A	-11.90	54.34	183.6	74.12
	B	-12.10	54.42	189.0	74.12
63	A	-12.10	54.42	189.0	64.69
	B	-12.30	54.21	190.5	64.69

PARATIE 6.1
 13 GIUGNO 2004 17:39:55
 History 1 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 19

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
64	A	-12.30	54.21	190.5	55.72
	B	-12.50	53.74	188.1	55.72
65	A	-12.50	53.74	188.1	47.23
	B	-12.70	53.14	181.7	47.23
66	A	-12.70	53.14	181.7	51.95
	B	-12.90	60.99	171.3	51.95
67	A	-12.90	60.99	171.3	72.45
	B	-13.10	67.33	156.9	72.45
68	A	-13.10	67.33	156.9	81.26
	B	-13.30	72.28	140.6	81.26
69	A	-13.30	72.28	140.6	87.83
	B	-13.50	75.94	123.0	87.83
70	A	-13.50	75.94	123.0	92.17
	B	-13.70	78.42	104.6	92.17
71	A	-13.70	78.42	104.6	94.28
	B	-13.90	79.82	85.75	94.28
72	A	-13.90	79.82	85.75	94.15
	B	-14.10	80.25	66.92	94.15
73	A	-14.10	80.25	66.92	91.79
	B	-14.30	79.81	48.56	91.79
74	A	-14.30	79.81	48.56	87.20
	B	-14.50	78.58	31.12	87.20
75	A	-14.50	78.58	31.12	80.45
	B	-14.70	76.67	15.03	80.45
76	A	-14.70	76.67	15.03	72.11
	B	-14.90	74.15	2.724	72.11
77	A	-14.90	74.15	2.724	62.20
	B	-15.10	71.11	2.688	62.20
78	A	-15.10	71.11	2.688	50.71
	B	-15.30	67.62	2.617	50.71
79	A	-15.30	67.62	2.617	39.98
	B	-15.50	63.77	2.515	39.98
80	A	-15.50	63.77	2.515	30.02
	B	-15.70	59.63	2.387	30.02
81	A	-15.70	59.63	2.387	21.88
	B	-15.90	55.25	2.240	21.88
82	A	-15.90	55.25	2.240	22.69
	B	-16.10	50.71	2.077	22.69
83	A	-16.10	50.71	2.077	23.20
	B	-16.30	46.07	1.902	23.20
84	A	-16.30	46.07	1.902	23.41
	B	-16.50	43.27	1.720	23.41
85	A	-16.50	43.27	1.720	23.35
	B	-16.70	41.76	1.534	23.35
86	A	-16.70	41.76	1.534	23.01
	B	-16.90	39.30	1.348	23.01

PARATIE 6.1
 13 GIUGNO 2004 17:39:55
 History 1 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 20

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
87	A	-16.90	39.30	1.348	22.41
	B	-17.10	36.05	1.163	22.41
88	A	-17.10	36.05	1.163	21.55
	B	-17.30	32.20	0.9844	21.55
89	A	-17.30	32.20	0.9844	21.32
	B	-17.50	27.94	0.8132	21.32
90	A	-17.50	27.94	0.8132	22.51
	B	-17.70	23.44	0.6524	22.51
91	A	-17.70	23.44	0.6524	22.81
	B	-17.90	18.87	0.5042	22.81
92	A	-17.90	18.87	0.5042	22.23
	B	-18.10	14.43	0.3709	22.23
93	A	-18.10	14.43	0.3709	20.75
	B	-18.30	10.28	0.2547	20.75
94	A	-18.30	10.28	0.2547	18.40

	B	-18.50	6.600	0.1578	18.40
95	A	-18.50	6.600	0.1578	15.16
	B	-18.70	3.569	0.8218E-01	15.16
96	A	-18.70	3.569	0.8218E-01	11.03
	B	-18.90	1.363	0.3002E-01	11.03
97	A	-18.90	1.363	0.3002E-01	6.018
	B	-19.10	0.1589	0.3305E-02	6.018
98	A	-19.10	0.1589	0.3305E-02	1.589
	B	-19.20	0.8731E-10	0.3385E-10	1.589

PARATIE 6.1
 13 GIUGNO 2004 17:39:55
 History 1 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

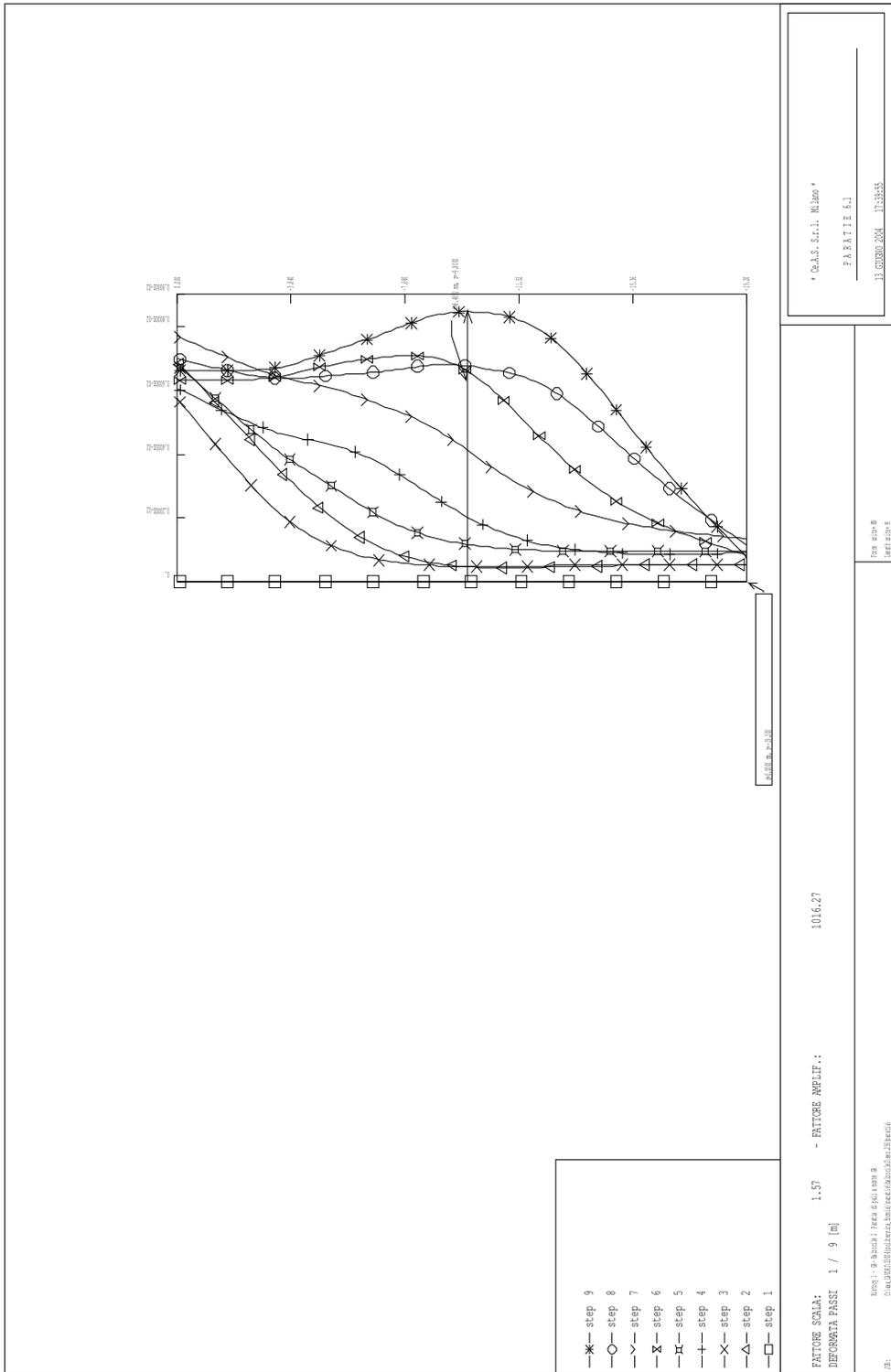
Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 21

FORZE NEGLI ANCORAGGI ATTIVI (PER UNITA' DI PROFONDITA')

TIRANTE	Tirante1	1 PARETE LeftWall	QUOTA	-3.5000
		FASE 1 inattivo		
		FASE 2 inattivo		
		FASE 3 FORZA 180.00		kN/m
		FASE 4 FORZA 187.84		kN/m
		FASE 5 FORZA 185.96		kN/m
		FASE 6 FORZA 193.40		kN/m
		FASE 7 FORZA 193.35		kN/m
		FASE 8 FORZA 193.19		kN/m
		FASE 9 FORZA 194.32		kN/m
TIRANTE	Tirante2	1 PARETE LeftWall	QUOTA	-7.0000
		FASE 1 inattivo		
		FASE 2 inattivo		
		FASE 3 inattivo		
		FASE 4 inattivo		
		FASE 5 FORZA 240.00		kN/m
		FASE 6 FORZA 255.70		kN/m
		FASE 7 FORZA 250.91		kN/m
		FASE 8 FORZA 254.34		kN/m
		FASE 9 FORZA 258.04		kN/m
TIRANTE	Tirante3	1 PARETE LeftWall	QUOTA	-10.500
		FASE 1 inattivo		
		FASE 2 inattivo		
		FASE 3 inattivo		
		FASE 4 inattivo		
		FASE 5 inattivo		
		FASE 6 inattivo		
		FASE 7 FORZA 240.00		kN/m
		FASE 8 FORZA 256.21		kN/m
		FASE 9 FORZA 265.63		kN/m

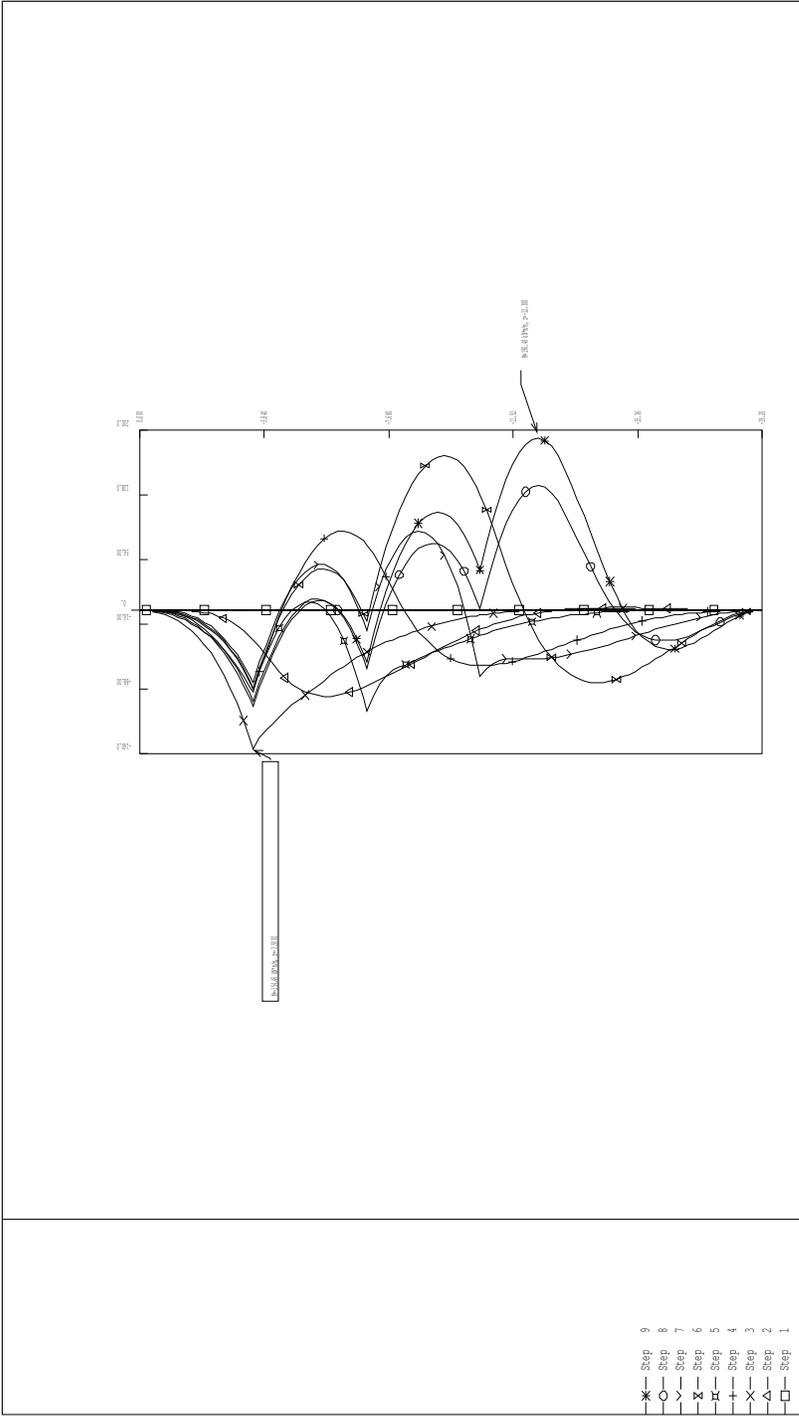
FIGURES:



* G.M.S. S.r.l. Milano *
 P.A.R.T.I.E 6.1
 13. GIUGNO 2004 11:38:55

Form step 8
 Form step 1

step 1: 8.816547; form step 8
 step 2: 8.816547; form step 8

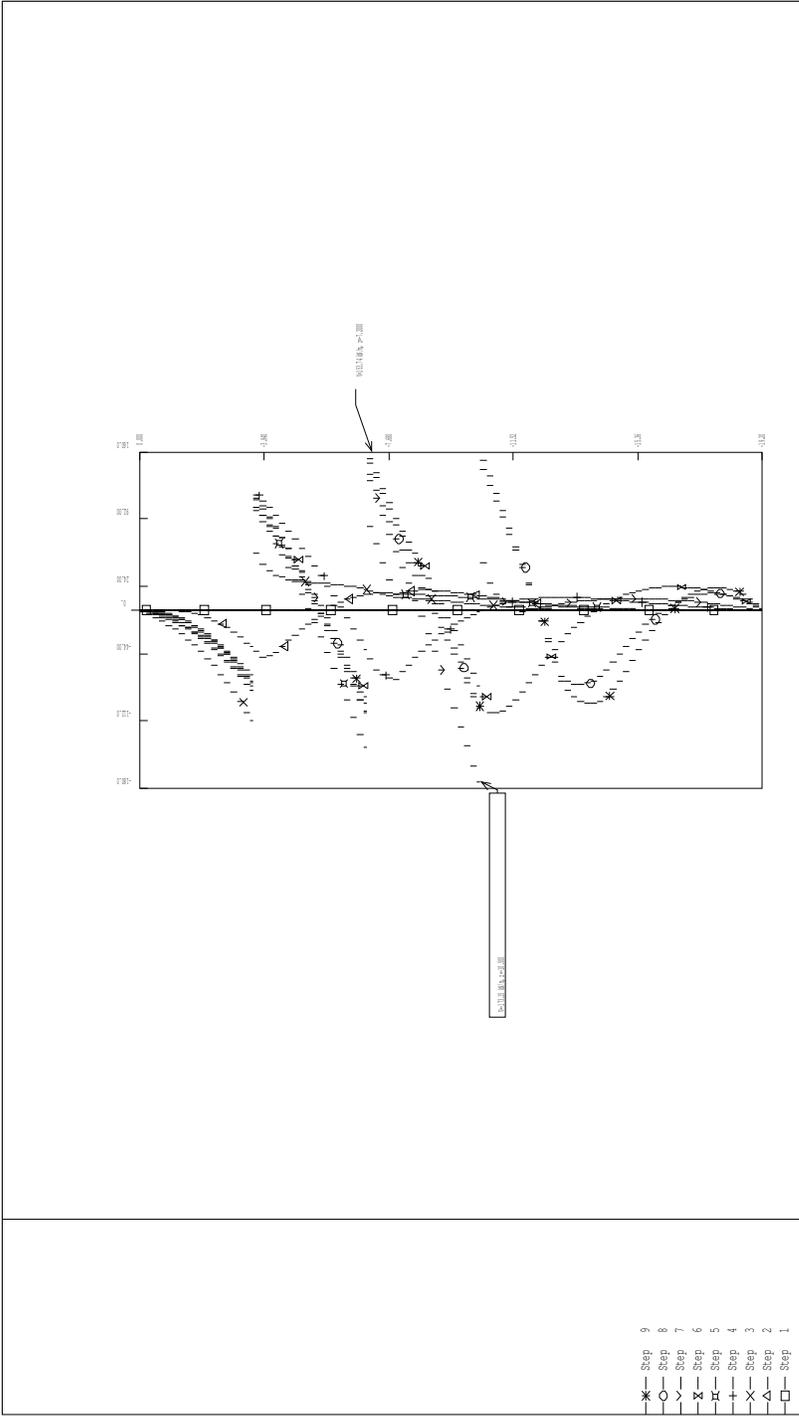


* Co.A.S. S.r.l. Milano *
 P.A.R.T.I.E. 6.3
 13 GIUGNO 2004 12:34:55

MOMENTI FLETTENTI (kNm/m)
 INVIUPO DA 1 A 9
 SOLA GEOM.: 1.49

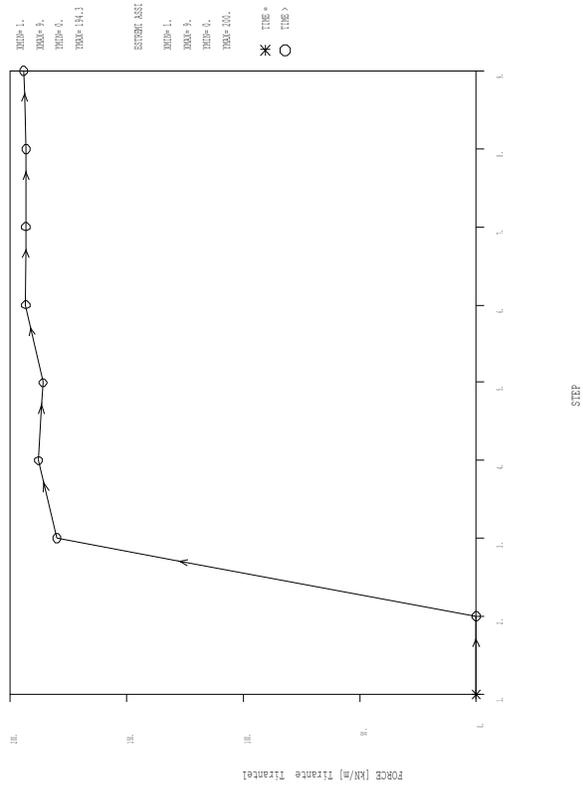
Step 1 - 9: kNm/m
 Step 2 - 8: kNm/m
 Step 3 - 7: kNm/m
 Step 4 - 6: kNm/m
 Step 5 - 5: kNm/m
 Step 6 - 4: kNm/m
 Step 7 - 3: kNm/m
 Step 8 - 2: kNm/m
 Step 9 - 1: kNm/m

PUNTO PUNTO = 2.11E
 PUNTO PUNTO = 2.11E



<ul style="list-style-type: none"> ✱ — Step 9 ○ — Step 8 ∨ — Step 7 Σ — Step 6 ⊖ — Step 5 ⊕ — Step 4 × — Step 3 △ — Step 2 □ — Step 1 	<p>TAGLI [K/M]</p> <p>INVIOLUPPO DA 1 A 9</p>	<p>SOGLIA GEOM.: 1.49</p>	<p>* O.A.S. S.r.l. Milano *</p> <p>PARATE 6.3</p> <p>13 GIUGNO 2004 12:58:55</p>
--	---	---------------------------	--

Tabelle Titranei	
STEP	FORCE [kN]
1.	0.
2.	0.
3.	186.
4.	187,8
5.	186,0
6.	192,4
7.	193,4
8.	192,2
9.	194,3



DAL PASSO 1 AL PASSO 9
 DISEGNO VERBALE X / VERBALE Y

13/03/2014 11:55:55

13/03/2014 11:55:55

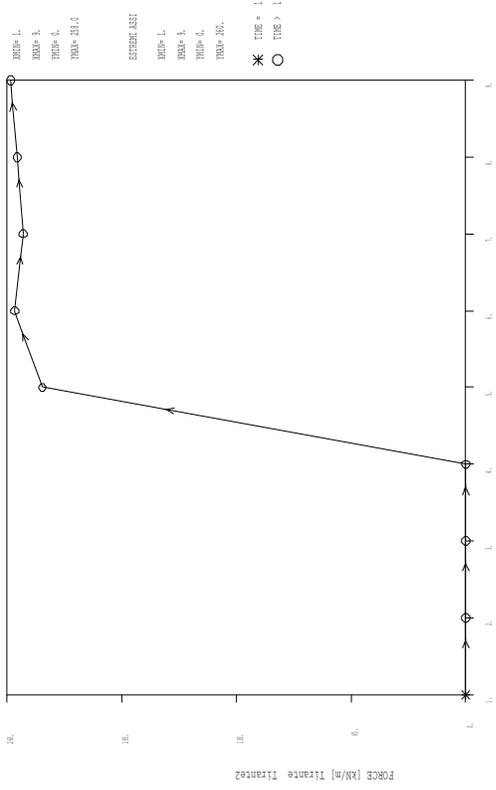
13/03/2014 11:55:55

* Calcolata da: M. M. M. M. M.

PARITTE S.r.l.

13/03/2014 11:55:55

Tirante Tirante2	
STEP	FORCE [kN/m]
1.	0.
2.	0.
3.	0.
4.	0.
5.	240.
6.	255.7
7.	250.3
8.	254.3
9.	253.4



DAL PASSO 1 AL PASSO 9
 DIAGRAMMA VARIABILE X / VARIABILE Y

MATERIALE: C20/25
 CODICE: C20/25

STEP: 9
 STEP: 1

* DE.A.S. S.r.l. Milano *

P A R A M E T R I 6.1

11.03.2024 12:55:53

38: atrest 0.593263 0.8 1

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
13 GIUGNO 2004 17:46:25
History 2 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

PAG. 3

N. comando

```
39: resistance 20 24 0.408 3.2
40: young 60000 90000
41: endlayer
42: *
43: step 1 : Inizializzazione geostatica
44: setwall LeftWall
45: geom 0 0
46: endstep
47: *
48: step 2 : Scavo fino a -3.8 m
49: dload constant LeftWall -3.6 16.32 -0.6 0
50: dload constant LeftWall -19.2 16.32 -3.6 16.32
51: setwall LeftWall
52: geom 0 -3.8
53: endstep
54: *
55: step 3 : Realizzazione tirante 1
56: setwall LeftWall
57: add Tirante1
58: endstep
59: *
60: step 4 : Scavo a -7.3
61: setwall LeftWall
62: geom 0 -7.3
63: endstep
64: *
65: step 5 : realizzazione Tirante 2
66: change A U-COHE=0
67: change A D-COHE=0
68: setwall LeftWall
69: add Tirante2
70: endstep
71: *
72: step 6 : Scavo a -10.8
73: setwall LeftWall
74: geom 0 -10.8
75: endstep
76: *
77: step 7 : Realizzazione tirante 3
78: setwall LeftWall
79: add Tirante3
80: endstep
81: *
82: step 8 : Fondo scavo a -13
83: setwall LeftWall
84: geom 0 -13
```

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
13 GIUGNO 2004 17:46:25
History 2 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

PAG. 4

N. comando

```
85: endstep
86: *
87: step 9 : sisima C=0.07
88: change A U-COHE=15
89: change A D-COHE=15
90: change B U-COHE=25
91: change B D-COHE=25
92: dload constant LeftWall -9 2.44 0 13.42
93: setwall LeftWall
```

94: geom 0 -9
95: endstep
96: *
97: *

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
13 GIUGNO 2004 17:46:25
History 2 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

PAG. 5

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER A

natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= 0.0000	m	
quota inferiore	= -8.0000	m	
peso fuori falda	= 20.000	kN/m ³	
peso efficace in falda	= 10.000	kN/m ³	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m ³	
coesione	= 10.000	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito	= 24.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.40800		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.2000		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.59326		
esponente di OCR	= 0.80000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 40000.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 60000.	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
coesione	= 10.000	kPa	(A VALLE)
angolo di attrito	= 24.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.40800		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.2000		(A VALLE)

LAYER B

natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= -8.0000	m	
quota inferiore	= -0.10000E+31	m	
peso fuori falda	= 20.000	kN/m ³	
peso efficace in falda	= 10.000	kN/m ³	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m ³	
coesione	= 20.000	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito	= 24.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.40800		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.2000		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.59326		
esponente di OCR	= 0.80000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 60000.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 90000.	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
coesione	= 20.000	kPa	(A VALLE)

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
13 GIUGNO 2004 17:46:25
History 2 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

PAG. 6

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

angolo di attrito	= 24.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.40800		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.2000		(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)

LAYER A

coesione = 0.0000 kPa (A MONTE)
coesione = 0.0000 kPa (A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 6

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 7

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 8

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 7
13 GIUGNO 2004 17:46:25
History 2 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 9

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

LAYER A

coesione = 15.000 kPa (A MONTE)
coesione = 15.000 kPa (A VALLE)

LAYER B

coesione = 25.000 kPa (A MONTE)
coesione = 25.000 kPa (A VALLE)

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 8
13 GIUGNO 2004 17:46:25
History 2 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL LeftWall
coordinata y = 0.0000 m
quota piano campagna = 0.0000 m

quota del fondo scavo	= 0.0000	m
quota della falda	= -0.99900E+30	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	= -19.200	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -3.8000	m
quota della falda	= -0.99900E+30	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	= -19.200	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -3.8000	m
quota della falda	= -0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 0.0000	kPa

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 9

13 GIUGNO 2004 17:46:25

History 2 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

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	= -19.200	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 4

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -7.3000	m
quota della falda	= -0.99900E+30	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	= -19.200	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 5

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-7.3000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	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	=	-19.200	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 6

PARATIE 6.1

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 10

13 GIUGNO 2004

17:46:25

History 2 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-10.800	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	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	=	-19.200	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 7

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-10.800	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	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	=	-19.200	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 8

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-13.000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	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

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 8

quota del sovraccarico a valle = -0.99900E+30 m
 quota di taglio = 0.0000 m
 quota di equil. pressioni dell'acqua = -19.200 m
 indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)
 opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 9

WALL LeftWall

coordinata y = 0.0000 m
 quota piano campagna = 0.0000 m
 quota del fondo scavo = -9.0000 m
 quota della falda = -0.99900E+30 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 = -19.200 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
UHLeft	LeftWall	0.	-19.20	UPHILL	0.
DHLeft	LeftWall	0.	-19.20	DOWNHILL	180.0

RIASSUNTO ELEMENTI BEAM					
Name	Wall	Z1	Z2	Mat	thick
		m	m		m
Pali	LeftWall	0.	-19.20	_	0.6225

RIASSUNTO ELEMENTI WIRE						
Name	Wall	Zeta	Mat	A/L	Pinit	Angle
		m			kN/m	deg
Tirante1	LeftWall	-3.500	_	0.1500E-04	180.0	10.00
Tirante2	LeftWall	-7.000	_	0.1500E-04	240.0	10.00

```
| Tirante3 | LeftWall | -10.50 | _ | 0.2600E-04 | 240.0 | 10.00 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
```

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 13
 13 GIUGNO 2004 17:46:25
 History 2 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

RIASSUNTO DATI VARI
 =====

```
+-----+-----+
| MATERIALI |
+-----+-----+
| Name | YOUNG MODULUS |
+-----+-----+
| | kPa |
+-----+-----+
| cls | 2.5E+007 |
+-----+-----+
| acci | 2.1E+008 |
+-----+-----+
```

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 14
 13 GIUGNO 2004 17:46:25
 History 2 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

DISTRIBUTED LOAD SUMMARY

Wall	From step	To step	Z1	P1	Z2	P2
Left	2	9	-3.6000	16.320	-0.60000	0.0000
Left	2	9	-19.200	16.320	-3.6000	16.320
Left	9	9	-9.0000	2.4400	0.0000	13.420

UNITS FOR Z1 , Z2 =m
 UNITS FOR P1 , P2 =kPa

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 15
 13 GIUGNO 2004 17:46:25
 History 2 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

FASE	N. DI ITERAZIONI	CONVERGENZA
1	2	SI
2	5	SI
3	4	SI
4	4	SI
5	3	SI
6	5	SI
7	4	SI
8	4	SI
9	4	SI

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 16
 13 GIUGNO 2004 17:46:25

History 2 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

INVILUPPO AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI DI PARETE
(PER UNITA' DI PROFONDITA')

* PARETE LeftWall GRUPPO Pali*

STEP 1 - 9

* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

MOMENTO SX = Momento che tende le fibre sulla faccia sinistra [kN*m/m]

MOMENTO DX = Momento che tende le fibre sulla faccia destra [kN*m/m]

TAGLIO = forza tagliante (valore assoluto, priva di segno) [kN/m]

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
1	A	0.	0.2133E-09	0.8731E-10	1.432
	B	-0.2000	0.2864	0.7731E-10	1.432
2	A	-0.2000	0.2864	0.1417E-09	4.511
	B	-0.4000	1.189	0.	4.511
3	A	-0.4000	1.189	0.	7.803
	B	-0.6000	2.749	0.	7.803
4	A	-0.6000	2.749	0.	11.34
	B	-0.8000	5.016	0.	11.34
5	A	-0.8000	5.016	0.	15.33
	B	-1.000	8.082	0.	15.33
6	A	-1.000	8.082	0.	19.75
	B	-1.200	12.03	0.	19.75
7	A	-1.200	12.03	0.	24.60
	B	-1.400	16.95	0.	24.60
8	A	-1.400	16.95	0.	29.87
	B	-1.600	22.92	0.	29.87
9	A	-1.600	22.92	0.	35.61
	B	-1.800	30.05	0.	35.61
10	A	-1.800	30.05	0.	41.98
	B	-2.000	38.44	0.	41.98
11	A	-2.000	38.44	0.	48.98
	B	-2.200	48.24	0.	48.98
12	A	-2.200	48.24	0.	56.60
	B	-2.400	59.56	0.	56.60
13	A	-2.400	59.56	0.	64.84
	B	-2.600	72.52	0.	64.84
14	A	-2.600	72.52	0.	73.68
	B	-2.800	87.26	0.	73.68
15	A	-2.800	87.26	0.	83.12
	B	-3.000	103.9	0.	83.12
16	A	-3.000	103.9	0.	93.13
	B	-3.200	122.5	0.	93.13
17	A	-3.200	122.5	0.	103.7
	B	-3.400	143.3	0.	103.7

PARATIE 6.1

13 GIUGNO 2004

17:46:25

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 17

History 2 - GA- Balzorile 2

Paratia di pali a monte GA

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
18	A	-3.400	143.3	0.	112.0
	B	-3.500	154.5	0.	112.0
19	A	-3.500	154.5	0.	115.9
	B	-3.700	142.9	0.	115.9
20	A	-3.700	142.9	0.	109.9
	B	-3.900	133.6	0.	109.9
21	A	-3.900	133.6	0.	102.8
	B	-4.100	125.7	0.	102.8
22	A	-4.100	125.7	0.	95.43
	B	-4.300	118.7	0.	95.43
23	A	-4.300	118.7	0.	87.69
	B	-4.500	112.2	12.66	87.69
24	A	-4.500	112.2	12.66	79.63
	B	-4.700	106.0	26.36	79.63
25	A	-4.700	106.0	26.36	71.24
	B	-4.900	100.1	40.61	71.24
26	A	-4.900	100.1	40.61	62.52
	B	-5.100	94.45	53.12	62.52

27	A	-5.100	94.45	53.12	53.48
	B	-5.300	93.75	63.81	53.48
28	A	-5.300	93.75	63.81	44.11
	B	-5.500	95.55	72.64	44.11
29	A	-5.500	95.55	72.64	34.42
	B	-5.700	96.30	79.52	34.42
30	A	-5.700	96.30	79.52	42.57
	B	-5.900	96.14	84.40	42.57
31	A	-5.900	96.14	84.40	58.34
	B	-6.100	95.19	87.21	58.34
32	A	-6.100	95.19	87.21	74.53
	B	-6.300	93.58	87.88	74.53
33	A	-6.300	93.58	87.88	91.12
	B	-6.500	91.42	86.36	91.12
34	A	-6.500	91.42	86.36	108.1
	B	-6.700	88.83	82.57	108.1
35	A	-6.700	88.83	82.57	125.4
	B	-6.900	98.70	76.45	125.4
36	A	-6.900	98.70	76.45	138.7
	B	-7.000	112.6	72.49	138.7
37	A	-7.000	112.6	72.49	153.7
	B	-7.200	95.71	62.74	153.7
38	A	-7.200	95.71	62.74	138.7
	B	-7.400	82.49	50.49	138.7
39	A	-7.400	82.49	50.49	123.4
	B	-7.600	74.25	70.02	123.4
40	A	-7.600	74.25	70.02	107.7
	B	-7.800	70.84	91.56	107.7

PARATIE 6.1
 13 GIUGNO 2004 17:46:25
 History 2 - GA- Balzorile 2

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 18

Paratia di pali a monte GA

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
41	A	-7.800	70.84	91.56	91.69
	B	-8.000	67.50	109.9	91.69
42	A	-8.000	67.50	109.9	80.47
	B	-8.200	63.89	126.0	80.47
43	A	-8.200	63.89	126.0	68.92
	B	-8.400	60.09	139.8	68.92
44	A	-8.400	60.09	139.8	57.05
	B	-8.600	56.17	151.2	57.05
45	A	-8.600	56.17	151.2	44.85
	B	-8.800	52.19	160.2	44.85
46	A	-8.800	52.19	160.2	35.48
	B	-9.000	48.32	166.6	35.48
47	A	-9.000	48.32	166.6	42.04
	B	-9.200	45.38	170.5	42.04
48	A	-9.200	45.38	170.5	60.35
	B	-9.400	50.07	171.8	60.35
49	A	-9.400	50.07	171.8	79.07
	B	-9.600	53.98	170.3	79.07
50	A	-9.600	53.98	170.3	98.20
	B	-9.800	57.00	166.1	98.20
51	A	-9.800	57.00	166.1	117.7
	B	-10.00	59.20	159.1	117.7
52	A	-10.00	59.20	159.1	137.6
	B	-10.20	60.67	149.1	137.6
53	A	-10.20	60.67	149.1	157.8
	B	-10.40	61.48	136.2	157.8
54	A	-10.40	61.48	136.2	173.2
	B	-10.50	74.48	128.7	173.2
55	A	-10.50	74.48	128.7	141.7
	B	-10.70	64.94	111.2	141.7
56	A	-10.70	64.94	111.2	126.1
	B	-10.90	61.11	90.59	126.1
57	A	-10.90	61.11	90.59	110.1
	B	-11.10	60.17	76.94	110.1
58	A	-11.10	60.17	76.94	101.5
	B	-11.30	58.87	95.71	101.5
59	A	-11.30	58.87	95.71	97.35
	B	-11.50	57.26	111.2	97.35
60	A	-11.50	57.26	111.2	91.28

	B	-11.70	55.40	123.2	91.28
61	A	-11.70	55.40	123.2	83.53
	B	-11.90	54.34	131.8	83.53
62	A	-11.90	54.34	131.8	74.12
	B	-12.10	54.42	136.9	74.12
63	A	-12.10	54.42	136.9	64.69
	B	-12.30	54.21	138.4	64.69

PARATIE 6.1
13 GIUGNO 2004 17:46:25
History 2 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 19

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
64	A	-12.30	54.21	138.4	55.72
	B	-12.50	53.74	136.3	55.72
65	A	-12.50	53.74	136.3	47.23
	B	-12.70	53.14	130.4	47.23
66	A	-12.70	53.14	130.4	60.31
	B	-12.90	60.99	120.8	60.31
67	A	-12.90	60.99	120.8	77.42
	B	-13.10	67.33	107.3	77.42
68	A	-13.10	67.33	107.3	76.19
	B	-13.30	72.28	93.00	76.19
69	A	-13.30	72.28	93.00	75.84
	B	-13.50	75.94	78.14	75.84
70	A	-13.50	75.94	78.14	75.12
	B	-13.70	78.42	63.12	75.12
71	A	-13.70	78.42	63.12	74.19
	B	-13.90	79.82	48.28	74.19
72	A	-13.90	79.82	48.28	71.50
	B	-14.10	80.25	33.98	71.50
73	A	-14.10	80.25	33.98	67.09
	B	-14.30	79.81	20.56	67.09
74	A	-14.30	79.81	20.56	60.94
	B	-14.50	78.58	8.375	60.94
75	A	-14.50	78.58	8.375	53.06
	B	-14.70	76.67	2.716	53.06
76	A	-14.70	76.67	2.716	44.39
	B	-14.90	74.15	2.724	44.39
77	A	-14.90	74.15	2.724	36.23
	B	-15.10	71.11	2.688	36.23
78	A	-15.10	71.11	2.688	28.62
	B	-15.30	71.55	2.617	28.62
79	A	-15.30	71.55	2.617	21.57
	B	-15.50	73.66	2.515	21.57
80	A	-15.50	73.66	2.515	20.73
	B	-15.70	74.19	2.387	20.73
81	A	-15.70	74.19	2.387	21.88
	B	-15.90	73.29	2.240	21.88
82	A	-15.90	73.29	2.240	22.69
	B	-16.10	71.10	2.077	22.69
83	A	-16.10	71.10	2.077	23.20
	B	-16.30	67.78	1.902	23.20
84	A	-16.30	67.78	1.902	23.41
	B	-16.50	63.47	1.720	23.41
85	A	-16.50	63.47	1.720	25.56
	B	-16.70	58.36	1.534	25.56
86	A	-16.70	58.36	1.534	28.74
	B	-16.90	52.61	1.348	28.74

PARATIE 6.1
13 GIUGNO 2004 17:46:25
History 2 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 20

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
87	A	-16.90	52.61	1.348	31.01
	B	-17.10	46.41	1.163	31.01
88	A	-17.10	46.41	1.163	32.34

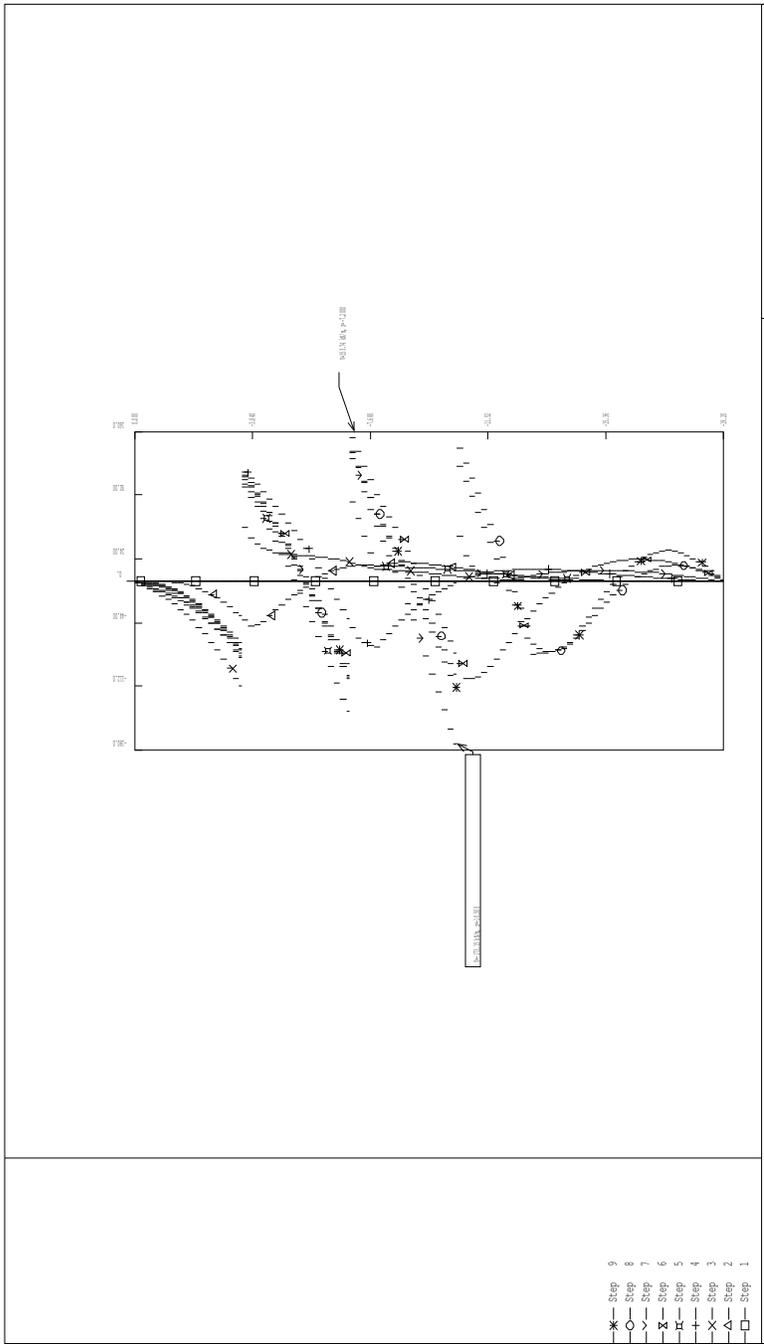
	B	-17.30	39.94	0.9844	32.34
89	A	-17.30	39.94	0.9844	32.68
	B	-17.50	33.41	0.8132	32.68
90	A	-17.50	33.41	0.8132	31.99
	B	-17.70	27.01	0.6524	31.99
91	A	-17.70	27.01	0.6524	30.23
	B	-17.90	20.96	0.5042	30.23
92	A	-17.90	20.96	0.5042	27.35
	B	-18.10	15.49	0.3709	27.35
93	A	-18.10	15.49	0.3709	23.97
	B	-18.30	10.70	0.2547	23.97
94	A	-18.30	10.70	0.2547	20.13
	B	-18.50	6.673	0.1578	20.13
95	A	-18.50	6.673	0.1578	15.81
	B	-18.70	3.510	0.8218E-01	15.81
96	A	-18.70	3.510	0.8218E-01	11.03
	B	-18.90	1.305	0.3002E-01	11.03
97	A	-18.90	1.305	0.3002E-01	5.779
	B	-19.10	0.1490	0.3305E-02	5.779
98	A	-19.10	0.1490	0.3305E-02	1.490
	B	-19.20	0.8731E-10	0.3385E-10	1.490

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 21
 13 GIUGNO 2004 17:46:25
 History 2 - GA- Balzorile 2 Paratia di pali a monte GA

FORZE NEGLI ANCORAGGI ATTIVI (PER UNITA' DI PROFONDITA')

TIRANTE	Tirante1	1 PARETE LeftWall	QUOTA	-3.5000
		FASE 1 inattivo		
		FASE 2 inattivo		
		FASE 3 FORZA	180.00	kN/m
		FASE 4 FORZA	187.84	kN/m
		FASE 5 FORZA	185.96	kN/m
		FASE 6 FORZA	193.40	kN/m
		FASE 7 FORZA	193.35	kN/m
		FASE 8 FORZA	193.19	kN/m
		FASE 9 FORZA	197.34	kN/m
TIRANTE	Tirante2	1 PARETE LeftWall	QUOTA	-7.0000
		FASE 1 inattivo		
		FASE 2 inattivo		
		FASE 3 inattivo		
		FASE 4 inattivo		
		FASE 5 FORZA	240.00	kN/m
		FASE 6 FORZA	255.70	kN/m
		FASE 7 FORZA	250.91	kN/m
		FASE 8 FORZA	254.34	kN/m
		FASE 9 FORZA	255.16	kN/m
TIRANTE	Tirante3	1 PARETE LeftWall	QUOTA	-10.500
		FASE 1 inattivo		
		FASE 2 inattivo		
		FASE 3 inattivo		
		FASE 4 inattivo		
		FASE 5 inattivo		
		FASE 6 inattivo		
		FASE 7 FORZA	240.00	kN/m
		FASE 8 FORZA	256.21	kN/m
		FASE 9 FORZA	251.05	kN/m

FIGURES:

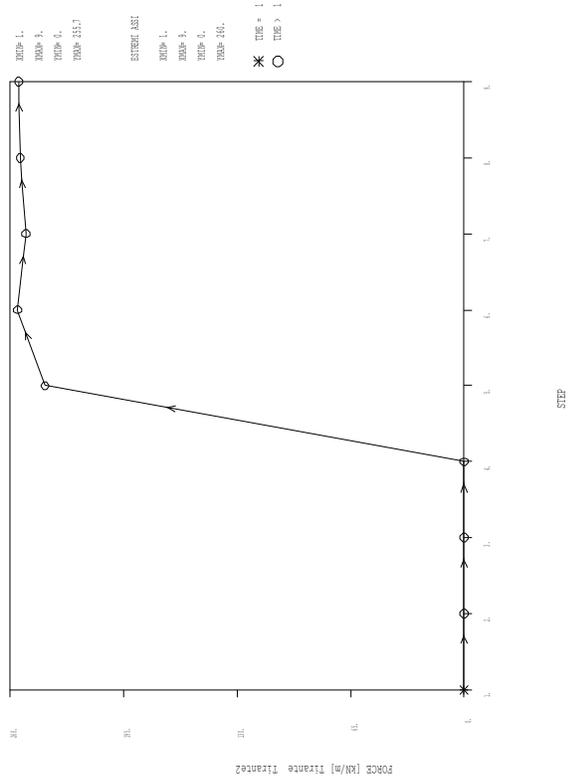


- *— Step 9
- Step 8
- ∨— Step 7
- ⊗— Step 6
- ⊕— Step 5
- +— Step 4
- ×— Step 3
- △— Step 2
- Step 1

TAGLI [Rivini]
 SQUADRA GEN. 1:49

C.A.S. S.r.l. MILANO
 PARABOLE 6.1
 R. GROSSI 2001 17-16-24

Timeo (min)	STEP	FORCE (N)
1.	1.	0.
2.	2.	0.
3.	3.	0.
4.	4.	0.
5.	5.	200.
6.	6.	255.7
7.	7.	255.9
8.	8.	254.3
9.	9.	255.2



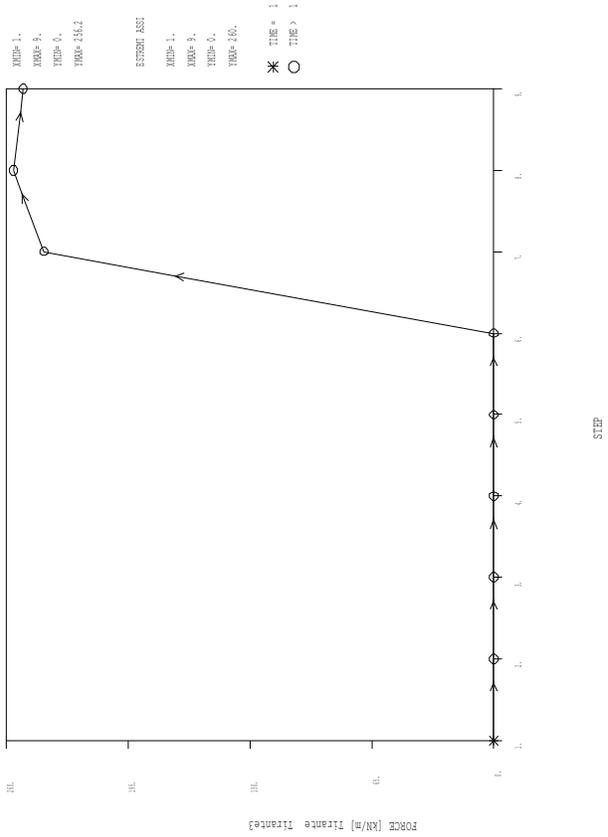
DAI PASSO 1 AL PASSO 9
 DIAGRAMMA ENERGIE X / VARIABILE Y

Elementi a 9 nodi per elemento
 Computazione con il metodo degli elementi finiti

* Coeff. Scalf. Metodo *
 PARABOLIC 6.1
 IL GIUGNO 2004 17:45:58

Ilm 2004/03
 File 01241

Tirante Tirante3	
STEP	FORCE [kN/m]
1.	0.
2.	0.
3.	0.
4.	0.
5.	0.
6.	0.
7.	240.
8.	255.2
9.	251.0



DAL PASSO 1 AL PASSO 9
DIAGRAMMA VARIABILE X / VARIABILE Y

REV. 1 - P. Bacci - Baccari & Partners
COMPTON/COMPTON/COMPTON/COMPTON/COMPTON

* C.A.S. S.r.l. Milano *
PARTE 6.1
13 GIUGNO 2004 11:46:25

REV. 01/01/01
L. 11/01/01

APPENDICE E
GA Balzorile 2
Analisi della G.A. a paratie contrapposte

1. ANALISI DELLA GALLERIA ARTIFICIALE
 - 1.1 Descrizione delle scelte progettuali
 - 1.2 Stratigrafia di calcolo e parametri di progetto
 - 1.3 Metodo di calcolo
 - 1.4 Parametri di calcolo
 - 1.4.1 Parametri di spinta
 - 1.4.2 Parametri di interazione terreno struttura
 - 1.5 Schema di calcolo
 - 1.6 Risultati delle elaborazioni
2. VERIFICA DI RESISTENZA
 - 2.1 Verifica del palo

Elaborati di calcolo "Paratie vers. 6.1"

1. ANALISI DELLA GALLERIA ARTIFICIALE

1.1 Descrizione delle scelte progettuali

La realizzazione della galleria artificiale “Balzorile 2” richiede la preventiva realizzazione di uno scavo di sbancamento con una altezza massima di circa 14 m dal p.c. sostenuto da una paratia di pali in c.a. multiancorata.

Sul piano di scavo così creato verrà realizzata la galleria artificiale a paratie contrapposte e solettone piano e con scavo a foro cieco. In particolare le paratie sono costituite da pali di diametro $D = 1200$ mm, lunghezza $L = 15.0$ m ed interasse longitudinale $i = 1.3$ m. L’impalcato ha una luce trasversale di 14.5 m (distanza tra le due file di pali misurata in asse) ed uno spessore di 1.3 m.

Nella sistemazione finale si prevede la realizzazione di un muro in terra armata a ridosso della paratia multiancorata (lato monte) ed un ricoprimento della G.A. con terreno per uno spessore di circa 2 m da estradosso solettone.

Oggetto della presente sono il dimensionamento e la verifica della struttura scatolare della G.A., mentre per quanto riguarda la paratia di sostegno multiancorata si rimanda all’apposita relazione di calcolo.

Il calcolo della G.A. in esame è stato eseguito con riferimento alla sezione n. 256, in quanto rappresentativa della situazione più gravosa.

1.2 Stratigrafia di calcolo e parametri di progetto

La formazione interessata dagli scavi è costituita principalmente da argille caotiche e/o detritiche con i seguenti parametri geotecnici cautelativi di progetto:

da 0.0 m (quota testa paratia) fino alle massime profondità di interesse progettuale

$\gamma' = 20$ kN/m ³	peso di volume;
$\varphi' = 24^\circ$	angolo di resistenza al taglio;
$c' = 20$ kPa	coesione drenata in condizioni statiche (fase esecutiva);
$c' = 15$ kPa	coesione drenata in condizioni statiche (fase finale a lungo termine);
$c' = 25$ kPa	coesione drenata in condizioni sismiche.

La scelta dei parametri geotecnici di resistenza è stata eseguita considerando valori nell’intorno dei valori minimi per le analisi statiche a lungo termine; per l’analisi delle fasi esecutive e per l’analisi in condizioni sismiche, tenendo presente dell’azione di breve durata, della risposta non drenata del

terreno e della condizione temporanea dello scavo aperto, sono stati assunti parametri più elevati nell'intorno dei valori medi relativi al range indicato in relazione geotecnica.

Per ulteriori approfondimenti sulle caratteristiche geotecniche di tale formazione si rimanda alla relazione geotecnica.

1.3 Metodo di calcolo

Al fine di rappresentare il comportamento delle paratie durante le varie fasi di lavoro (scavi e inserimento contrasti) è opportuno l'impiego di un metodo di calcolo iterativo atto a simulare l'interazione in fase elasto-plastica terreno-paratia.

A tale scopo si impiega il programma di calcolo "PARATIE" della HarpaCeas s.r.l. di Milano.

Lo studio del comportamento di un elemento di paratia inserito nel terreno viene effettuato tenendo conto della deformabilità dell'elemento stesso, considerato in regime elastico, e soggetto alle azioni derivanti dalla spinta dei terreni, dalle eventuali differenze di pressione idrostatiche, dalle spinte dovute ai sovraccarichi esterni e dalla presenza degli elementi di contrasto.

La paratia viene discretizzata con elementi finiti monodimensionali a due gradi di libertà per nodo (spostamento orizzontale e rotazione).

Il terreno viene schematizzato secondo un modello elasto-plastico; esso reagisce elasticamente sino a valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del segno dello stesso spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva.

Gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di spinta "a riposo".

Con tale metodo, si può quindi seguire analiticamente la successione delle fasi di costruzione, di carico e di contrasto; consentendo di fornire informazioni attendibili sull'entità delle deformazioni e sugli effetti che esse inducono sul diagramma delle pressioni esercitate dal terreno sulla paratia.

1.4 Parametri di calcolo

Il metodo di calcolo richiede la definizione di altri parametri, valutati in funzione delle caratteristiche geotecniche e fisiche dei terreni, delle caratteristiche geometriche e strutturali dell'opera.

1.4.1 Parametri di spinta

-pressione a riposo: $P'o = K_o \cdot \sigma'_v$

con: $K_o =$ coefficiente di spinta a riposo.

$\sigma'_v =$ tensione verticale efficace;

-pressione attiva: $P'a = K_a \cdot \sigma'_v - c' \cdot K_{ac}$.
 con: $K_a =$ coefficiente di spinta attiva, funzione di φ' e δa ;
 $K_{ac} = 2 \cdot (K_a)^{0.5}$;
 $\delta a =$ angolo di attrito terreno-paratia $= 0.6 \cdot \varphi'$

-pressione passiva: $P'p = K_p \cdot \sigma'_v + c' \cdot K_{pc}$.
 con: $K_p =$ coefficiente di spinta attiva, funzione di φ' e δa ;
 $K_{pc} = 2 \cdot (K_p)^{0.5}$;
 $\delta p =$ attrito terreno-paratia $= 0.5 \cdot \varphi' \leq 15^\circ$

1.4.2 Parametri di interazione terreno struttura

La rigidezza delle molle schematizzanti il terreno sono proporzionali al modulo elastico del terreno. Per l'unità stratigrafica si considerano i seguenti parametri:

da 0.0 m (quota testa paratia) fino alle massime profondità di interesse progettuale

$K_0 = 0.590$	coefficiente di spinta a riposo
$K_a = 0.408$ ($\alpha = 4^\circ$)	coefficiente di spinta attiva ($\alpha =$ inclinazione del p.c. a monte)
$K_p = 3.200$	coefficiente di resistenza passiva
$E_{uc} = 60000$ kPa	modulo di compressione vergine
$E_{ur} = 90000$ kPa	modulo scarico-ricarico

1.5 Schema di calcolo

Il calcolo è stato eseguito con riferimento alla sezione n. 256, in quanto rappresentativa della situazione più gravosa per la GA in esame.

L'analisi è stata condotta sia in condizioni statiche, sia in condizioni sismiche. Gli schemi geometrici sono riportati negli elaborati di calcolo inseriti in calce.

Di seguito si riportano le fasi di calcolo da analizzare in successione. Lo zero di riferimento per il calcolo è fissato in corrispondenza dell'asse del solettone sommitale.

Step 1: esecuzione dei pali $D=1200$ mm relativi alla paratia di sinistra e di destra dell'opera scatolare; inizializzazione geostatica. Applicazione del carico dovuto al terreno presente sul lato sinistro dello scatolare (circa 14 m di altezza sostenuto dalla paratia di monte)

valutato pari a $q = 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 14 \text{ m} = 280 \text{ kN/m}^2$; tale carico è ricondotto ad un incremento di spinta sulla paratia di sinistra, mediante lo schema di figura 1.

Step 2: realizzazione del solettone sommitale di altezza $H = 1.3 \text{ m}$, con applicazione del carico dovuto al peso proprio; scavo fino a quota -8.4 m dal p.c. (fondo scavo).

Step 3: realizzazione della soletta di base di spessore $h = 0.6 \text{ m}$; ritombamento della struttura scatolare: applicazione del sovraccarico dovuto al ricoprimento con terreno in posto valutato come:

$M = q \cdot L^2 / 12$ applicato in testa alla paratia ai due estremi del solettone sommitale dove

$q = 2.0 \cdot 20 = \text{kN/m/m}$ carico dovuto ad uno spessore di 2.0 m di terreno

$L = 14.5 \text{ m}$ luce di calcolo (misurata ad asse pali).

Applicazione del carico dovuto al peso del volume in terra armata che grava sulla striscia di terreno (larga circa 4 m) compresa tra la paratia di monte e la galleria artificiale; essendo il volume di terra armato appoggiato da un lato sulla paratia e dall'altro sulla fila di pali di monte si considera cautelativamente il 50% del peso (il muro è mediamente alto 12 m quindi si ha $q = 20 \cdot 12 \cdot 50\% = 120 \text{ kN/m}^2$); tale carico è ricondotto ad un incremento di spinta sulla paratia di sinistra, mediante lo schema di figura 2.

Step 4: in questa fase si ha una biforcazione dell'analisi:

condizioni statiche parametri geotecnici minimi;

condizioni sismiche applicazione dell'incremento di spinta in condizioni sismiche e delle forze d'inerzia dovute alle masse portate dall'impalcato (peso proprio e carichi permanenti).

Le azioni sismiche vengono valutate considerando un'accelerazione orizzontale:

$k_n = 0.07 \text{ g}$ per zona sismica di II categoria

a cui corrisponde un incremento del coefficiente di spinta orizzontale:

$\delta K_{as} = 0.054$.

- Incremento di spinta dovuta al terreno il cui valore massimo è valutato come:

$\gamma \cdot H \cdot \delta K_{as} = 20 \cdot 8.4 \cdot 0.054 = 9.07 \text{ kPa}$

con andamento variabile linearmente con la profondità:

a quota 0.0 m dal p.c. 9.07 kPa

a -8.4 m dal p.c. 0.0 kPa

- Incremento di spinta dovuta al sovraccarico ($q_p = 280 \text{ kPa}$)

$$q_p \cdot \delta K_{as} = 280 \cdot 0.054 = 15.12 \text{ kPa}$$

con andamento costante.

In conclusione si ottiene il seguente incremento di spinta con andamento trapezoidale:

$$\Delta q_{h_1} = 9.07 + 15.12 = 24.19 \text{ kPa} \quad \text{a quota } 0.0 \text{ m}$$

$$\Delta q_{h_2} = 15.12 \text{ kPa} \quad \text{a } -8.4 \text{ m dal p.c.}$$

dove $H=8.4 \text{ m}$ è l'altezza corrispondente dopo il ritombamento della struttura scatolare a valle della paratia.

Inoltre, sempre in condizioni sismiche si considerano le forze inerziali delle masse portate dall'impalcato (peso proprio + carichi permanenti):

$$W_1 = (1.3 \cdot 14.5 \cdot 25) = 471 \text{ kN} \quad \text{peso del solettone sommitale (H=1.3 m);}$$

$$W_2 = (2.0 \cdot 14.5 \cdot 20) = 580 \text{ kN} \quad \text{peso del terreno portato (H=2.0 m);}$$

$$W = W_1 + W_2 = 1051 \text{ kN} \quad \text{massa totale portata}$$

$L=14.5 \text{ m}$ è la larghezza trasversale dello scatolare misurata da asse pali.

La forza sismica orizzontale vale:

$$F_h = K_h \cdot W = 0.054 \cdot 1051 = 73.6 \text{ kN} \quad \text{valutata su uno sviluppo longitudinale unitario.}$$

Tale forza si ripartirà sulle due file di pali. Quindi, nella modellazione si considerano due forze pari a $F_h/2 = 36.8 \text{ kN}$ applicate a testa palo (una sulla paratia di sx e una sulla paratia di dx) entrambe agenti nella direzione del sisma.

Dati

ϕ' [deg] = 24 *angolo di resistenza al taglio*
 α [deg] = 4 *inclinazione del pendio di monte*
 a [m] = 4 *distanza inizio carico da asse paratia*
 q [kPa] = 280 *carico*
 Z_0 [m] = 0.0 *quota piano applicazione sovraccarico*

Andamento del carico orizzontale equivalente applicato alla paratia

α_1 [deg] = 16.0
 α_2 [deg] = 61.0
 K_a [-] = 0.408 q_h [kPa] = 114.2
 Z_1 [m] = -1.1
 Z_2 [m] = -7.2

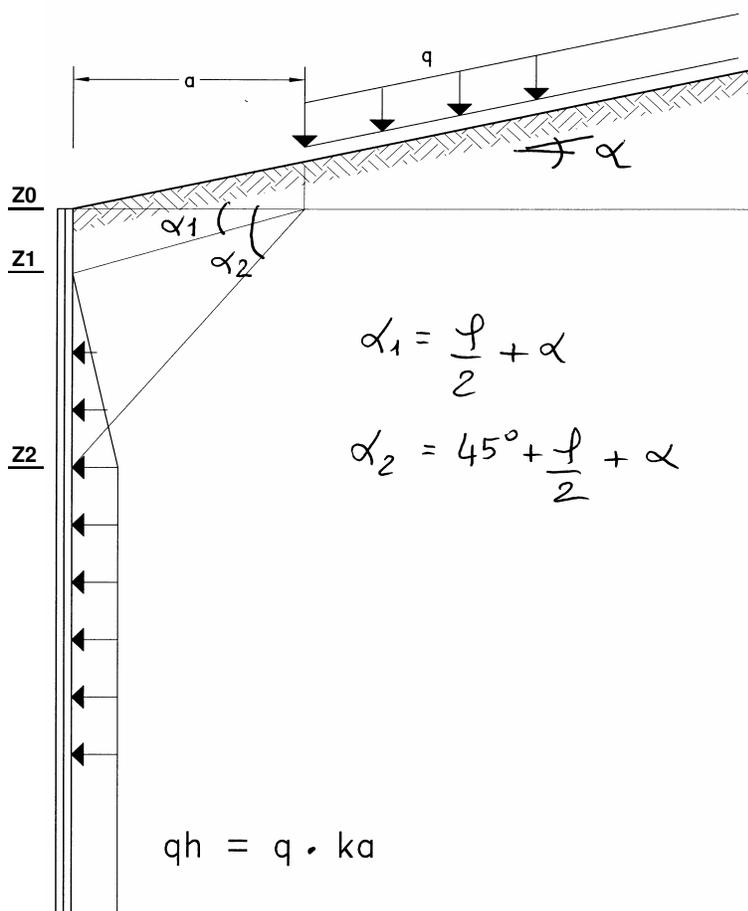


Figura 1

Dati

ϕ' [deg] = 24 *angolo di resistenza al taglio*
a [m] = 0 *distanza inizio carico da asse paratia*
b [m] = 4 *distanza fine carico da asse paratia*
q [kPa] = 120 *carico*
zo [m] = 0.0 *quota piano applicazione sovraccarico*

Andamento del carico orizzontale equivalente applicato alla paratia

Z1 [m] = 0.0 qh1 [kPa] = 0.0 Ka [--] = 0.422
Z2 [m] = 0.0 qh2 [kPa] = 101.2 Rh [kN/m] = 311.7
Z3 [m] = -6.2 qh3 [kPa] = 0.0

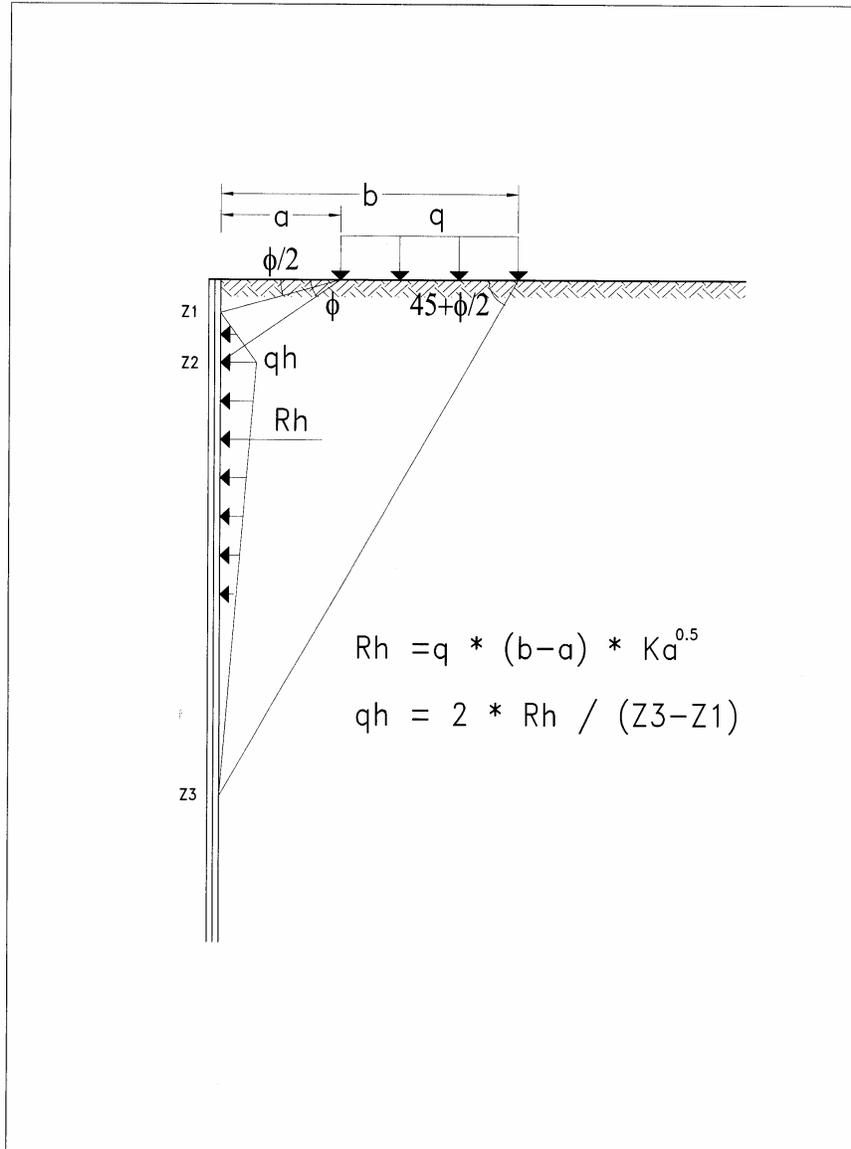


Figura 2

1.6 Risultati delle elaborazioni

In accordo al metodo di calcolo ed ai parametri esposti in precedenza, si ottengono le seguenti sollecitazioni massime (le seguenti sollecitazioni sono sempre riferite ad un metro di sviluppo longitudinale):

$M_{\max} = 449$ ($z = -1.6$ m)	kN·m / m	Momento massimo in testa ai pali di sinistra;
$M_{\max}^- = 853$ ($z = -1.6$ m)	kN·m / m	Momento massimo in testa ai pali di destra;
$T_{\max} = 551$ ($z = -1.6$ m)	kN / m	Taglio massimo in testa ai pali di sinistra;
$T_{\max}^- = 609$ ($z = -1.6$ m)	kN / m	Taglio massimo in testa ai pali di destra;
$M_{\max} = 1122$ ($z = -7.2$ m)	kN·m / m	Momento massimo lungo il fusto dei pali di sinistra;
$M_{\max}^- = 582$ ($z = -6.8$ m)	kN·m / m	Momento massimo lungo il fusto dei pali di destra;
$\delta_{\max} \approx 21$ ($z = -8.9$ m)	mm	Spostamento massimo della paratia di sinistra;
$\delta_{\max} \approx 16$ ($z = -0.0$ m)	mm	Spostamento massimo della paratia di destra.

Si osserva che le massime sollecitazioni si hanno per l'analisi in condizioni sismiche.

2. VERIFICA DI RESISTENZA

2.1 Verifica del palo

Si considera una sezione circolare ($D = 1200$ mm) sottoposta alle seguenti sollecitazioni considerando un interasse dei pali pari a 1.3 m:

$N_1 = [(1.3 \cdot 14.5 \cdot 25) / 2] \cdot 1.3 = 306$ kN peso del solettone sommitale (spessore 1.3 m, luce trasversale 14.5 m, peso di volume 25 kN/m³);

$N_2 = [(2.0 \cdot 14.5 \cdot 20) / 2] \cdot 1.3 = 377$ kN peso del ricoprimento di terreno (spessore 2.0 m, luce trasversale 14.5 m, peso di volume 20 kN/m³)

$N_3 = (3.14 \cdot 1.2^2 \cdot 7.2 \cdot 25) / 4 = 204$ kN peso proprio del palo tratto sovrastante alla sezione di verifica con momento massimo ($z = -7.2$ m, peso di volume 25 kN/m³).

In definitiva si hanno le seguenti sollecitazioni di verifica:

Sezione con momento massimo ($z = -7.2$ m paratia sx)

$N_{tot} = 306 + 377 + 204 = 887$ kN forza assiale totale sulla sezione di verifica;

$M = 1122 \cdot 1.3 = 1458.6$ kN · m momento massimo;

$T = 148 \cdot 1.3 = 192.4$ kN taglio associato.

Sezione con taglio massimo ($z = -1.6$ m paratia dx)

$N_{tot} = 306 + 377 = 683$ kN forza assiale totale sulla sezione di verifica;

$M = 853 \cdot 1.3 = 1108.9$ kN · m momento associato;

$T = 609 \cdot 1.3 = 791.7$ kN taglio massimo .

Adottando un'armatura longitudinale costituita da 35 $\varnothing 26$ ed un copriferro di calcolo di 0.06 m si ottengono le seguenti tensioni massime sui materiali:

Sezione con momento massimo ($z = -7.2$ m paratia sx)

$\sigma_s = 200$ MPa < 255 MPa (FeB44k)

$\sigma_c = 9.36$ MPa < 9.75 MPa (Rck = 30 MPa)

$\tau = 0.21$ MPa < 0.60 MPa (Rck = 30 MPa)

Sezione con taglio massimo ($z = -1.6$ m paratia dx)

$\sigma_s = 151$ MPa < 255 MPa (FeB44k)

$\sigma_c = 7.12$ MPa < 9.75 MPa (Rck = 30 MPa)

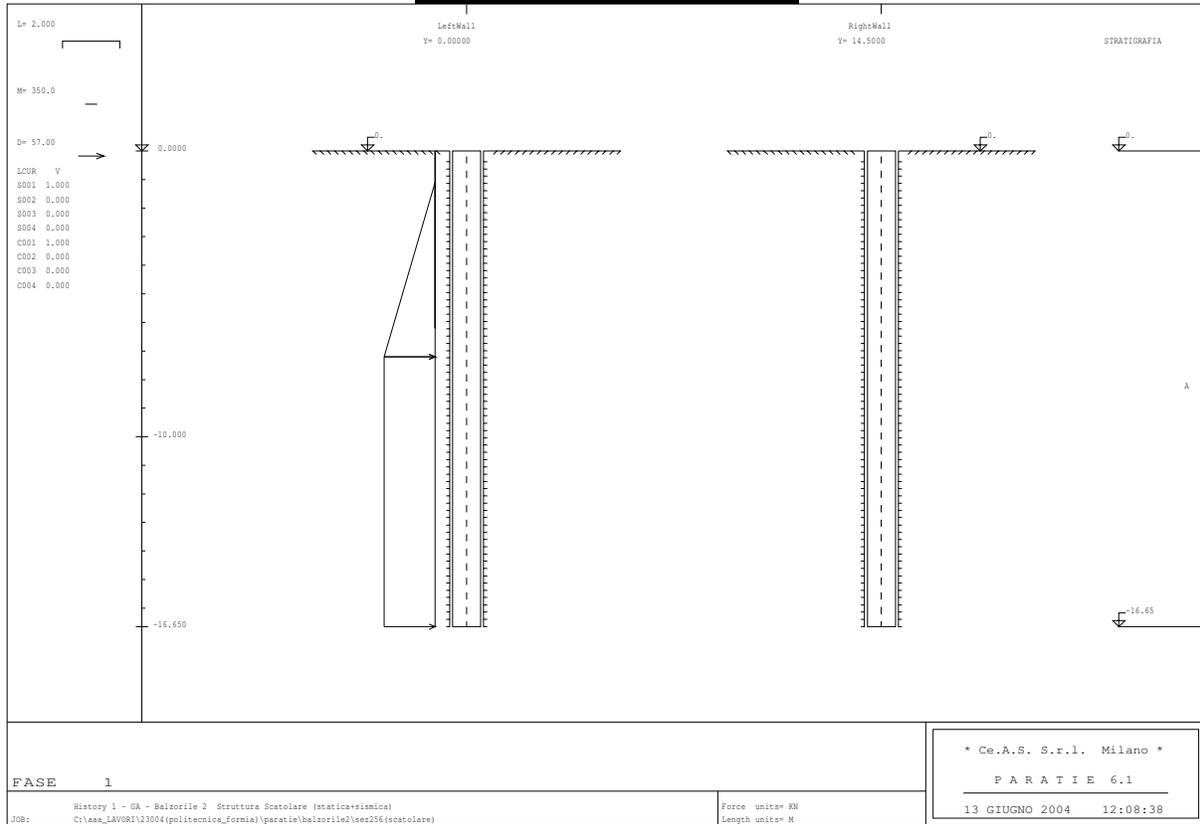
$$\tau = 0.88 \text{ MPa} < 1.80 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 30 \text{ MPa})$$

Per la staffatura si adotta una spirale $\varnothing 14$ passo 0.20 m su tutta lunghezza del palo, con raffittimento a testa palo (passo dimezzato) in corrispondenza della sezione di attacco con il solettone fino a circa 2 m da testa palo.

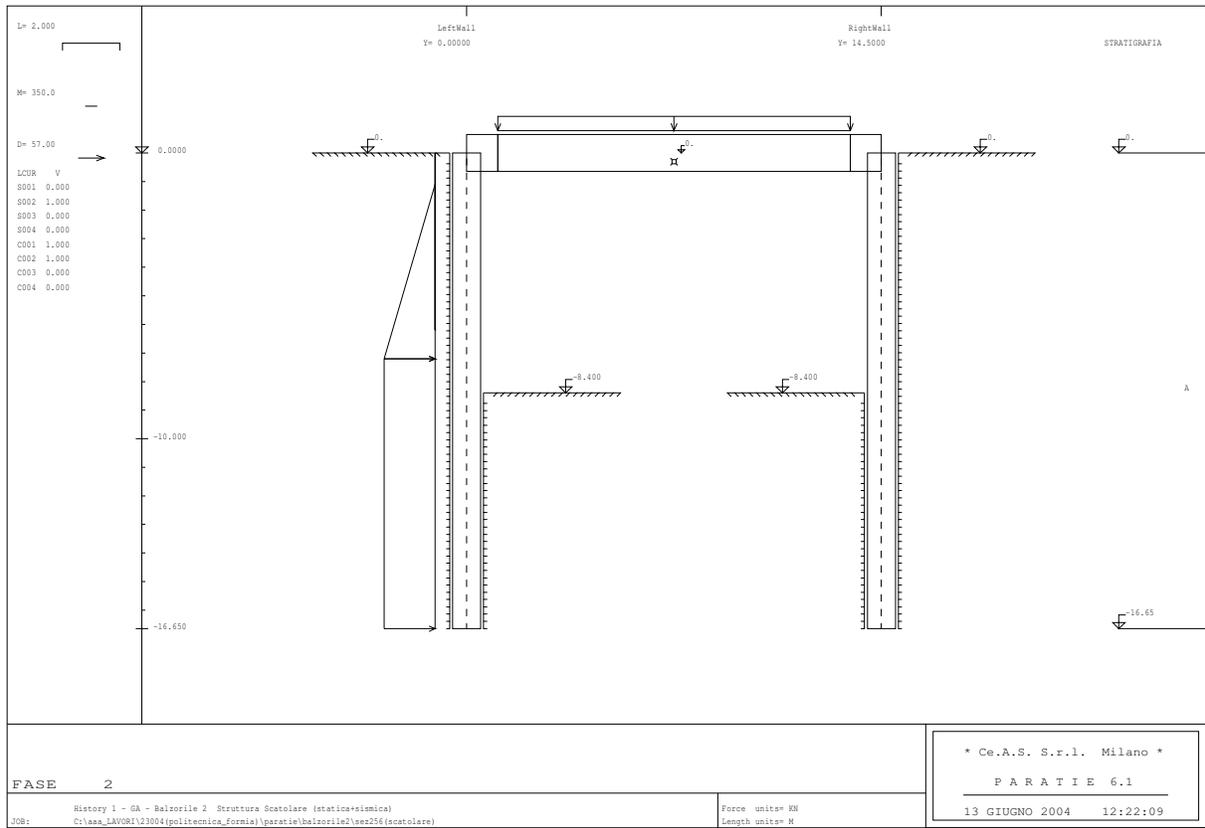
APPENDICE E.1

Elaborati di calcolo “Paratie 6.1”

SCHEMI GRAFICI DI INPUT



Step 1



FASE 2

History 1 - GA - Balzorie 2 Struttura Scatolare (statica+seismica)
 JOB: C:\aaa_LAVORI\23004(politecnica_formia)\paratie\balzorie2\sez236(scatoiare)

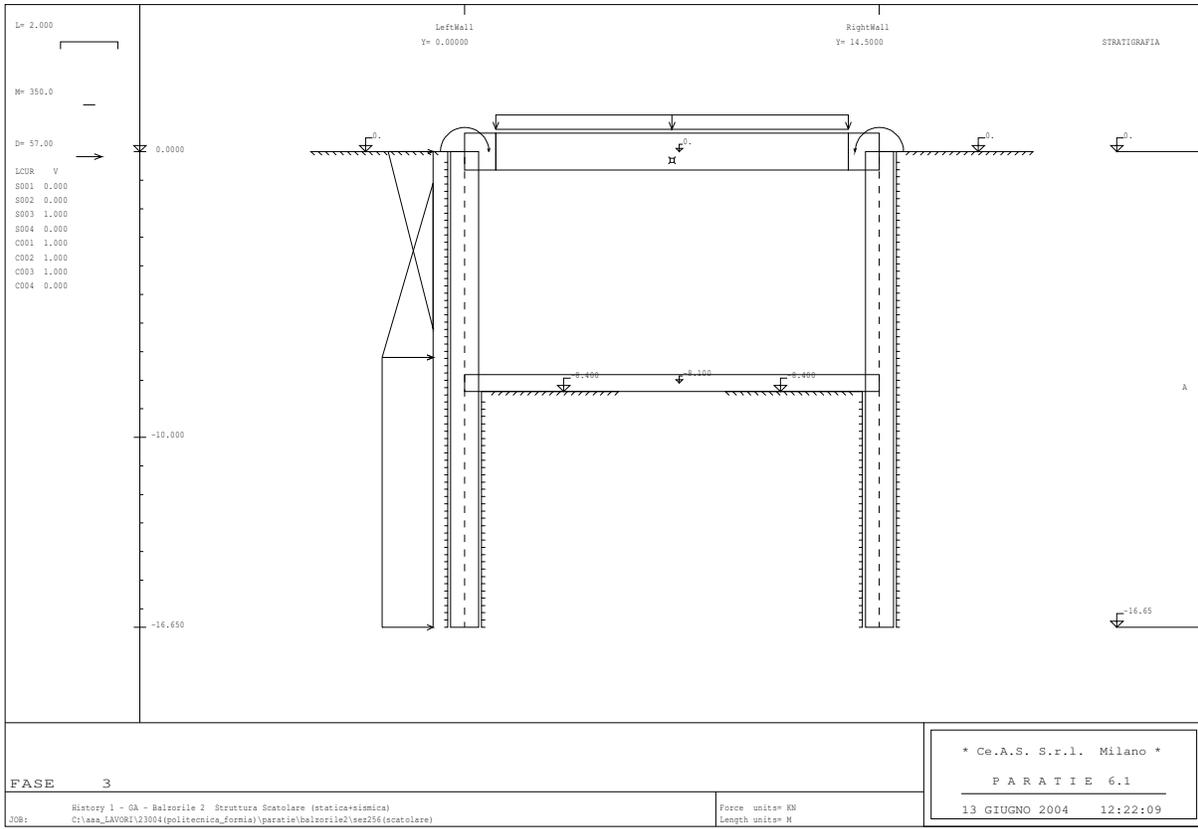
Force units= KN
 Length units= M

* Ce.A.S. S.r.l. Milano *

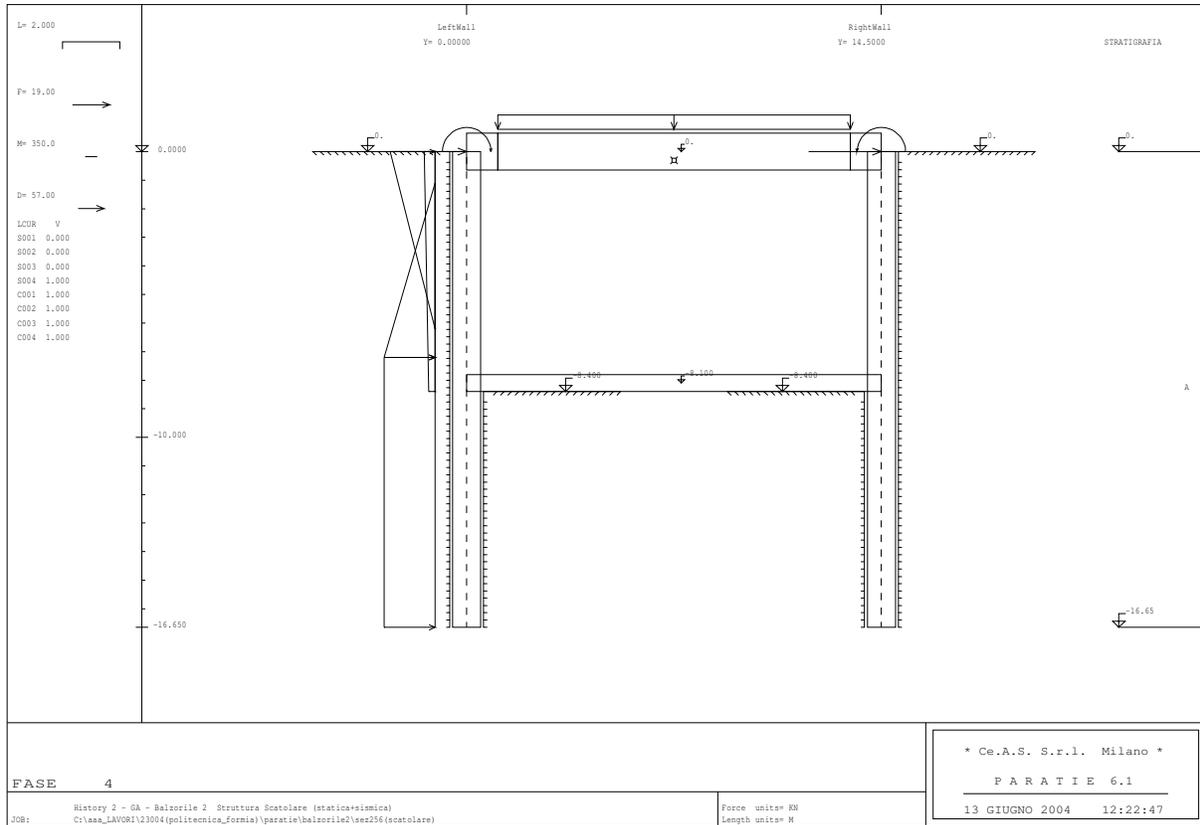
PARATIE 6.1

13 GIUGNO 2004 12:22:09

Step 2



Step 3



Step 4 (analisi sismica)

N. comando

```

38:   endlayer
39: *
40: step 1 : Inizializzazione geostatica
41:   dload constant LeftWall -7.2 114 -1.1 0
42:   dload constant LeftWall -16.65 114 -7.2 114
43:   setwall LeftWall
44:     geom 0 0
45:   setwall RightWall
46:     geom 0 0
47: endstep
48: *
49: step 2 : realizzazione traverso + scavo
50:   add tarverso
51:   setwall LeftWall
52:     geom 0 -8.4
53:   setwall RightWall
54:     geom 0 -8.4
55: endstep
56: *
57: step 3 : realizzazione soletta + ritombamento finale
58:   add soletta
59:   load constant LeftWall 0 2 -700
60:   dload constant LeftWall -6.2 0 0 101
61:   setwall LeftWall
62:   load constant RightWall 0 2 700
63:   setwall RightWall
64: endstep
65: *
66: step 4 : fase finale con parametri minimi
67:   change A U-COHE=15
68:   change A D-COHE=15
69:   setwall LeftWall

70:   setwall RightWall
71: endstep
72: *
73: *
    
```

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER A

natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= 0.0000	m	
quota inferiore	= -0.10000E+31	m	
peso fuori falda	= 20.000	kN/m ³	
peso efficace in falda	= 10.000	kN/m ³	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m ³	
coesione	= 20.000	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito	= 24.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.40800		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.2000		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.59326		
esponente di OCR	= 0.80000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 60000.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 90000.	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
coesione	= 20.000	kPa	(A VALLE)

angolo di attrito	=	24.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.40800		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.2000		(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)

LAYER A				
coesione	=	15.000	kPa	(A MONTE)

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 5
 13 GIUGNO 2004 12:25:00
 History 1 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 4

coesione	=	15.000	kPa	(A VALLE)
----------	---	--------	-----	-----------

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 6
 13 GIUGNO 2004 12:25:00
 History 1 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	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	=	-16.650	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

WALL RightWall

coordinata y	=	14.500	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	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	=	-16.650	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-8.4000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	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

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 7

13 GIUGNO 2004 12:25:00
History 1 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.650	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

WALL RightWall

coordinata y	=	14.500	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-8.4000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	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	=	-16.650	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-8.4000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	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	=	-16.650	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

WALL RightWall

coordinata y	=	14.500	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-8.4000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 8

13 GIUGNO 2004 12:25:00
History 1 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 11
 13 GIUGNO 2004 12:25:00
 History 1 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

RIASSUNTO DATI VARI
 =====

MATERIALI	
Name	YOUNG MODULUS
	kPa
cls	2.5E+007

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 12
 13 GIUGNO 2004 12:25:00
 History 1 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

DISTRIBUTED LOAD SUMMARY

Wall	From step	To step	Z1	P1	Z2	P2
Left	1	4	-7.2000	114.00	-1.1000	0.0000
Left	1	4	-16.650	114.00	-7.2000	114.00
Left	3	4	-6.2000	0.0000	0.0000	101.00

UNITS FOR Z1 , Z2 =m
 UNITS FOR P1 , P2 =kPa

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 13
 13 GIUGNO 2004 12:25:00
 History 1 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

CONCENTRATED LOAD SUMMARY

Wall	From step	To step	ZETA	FORCE	MOMENT
Left	3	4	0.0000	0.0000	-700.00
Righ	3	4	0.0000	0.0000	700.00

UNITS FOR ZETA =m
 FORCE UNITS =kN/m
 MOMENT UNITS =kN*m/m

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 14
 13 GIUGNO 2004 12:25:00
 History 1 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

FASE	N. DI ITERAZIONI	CONVERGENZA
1	5	SI
2	5	SI
3	5	SI

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 15
 13 GIUGNO 2004 12:25:00
 History 1 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

INVILUPPO AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI DI PARETE
 (PER UNITA' DI PROFONDITA')

* PARETE LeftWall GRUPPO Pali*

STEP 1 - 4

* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

MOMENTO SX = Momento che tende le fibre sulla faccia sinistra [kN*m/m]

MOMENTO DX = Momento che tende le fibre sulla faccia destra [kN*m/m]

TAGLIO = forza tagliante (valore assoluto, priva di segno) [kN/m]

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
1	A	0.	1405.	0.3183E-11	675.7
	B	-0.2000	1270.	0.	675.7
2	A	-0.2000	1270.	0.	656.1
	B	-0.4000	1138.	0.	656.1
3	A	-0.4000	1138.	0.	637.2
	B	-0.6000	1011.	0.	637.2
4	A	-0.6000	1011.	0.	619.0
	B	-0.8000	887.2	0.	619.0
5	A	-0.8000	887.2	0.	601.4
	B	-1.000	767.0	0.	601.4
6	A	-1.000	767.0	0.	584.4
	B	-1.200	650.1	0.	584.4
7	A	-1.200	650.1	0.	568.1
	B	-1.400	536.5	0.	568.1
8	A	-1.400	536.5	0.	551.4
	B	-1.600	448.7	0.	551.4
9	A	-1.600	448.7	0.	534.6
	B	-1.800	364.8	0.	534.6
10	A	-1.800	364.8	0.	517.6
	B	-2.000	281.4	0.	517.6
11	A	-2.000	281.4	0.	500.4
	B	-2.200	198.7	0.	500.4
12	A	-2.200	198.7	0.	483.0
	B	-2.400	116.8	0.	483.0
13	A	-2.400	116.8	0.	465.4
	B	-2.600	35.85	74.92	465.4
14	A	-2.600	35.85	74.92	447.6
	B	-2.800	0.9144	163.5	447.6
15	A	-2.800	0.9144	163.5	429.7
	B	-3.000	0.	249.4	429.7
16	A	-3.000	0.	249.4	411.5
	B	-3.200	0.	331.7	411.5
17	A	-3.200	0.	331.7	393.0
	B	-3.400	0.	410.4	393.0

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 16
 13 GIUGNO 2004 12:25:00
 History 1 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
18	A	-3.400	0.	410.4	374.0
	B	-3.600	0.	485.2	374.0
19	A	-3.600	0.	485.2	358.5
	B	-3.800	0.	556.1	358.5
20	A	-3.800	0.	556.1	347.3
	B	-4.000	0.	623.0	347.3
21	A	-4.000	0.	623.0	335.0
	B	-4.200	0.	685.8	335.0
22	A	-4.200	0.	685.8	321.7
	B	-4.400	0.	744.3	321.7
23	A	-4.400	0.	744.3	307.3
	B	-4.600	0.	798.6	307.3
24	A	-4.600	0.	798.6	291.8
	B	-4.800	0.	848.4	291.8
25	A	-4.800	0.	848.4	275.3
	B	-5.000	0.	893.8	275.3
26	A	-5.000	0.	893.8	257.7
	B	-5.200	0.	934.5	257.7
27	A	-5.200	0.	934.5	238.9
	B	-5.400	0.	970.4	238.9
28	A	-5.400	0.	970.4	219.2
	B	-5.600	0.	1002.	219.2
29	A	-5.600	0.	1002.	198.3
	B	-5.800	0.	1028.	198.3
30	A	-5.800	0.	1028.	176.4
	B	-6.000	0.	1049.	176.4
31	A	-6.000	0.	1049.	153.4
	B	-6.200	0.	1065.	153.4
32	A	-6.200	0.	1065.	129.3
	B	-6.400	0.	1076.	129.3
33	A	-6.400	0.	1076.	104.2
	B	-6.600	0.	1092.	104.2
34	A	-6.600	0.	1092.	77.97
	B	-6.800	0.	1107.	77.97
35	A	-6.800	0.	1107.	50.68
	B	-7.000	0.	1117.	50.68
36	A	-7.000	0.	1117.	64.93
	B	-7.200	0.	1122.	64.93
37	A	-7.200	0.	1122.	96.25
	B	-7.400	0.	1121.	96.25
38	A	-7.400	0.	1121.	127.9
	B	-7.600	0.	1113.	127.9
39	A	-7.600	0.	1113.	159.9
	B	-7.800	0.	1100.	159.9
40	A	-7.800	0.	1100.	192.3
	B	-8.000	0.	1080.	192.3

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 17
 13 GIUGNO 2004 12:25:00
 History 1 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
41	A	-8.000	0.	1080.	216.8
	B	-8.100	0.	1068.	216.8
42	A	-8.100	0.	1068.	143.6
	B	-8.300	0.	1039.	143.6
43	A	-8.300	0.	1039.	174.9
	B	-8.500	0.	1004.	174.9
44	A	-8.500	0.	1004.	190.9
	B	-8.700	0.	966.3	190.9
45	A	-8.700	0.	966.3	204.6
	B	-8.900	0.	925.4	204.6

46	A	-8.900	0.	925.4	216.1
	B	-9.100	0.	882.2	216.1
47	A	-9.100	0.	882.2	225.4
	B	-9.300	0.	837.1	225.4
48	A	-9.300	0.	837.1	232.4
	B	-9.500	0.	790.6	232.4
49	A	-9.500	0.	790.6	237.2
	B	-9.700	0.	743.2	237.2
50	A	-9.700	0.	743.2	239.8
	B	-9.900	0.	695.2	239.8
51	A	-9.900	0.	695.2	240.1
	B	-10.10	0.	647.2	240.1
52	A	-10.10	0.	647.2	238.2
	B	-10.30	0.	599.6	238.2
53	A	-10.30	0.	599.6	234.1
	B	-10.50	0.	552.8	234.1
54	A	-10.50	0.	552.8	227.7
	B	-10.70	0.	507.2	227.7
55	A	-10.70	0.	507.2	219.1
	B	-10.90	0.	463.4	219.1
56	A	-10.90	0.	463.4	208.3
	B	-11.10	0.	421.7	208.3
57	A	-11.10	0.	421.7	196.1
	B	-11.30	0.	382.5	196.1
58	A	-11.30	0.	382.5	184.1
	B	-11.50	0.	345.7	184.1
59	A	-11.50	0.	345.7	172.5
	B	-11.70	0.	311.2	172.5
60	A	-11.70	0.	311.2	161.1
	B	-11.90	0.	279.0	161.1
61	A	-11.90	0.	279.0	150.0
	B	-12.10	0.	249.0	150.0
62	A	-12.10	0.	249.0	139.3
	B	-12.30	0.	221.1	139.3
63	A	-12.30	0.	221.1	128.8
	B	-12.50	0.	195.4	128.8

PARATIE 6.1

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 18

13 GIUGNO 2004 12:25:00

History 1 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
64	A	-12.50	0.	195.4	118.8
	B	-12.70	0.	171.6	118.8
65	A	-12.70	0.	171.6	109.1
	B	-12.90	0.	149.8	109.1
66	A	-12.90	0.	149.8	99.74
	B	-13.10	0.	129.8	99.74
67	A	-13.10	0.	129.8	90.78
	B	-13.30	0.	111.7	90.78
68	A	-13.30	0.	111.7	82.20
	B	-13.50	0.	95.24	82.20
69	A	-13.50	0.	95.24	74.01
	B	-13.70	0.	80.44	74.01
70	A	-13.70	0.	80.44	66.22
	B	-13.90	0.	67.20	66.22
71	A	-13.90	0.	67.20	58.82
	B	-14.10	0.4319	55.43	58.82
72	A	-14.10	0.4319	55.43	51.82
	B	-14.30	1.293	45.07	51.82
73	A	-14.30	1.293	45.07	45.23
	B	-14.50	1.863	36.03	45.23
74	A	-14.50	1.863	36.03	39.04
	B	-14.70	2.180	28.22	39.04
75	A	-14.70	2.180	28.22	33.26
	B	-14.90	2.284	21.57	33.26
76	A	-14.90	2.284	21.57	27.89
	B	-15.10	2.212	15.99	27.89
77	A	-15.10	2.212	15.99	22.93
	B	-15.30	2.002	11.40	22.93
78	A	-15.30	2.002	11.40	18.38
	B	-15.50	1.693	7.725	18.38
79	A	-15.50	1.693	7.725	14.25

	B	-15.70	1.323	4.875	14.25
80	A	-15.70	1.323	4.875	10.53
	B	-15.90	0.9305	2.768	10.53
81	A	-15.90	0.9305	2.768	7.228
	B	-16.10	0.5590	1.322	7.228
82	A	-16.10	0.5590	1.322	4.339
	B	-16.30	0.2515	0.4545	4.339
83	A	-16.30	0.2515	0.4545	1.939
	B	-16.50	0.6246E-01	0.6674E-01	1.939
84	A	-16.50	0.6246E-01	0.6674E-01	0.4450
	B	-16.65	0.2619E-09	0.1892E-09	0.4450

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 19
 13 GIUGNO 2004 12:25:00
 History 1 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

INVILUPPO AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI DI PARETE
 (PER UNITA' DI PROFONDITA')
 * PARETE RightWall GRUPPO palidx*
 STEP 1 - 4
 * I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

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

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
1	A	0.	0.	1751.	678.6
	B	-0.2000	0.	1616.	678.6
2	A	-0.2000	0.	1616.	661.7
	B	-0.4000	0.	1484.	661.7
3	A	-0.4000	0.	1484.	645.0
	B	-0.6000	0.	1355.	645.0
4	A	-0.6000	0.	1355.	626.6
	B	-0.8000	0.	1230.	626.6
5	A	-0.8000	0.	1230.	605.6
	B	-1.000	0.	1109.	605.6
6	A	-1.000	0.	1109.	583.2
	B	-1.200	0.	992.0	583.2
7	A	-1.200	0.	992.0	560.7
	B	-1.400	0.	879.9	560.7
8	A	-1.400	0.	879.9	538.2
	B	-1.600	0.	772.2	538.2
9	A	-1.600	0.	772.2	515.8
	B	-1.800	0.	669.1	515.8
10	A	-1.800	0.	669.1	493.5
	B	-2.000	0.	570.4	493.5
11	A	-2.000	0.	570.4	471.2
	B	-2.200	0.	476.1	471.2
12	A	-2.200	0.	476.1	449.0
	B	-2.400	0.	386.3	449.0
13	A	-2.400	0.	386.3	427.0
	B	-2.600	0.	300.9	427.0
14	A	-2.600	0.	300.9	405.1
	B	-2.800	0.	219.9	405.1
15	A	-2.800	0.	219.9	383.3
	B	-3.000	28.69	143.2	383.3
16	A	-3.000	28.69	143.2	361.8
	B	-3.200	76.36	70.89	361.8
17	A	-3.200	76.36	70.89	340.3
	B	-3.400	121.6	2.827	340.3

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 20
 13 GIUGNO 2004 12:25:00
 History 1 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
18	A	-3.400	121.6	2.827	319.0

	B	-3.600	164.4	0.	319.0
19	A	-3.600	164.4	0.	297.9
	B	-3.800	204.7	0.	297.9
20	A	-3.800	204.7	0.	277.0
	B	-4.000	242.5	0.	277.0
21	A	-4.000	242.5	0.	256.3
	B	-4.200	277.9	0.	256.3
22	A	-4.200	277.9	0.	236.1
	B	-4.400	310.8	0.	236.1
23	A	-4.400	310.8	0.	216.0
	B	-4.600	341.2	0.	216.0
24	A	-4.600	341.2	0.	196.0
	B	-4.800	369.1	0.	196.0
25	A	-4.800	369.1	0.	176.2
	B	-5.000	394.5	0.	176.2
26	A	-5.000	394.5	0.	156.5
	B	-5.200	423.1	0.	156.5
27	A	-5.200	423.1	0.	136.8
	B	-5.400	450.4	0.	136.8
28	A	-5.400	450.4	0.	117.2
	B	-5.600	473.9	0.	117.2
29	A	-5.600	473.9	0.	97.73
	B	-5.800	493.4	0.	97.73
30	A	-5.800	493.4	0.	78.27
	B	-6.000	509.1	0.	78.27
31	A	-6.000	509.1	0.	58.84
	B	-6.200	520.9	0.	58.84
32	A	-6.200	520.9	0.	39.42
	B	-6.400	528.7	0.	39.42
33	A	-6.400	528.7	0.	24.18
	B	-6.600	532.7	0.	24.18
34	A	-6.600	532.7	0.	11.16
	B	-6.800	532.9	0.	11.16
35	A	-6.800	532.9	0.	24.35
	B	-7.000	529.1	0.	24.35
36	A	-7.000	529.1	0.	44.24
	B	-7.200	521.4	0.	44.24
37	A	-7.200	521.4	0.	64.19
	B	-7.400	509.8	0.	64.19
38	A	-7.400	509.8	0.	84.23
	B	-7.600	494.2	0.	84.23
39	A	-7.600	494.2	0.	104.4
	B	-7.800	478.8	0.	104.4
40	A	-7.800	478.8	0.	124.7
	B	-8.000	464.8	0.	124.7

PARATIE 6.1

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 21

13 GIUGNO 2004 12:25:00

History 1 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
41	A	-8.000	464.8	0.	140.0
	B	-8.100	456.7	0.	140.0
42	A	-8.100	456.7	0.	91.67
	B	-8.300	439.9	0.	91.67
43	A	-8.300	439.9	0.	106.4
	B	-8.500	437.8	0.	106.4
44	A	-8.500	437.8	0.	108.8
	B	-8.700	433.2	0.	108.8
45	A	-8.700	433.2	0.	109.2
	B	-8.900	426.6	0.	109.2
46	A	-8.900	426.6	0.	108.5
	B	-9.100	418.2	0.	108.5
47	A	-9.100	418.2	0.	107.0
	B	-9.300	408.3	0.	107.0
48	A	-9.300	408.3	0.	104.9
	B	-9.500	397.1	0.	104.9
49	A	-9.500	397.1	0.	102.4
	B	-9.700	384.8	0.	102.4
50	A	-9.700	384.8	0.	99.51
	B	-9.900	371.6	0.	99.51
51	A	-9.900	371.6	0.	96.33
	B	-10.10	357.7	0.	96.33

52	A	-10.10	357.7	0.	92.91
	B	-10.30	343.8	0.	92.91
53	A	-10.30	343.8	0.	89.31
	B	-10.50	329.4	0.	89.31
54	A	-10.50	329.4	0.	85.56
	B	-10.70	314.6	0.	85.56
55	A	-10.70	314.6	0.	81.70
	B	-10.90	299.4	0.	81.70
56	A	-10.90	299.4	0.	79.52
	B	-11.10	283.9	0.	79.52
57	A	-11.10	283.9	0.	79.92
	B	-11.30	268.3	0.	79.92
58	A	-11.30	268.3	0.	79.90
	B	-11.50	252.6	0.	79.90
59	A	-11.50	252.6	0.	79.50
	B	-11.70	236.9	0.	79.50
60	A	-11.70	236.9	0.	78.73
	B	-11.90	221.3	0.	78.73
61	A	-11.90	221.3	0.	77.64
	B	-12.10	205.8	0.	77.64
62	A	-12.10	205.8	0.	76.25
	B	-12.30	190.6	0.	76.25
63	A	-12.30	190.6	0.	74.76
	B	-12.50	175.6	0.	74.76

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 22
13 GIUGNO 2004 12:25:00
History 1 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
64	A	-12.50	175.6	0.	73.06
	B	-12.70	161.0	0.	73.06
65	A	-12.70	161.0	0.	71.11
	B	-12.90	146.8	0.	71.11
66	A	-12.90	146.8	0.	68.92
	B	-13.10	133.0	0.	68.92
67	A	-13.10	133.0	0.	66.50
	B	-13.30	119.7	0.	66.50
68	A	-13.30	119.7	0.	63.88
	B	-13.50	106.9	0.	63.88
69	A	-13.50	106.9	0.	61.06
	B	-13.70	94.73	0.	61.06
70	A	-13.70	94.73	0.	58.05
	B	-13.90	83.12	0.	58.05
71	A	-13.90	83.12	0.	54.88
	B	-14.10	72.15	0.	54.88
72	A	-14.10	72.15	0.	51.55
	B	-14.30	61.84	0.	51.55
73	A	-14.30	61.84	0.	48.06
	B	-14.50	52.22	0.	48.06
74	A	-14.50	52.22	0.	44.43
	B	-14.70	43.34	0.	44.43
75	A	-14.70	43.34	0.	40.66
	B	-14.90	35.21	0.	40.66
76	A	-14.90	35.21	0.	36.76
	B	-15.10	27.85	0.	36.76
77	A	-15.10	27.85	0.	32.74
	B	-15.30	21.31	0.	32.74
78	A	-15.30	21.31	0.	28.59
	B	-15.50	15.59	0.	28.59
79	A	-15.50	15.59	0.	24.32
	B	-15.70	10.73	0.	24.32
80	A	-15.70	10.73	0.	19.93
	B	-15.90	6.740	0.	19.93
81	A	-15.90	6.740	0.	15.42
	B	-16.10	3.655	0.	15.42
82	A	-16.10	3.655	0.	10.81
	B	-16.30	1.493	0.	10.81
83	A	-16.30	1.493	0.	6.080
	B	-16.50	0.2769	0.	6.080
84	A	-16.50	0.2769	0.	1.846
	B	-16.65	0.1000E-10	0.4184E-10	1.846

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 23
 13 GIUGNO 2004 12:25:00
 History 1 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

AZIONI NELLE SOLETTE (PER UNITA' DI PROFONDITA')

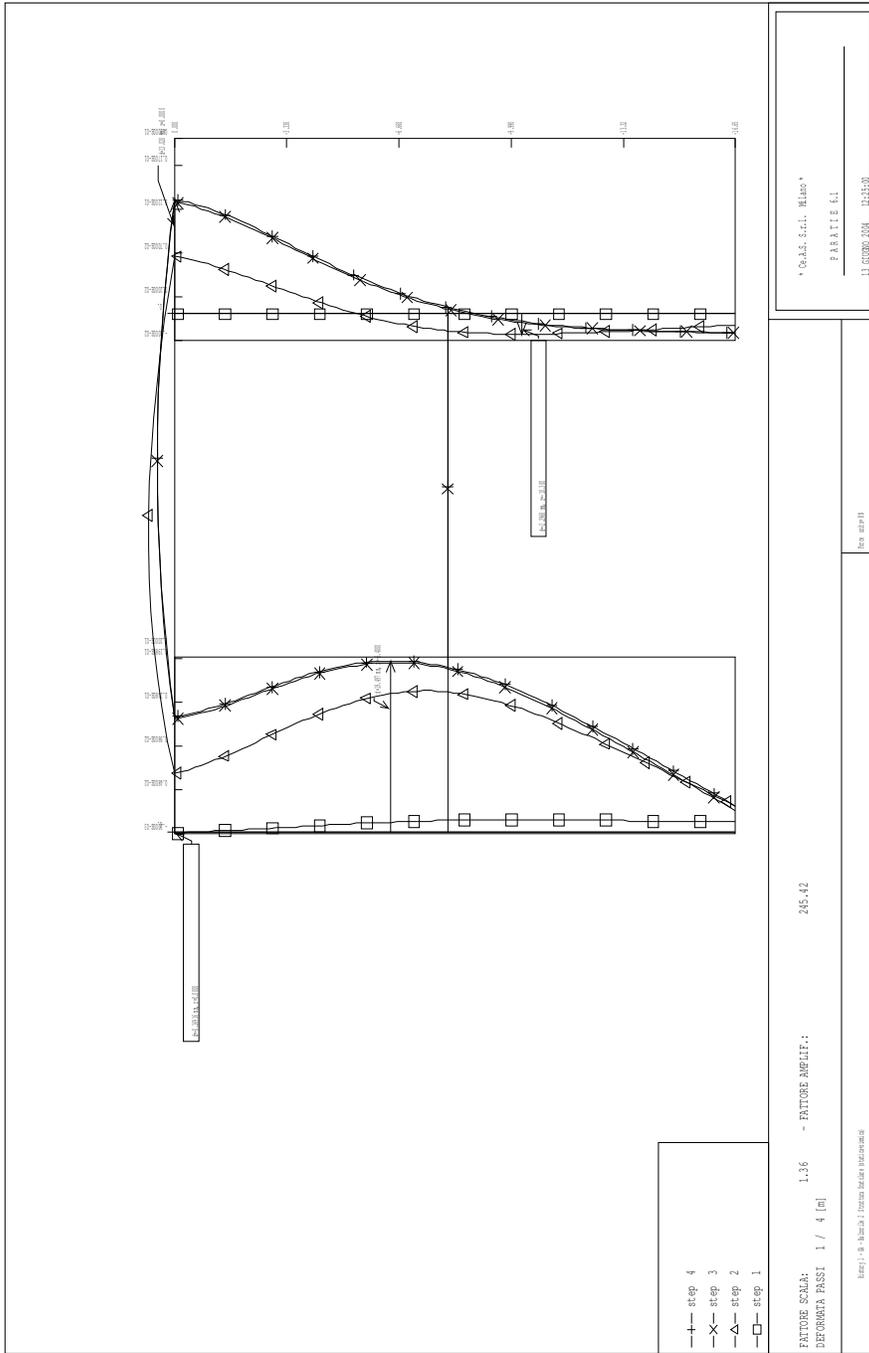
SOLETTA	QUOTA	FASE	TAGLIO A kN/m	TAGLIO B kN/m	MOMENTO A kN*m/m	MOMENTO B kN*m/m	ASSIALE kN/m
tarv 1	0.000	1			inattivo		
		2	245.9	225.4	1125.	-976.5	-422.9
		3	212.6	258.7	704.8	-1039.	-685.8
		4	210.6	260.7	687.5	-1051.	-679.5

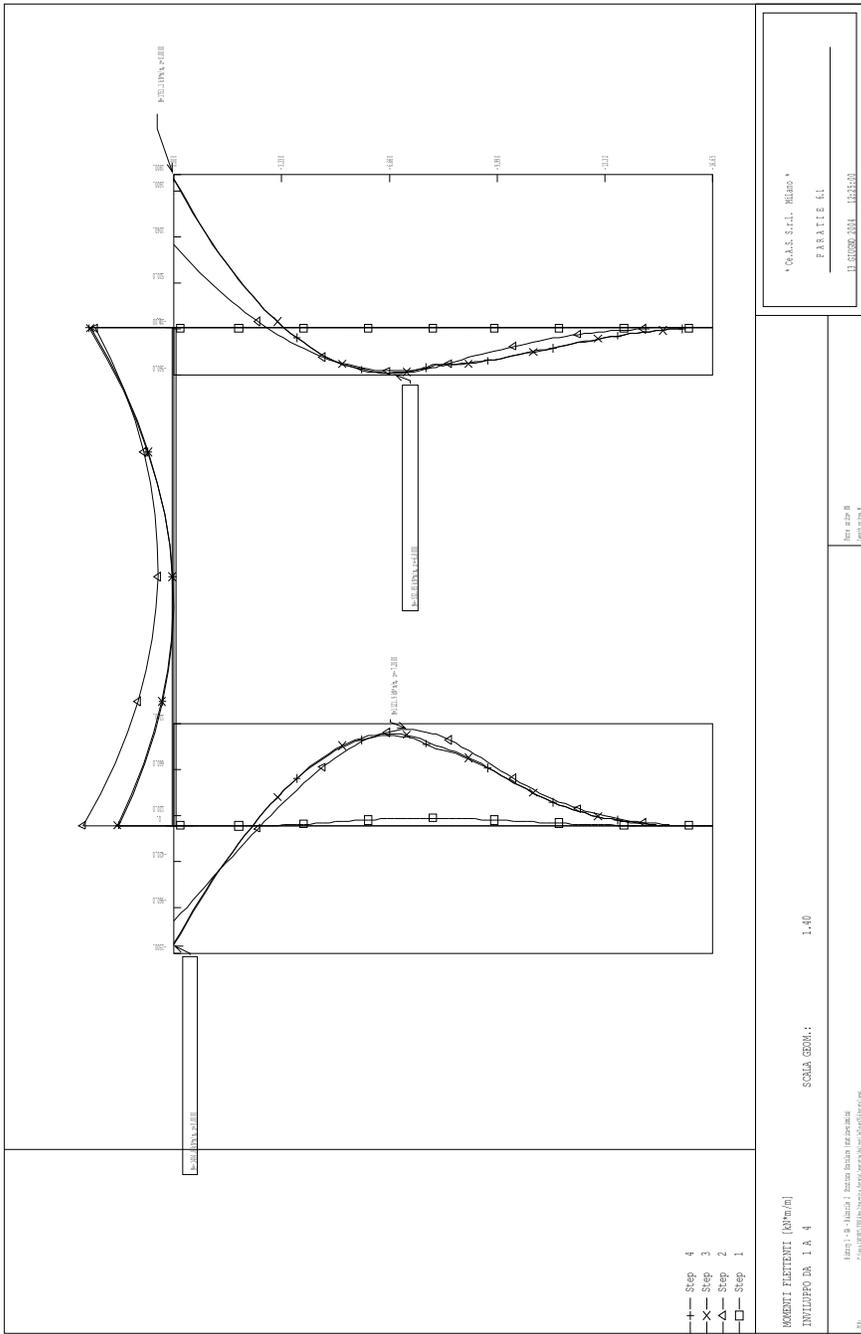
PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 24
 13 GIUGNO 2004 12:25:00
 History 1 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

FORZE NEI PUNTONI (PER UNITA' DI PROFONDITA')

PUNTONE	soletta	1 QUOTA	-8.1000		
		FASE 1	inattivo		
		FASE 2	inattivo		
		FASE 3 FORZA	-157.88	kN/m	
		FASE 4 FORZA	-175.63	kN/m	

FIGURES:



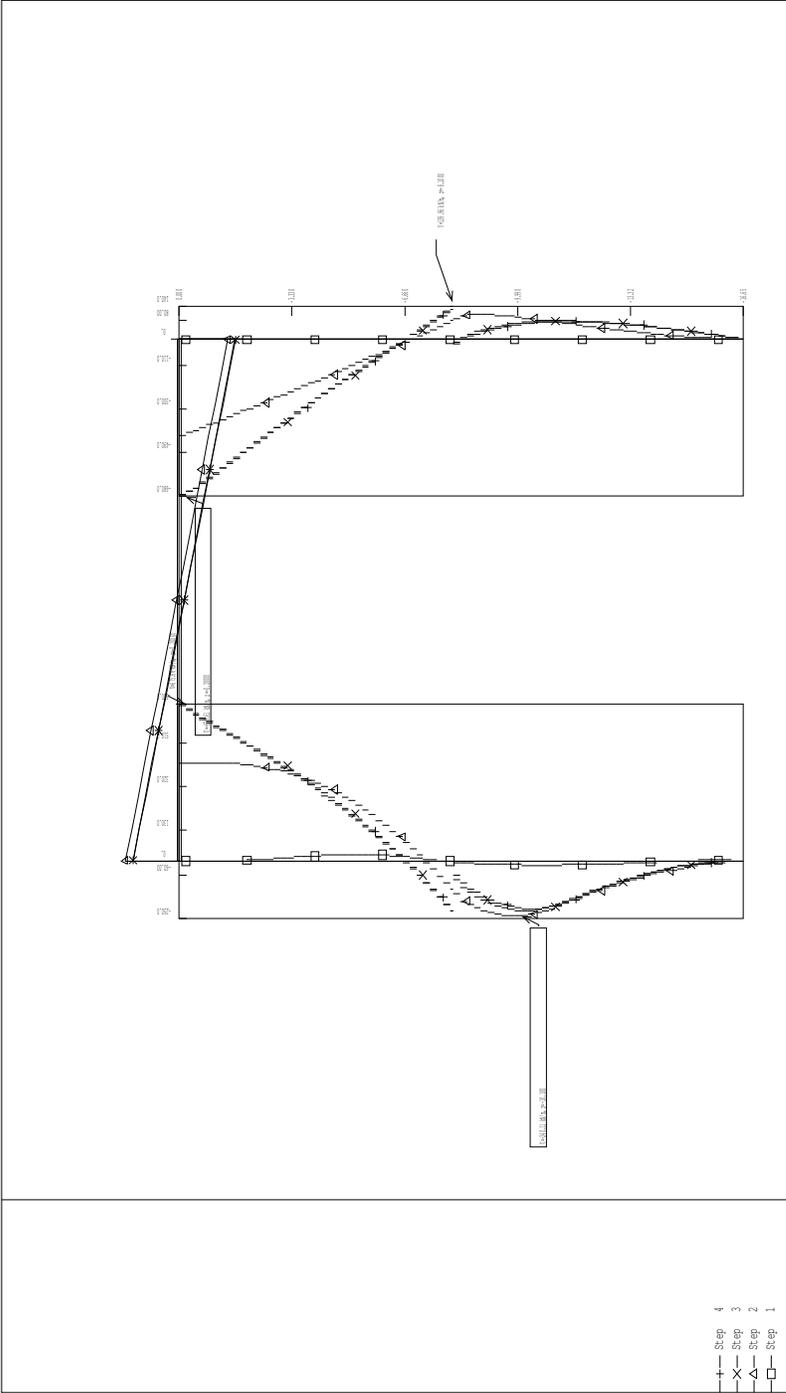


- + Step 4
- x Step 3
- Step 2
- Step 1

* G.M.S. S.r.l. - Milano *
 P. ARATILE S.r.l.
 11.02.2002.001 - 12.12.10

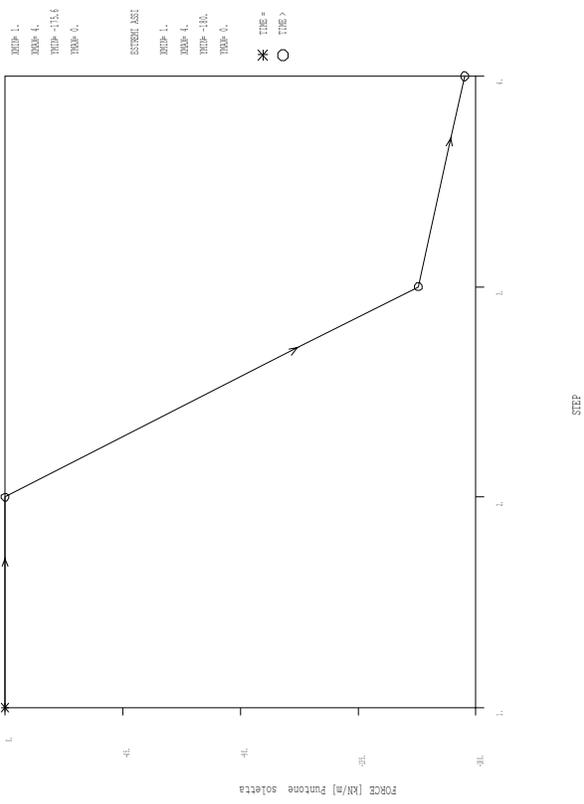
MOMENTI FLETTENTI (kNm/m)
 SVILUPPO DA 1 A 4 SCALA GEOM.: 1:40

Foglio 8 di 8
 File: G:\PROGETTI\2002\11.02.2002\12.12.10\12.12.10.dwg



TAGLI (DA/MI) SCALA GEOM.: 1.40
 INVALUPO DA 1 A 4
 * O.G.A.S. S.r.l. - Milano *
 FABRILE 61
 13. GIUGNO 2004 - 12.55.00

Puntone soletta	
STEP	FORCE (KN)
1.	0.
2.	0.
3.	-13.6
4.	-13.6



STEP 1.
 STEP 4.
 TIME -13.6
 TIME 0.

ESTREMI ASSI
 STEP 1.
 STEP 4.
 TIME -13.6
 TIME 0.

* O.A.S. S.r.l. - MILANO *
 PARABOLE S.p.A.
 13.02.2002 09.44.33:50

DAL PASSO 1 AL PASSO 4
 DIAGRAMMA VARIABILE X / VARIABILE Y
 Data: 13.02.2002 09.44.33:50
 File: 13.02.2002 09.44.33:50

36: resistance 20 24 0.408 3.2
37: young 60000 90000

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 3
13 GIUGNO 2004 12:26:09
History 2 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

N. comando

```
38: endlayer
39: *
40: step 1 : Inizializzazione geostatica
41: dload constant LeftWall -7.2 114 -1.1 0
42: dload constant LeftWall -16.65 114 -7.2 114
43: setwall LeftWall
44: geom 0 0
45: setwall RightWall
46: geom 0 0
47: endstep
48: *
49: step 2 : realizzazione traverso + scavo
50: add tarverso
51: setwall LeftWall
52: geom 0 -8.4
53: setwall RightWall
54: geom 0 -8.4
55: endstep
56: *
57: step 3 : realizzazione soletta + ritombamento finale
58: add soletta
59: load constant LeftWall 0 2 -700
60: dload constant LeftWall -6.2 0 0 101
61: setwall LeftWall
62: load constant RightWall 0 2 700
63: setwall RightWall
64: endstep
65: *
66: step 4 : sisma C=0.07
67: change A U-COHE=25
68: change A D-COHE=25
69: load constant LeftWall 0 1 37
70: dload constant LeftWall -8.4 15.1 0 24.2
71: setwall LeftWall
72: load constant RightWall 0 1 37
73: setwall RightWall
74: endstep
75: *
76: *
```

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 4
13 GIUGNO 2004 12:26:09
History 2 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER A

natura	1=granulare, 2=argilla	= 1.0000	
quota superiore		= 0.0000	m
quota inferiore		= -0.10000E+31	m
peso fuori falda		= 20.000	kN/m ³
peso efficace in falda		= 10.000	kN/m ³
peso dell'acqua		= 10.000	kN/m ³
coesione		= 20.000	kPa (A MONTE)
angolo di attrito		= 24.000	DEG (A MONTE)
coeff. spinta attiva ka		= 0.40800	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp		= 3.2000	(A MONTE)
Konc normal consolidato		= 0.59326	
esponente di OCR		= 0.80000	

OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000		
modello di rigidezza	=	1.0000		
modulo el. compr. vergine	=	60000.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	=	90000.	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		(A VALLE)
coesione	=	20.000	kPa	(A VALLE)
angolo di attrito	=	24.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.40800		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.2000		(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)

LAYER A				
coesione	=	25.000	kPa	(A MONTE)

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 5
13 GIUGNO 2004 12:26:09
History 2 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 4

coesione = 25.000 kPa (A VALLE)

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 6
13 GIUGNO 2004 12:26:09
History 2 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL LeftWall

coordinata y = 0.0000 m
quota piano campagna = 0.0000 m
quota del fondo scavo = 0.0000 m
quota della falda = -0.99900E+30 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 = -16.650 m
indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)

WALL RightWall

coordinata y = 14.500 m
quota piano campagna = 0.0000 m
quota del fondo scavo = 0.0000 m
quota della falda = -0.99900E+30 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 = -16.650 m
indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL LeftWall

coordinata y = 0.0000 m
quota piano campagna = 0.0000 m
quota del fondo scavo = -8.4000 m
quota della falda = -0.99900E+30 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

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 7
13 GIUGNO 2004 12:26:09
History 2 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

quota del sovraccarico a valle	= -0.99900E+30	m
quota di taglio	= 0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -16.650	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

WALL RightWall

coordinata y	= 14.500	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -8.4000	m
quota della falda	= -0.99900E+30	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	= -16.650	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -8.4000	m
quota della falda	= -0.99900E+30	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	= -16.650	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

WALL RightWall

coordinata y	= 14.500	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -8.4000	m
quota della falda	= -0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	= 0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 8
 13 GIUGNO 2004 12:26:09
 History 2 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

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	= -16.650	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 4

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -8.4000	m
quota della falda	= -0.99900E+30	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 = -16.650 m
indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)

```

WALL RightWall

```

coordinata y = 14.500 m
quota piano campagna = 0.0000 m
quota del fondo scavo = -8.4000 m
quota della falda = -0.99900E+30 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 = -16.650 m
indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)

```

```

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 9
13 GIUGNO 2004 12:26:09
History 2 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

```

RIASSUNTO ELEMENTI
=====

RIASSUNTO ELEMENTI SOIL					
Name	Wall	Z1	Z2	Flag	Angle
		m	m		deg
UHLeft	LeftWall	0.	-16.65	UPHILL	0.
DHLeft	LeftWall	0.	-16.65	DOWNHILL	180.0
DHRight	RightWall	0.	-16.65	DOWNHILL	0.
UHRight	RightWall	0.	-16.65	UPHILL	180.0

RIASSUNTO ELEMENTI BEAM					
Name	Wall	Z1	Z2	Mat	thick
		m	m		m
Pali	LeftWall	0.	-16.65	_	0.9794
palidx	RightWall	0.	-16.65	_	0.9794

RIASSUNTO ELEMENTI TRUS			
Name	Zeta	Mat.	Area
	m		m^2/m
soletta	-8.100	_	0.6000

```

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 10

```

13 GIUGNO 2004 12:26:09
 History 2 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

```

+-----+-----+-----+-----+-----+
|          RIASSUNTO ELEMENTI SLAB          |
+-----+-----+-----+-----+-----+
| Name      | Zeta | Mat. | Area | Inertia | Surcharge |
+-----+-----+-----+-----+-----+
|          | m    |      | m^2/m | m^4/m    | kPa      |
+-----+-----+-----+-----+-----+
| tarverso | 0.   | _    | 1.300 | 0.1830   | 32.50    |
+-----+-----+-----+-----+-----+

```

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 11
 13 GIUGNO 2004 12:26:09
 History 2 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

RIASSUNTO DATI VARI

```

=====
+-----+-----+
|          MATERIALI          |
+-----+-----+
| Name | YOUNG MODULUS |
+-----+-----+
|      | kPa            |
+-----+-----+
| cls | 2.5E+007      |
+-----+-----+

```

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 12
 13 GIUGNO 2004 12:26:09
 History 2 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

DISTRIBUTED LOAD SUMMARY

Wall	From step	To step	Z1	P1	Z2	P2
Left	1	4	-7.2000	114.00	-1.1000	0.0000
Left	1	4	-16.650	114.00	-7.2000	114.00
Left	3	4	-6.2000	0.0000	0.0000	101.00
Left	4	4	-8.4000	15.100	0.0000	24.200

UNITS FOR Z1 , Z2 =m
 UNITS FOR P1 , P2 =kPa

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 13
 13 GIUGNO 2004 12:26:09
 History 2 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

CONCENTRATED LOAD SUMMARY

Wall	From step	To step	ZETA	FORCE	MOMENT
Left	3	4	0.0000	0.0000	-700.00
Right	3	4	0.0000	0.0000	700.00
Left	4	4	0.0000	37.000	0.0000
Right	4	4	0.0000	37.000	0.0000

UNITS FOR ZETA =m
 FORCE UNITS =kN/m

MOMENT UNITS =kN*m/m

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 14
13 GIUGNO 2004 12:26:09
History 2 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

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

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 15
13 GIUGNO 2004 12:26:09
History 2 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

INVILUPPO AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI DI PARETE
(PER UNITA' DI PROFONDITA')
* PARETE LeftWall GRUPPO Pali*
STEP 1 - 4
* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

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

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
1	A	0.	1405.	0.3183E-11	708.0
	B	-0.2000	1270.	0.	708.0
2	A	-0.2000	1270.	0.	683.6
	B	-0.4000	1138.	0.	683.6
3	A	-0.4000	1138.	0.	659.9
	B	-0.6000	1011.	0.	659.9
4	A	-0.6000	1011.	0.	637.0
	B	-0.8000	887.2	0.	637.0
5	A	-0.8000	887.2	0.	614.7
	B	-1.000	767.0	0.	614.7
6	A	-1.000	767.0	0.	593.1
	B	-1.200	650.1	0.	593.1
7	A	-1.200	650.1	0.	571.9
	B	-1.400	536.5	0.	571.9
8	A	-1.400	536.5	0.	551.4
	B	-1.600	448.7	0.	551.4
9	A	-1.600	448.7	0.	534.6
	B	-1.800	364.8	0.	534.6
10	A	-1.800	364.8	0.	517.6
	B	-2.000	281.4	0.	517.6
11	A	-2.000	281.4	0.	500.4
	B	-2.200	198.7	47.01	500.4
12	A	-2.200	198.7	47.01	483.0
	B	-2.400	116.8	140.0	483.0
13	A	-2.400	116.8	140.0	465.4
	B	-2.600	35.85	228.6	465.4
14	A	-2.600	35.85	228.6	447.6
	B	-2.800	0.9144	313.0	447.6
15	A	-2.800	0.9144	313.0	429.7
	B	-3.000	0.	392.9	429.7
16	A	-3.000	0.	392.9	411.5
	B	-3.200	0.	468.6	411.5
17	A	-3.200	0.	468.6	393.0
	B	-3.400	0.	539.9	393.0

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 16
 13 GIUGNO 2004 12:26:09
 History 2 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
18	A	-3.400	0.	539.9	374.0
	B	-3.600	0.	606.8	374.0
19	A	-3.600	0.	606.8	358.5
	B	-3.800	0.	669.3	358.5
20	A	-3.800	0.	669.3	347.3
	B	-4.000	0.	727.5	347.3
21	A	-4.000	0.	727.5	335.0
	B	-4.200	0.	781.2	335.0
22	A	-4.200	0.	781.2	321.7
	B	-4.400	0.	830.4	321.7
23	A	-4.400	0.	830.4	307.3
	B	-4.600	0.	875.1	307.3
24	A	-4.600	0.	875.1	291.8
	B	-4.800	0.	915.0	291.8
25	A	-4.800	0.	915.0	275.3
	B	-5.000	0.	950.3	275.3
26	A	-5.000	0.	950.3	257.7
	B	-5.200	0.	980.7	257.7
27	A	-5.200	0.	980.7	238.9
	B	-5.400	0.	1006.	238.9
28	A	-5.400	0.	1006.	219.2
	B	-5.600	0.	1027.	219.2
29	A	-5.600	0.	1027.	198.3
	B	-5.800	0.	1042.	198.3
30	A	-5.800	0.	1042.	176.4
	B	-6.000	0.	1053.	176.4
31	A	-6.000	0.	1053.	153.4
	B	-6.200	0.	1065.	153.4
32	A	-6.200	0.	1065.	129.3
	B	-6.400	0.	1076.	129.3
33	A	-6.400	0.	1076.	104.2
	B	-6.600	0.	1092.	104.2
34	A	-6.600	0.	1092.	77.97
	B	-6.800	0.	1107.	77.97
35	A	-6.800	0.	1107.	85.07
	B	-7.000	0.	1117.	85.07
36	A	-7.000	0.	1117.	115.8
	B	-7.200	0.	1122.	115.8
37	A	-7.200	0.	1122.	147.7
	B	-7.400	0.	1121.	147.7
38	A	-7.400	0.	1121.	180.2
	B	-7.600	0.	1113.	180.2
39	A	-7.600	0.	1113.	213.2
	B	-7.800	0.	1100.	213.2
40	A	-7.800	0.	1100.	246.6
	B	-8.000	0.	1080.	246.6

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 17
 13 GIUGNO 2004 12:26:09
 History 2 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
41	A	-8.000	0.	1080.	272.0
	B	-8.100	0.	1068.	272.0
42	A	-8.100	0.	1068.	143.6
	B	-8.300	0.	1039.	143.6
43	A	-8.300	0.	1039.	174.9
	B	-8.500	0.	1004.	174.9
44	A	-8.500	0.	1004.	190.9
	B	-8.700	0.	966.3	190.9
45	A	-8.700	0.	966.3	204.6
	B	-8.900	0.	925.4	204.6
46	A	-8.900	0.	925.4	216.1
	B	-9.100	0.	882.2	216.1
47	A	-9.100	0.	882.2	225.4
	B	-9.300	0.	837.1	225.4
48	A	-9.300	0.	837.1	232.4

	B	-9.500	0.	790.6	232.4
49	A	-9.500	0.	790.6	237.2
	B	-9.700	0.	743.2	237.2
50	A	-9.700	0.	743.2	239.8
	B	-9.900	0.	695.2	239.8
51	A	-9.900	0.	695.2	240.1
	B	-10.10	0.	647.2	240.1
52	A	-10.10	0.	647.2	238.2
	B	-10.30	0.	599.6	238.2
53	A	-10.30	0.	599.6	234.1
	B	-10.50	0.	552.8	234.1
54	A	-10.50	0.	552.8	227.7
	B	-10.70	0.	507.2	227.7
55	A	-10.70	0.	507.2	219.1
	B	-10.90	0.	463.4	219.1
56	A	-10.90	0.	463.4	208.3
	B	-11.10	0.	421.7	208.3
57	A	-11.10	0.	421.7	196.1
	B	-11.30	0.	382.5	196.1
58	A	-11.30	0.	382.5	184.1
	B	-11.50	0.	345.7	184.1
59	A	-11.50	0.	345.7	172.5
	B	-11.70	0.	311.2	172.5
60	A	-11.70	0.	311.2	161.1
	B	-11.90	0.	279.0	161.1
61	A	-11.90	0.	279.0	150.0
	B	-12.10	0.	249.0	150.0
62	A	-12.10	0.	249.0	139.3
	B	-12.30	0.	221.1	139.3
63	A	-12.30	0.	221.1	128.8
	B	-12.50	0.	195.4	128.8

PARATIE 6.1

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 18

13 GIUGNO 2004 12:26:09

History 2 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
64	A	-12.50	0.	195.4	118.8
	B	-12.70	0.	171.6	118.8
65	A	-12.70	0.	171.6	109.1
	B	-12.90	0.	149.8	109.1
66	A	-12.90	0.	149.8	99.74
	B	-13.10	0.	129.8	99.74
67	A	-13.10	0.	129.8	90.78
	B	-13.30	0.	111.7	90.78
68	A	-13.30	0.	111.7	82.20
	B	-13.50	0.	95.24	82.20
69	A	-13.50	0.	95.24	74.01
	B	-13.70	0.	80.44	74.01
70	A	-13.70	0.	80.44	66.22
	B	-13.90	0.	67.20	66.22
71	A	-13.90	0.	67.20	58.82
	B	-14.10	0.4319	55.43	58.82
72	A	-14.10	0.4319	55.43	51.82
	B	-14.30	1.293	45.07	51.82
73	A	-14.30	1.293	45.07	45.23
	B	-14.50	1.863	36.03	45.23
74	A	-14.50	1.863	36.03	39.04
	B	-14.70	2.180	28.22	39.04
75	A	-14.70	2.180	28.22	33.26
	B	-14.90	2.284	21.57	33.26
76	A	-14.90	2.284	21.57	27.89
	B	-15.10	3.223	15.99	27.89
77	A	-15.10	3.223	15.99	22.93
	B	-15.30	3.740	11.40	22.93
78	A	-15.30	3.740	11.40	18.38
	B	-15.50	3.677	7.725	18.38
79	A	-15.50	3.677	7.725	14.25
	B	-15.70	3.191	4.875	14.25
80	A	-15.70	3.191	4.875	10.53
	B	-15.90	2.439	2.768	10.53
81	A	-15.90	2.439	2.768	7.228
	B	-16.10	1.578	1.322	7.228

82	A	-16.10	1.578	1.322	4.339
	B	-16.30	0.7628	0.4545	4.339
83	A	-16.30	0.7628	0.4545	2.986
	B	-16.50	0.1657	0.6674E-01	2.986
84	A	-16.50	0.1657	0.6674E-01	1.105
	B	-16.65	0.2128E-09	0.1892E-09	1.105

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 19
 13 GIUGNO 2004 12:26:09
 History 2 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

INVILUPPO AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI DI PARETE
 (PER UNITA' DI PROFONDITA')

* PARETE RightWall GRUPPO palidx*
 STEP 1 - 4

* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

MOMENTO SX = Momento che tende le fibre sulla faccia sinistra [kN*m/m]

MOMENTO DX = Momento che tende le fibre sulla faccia destra [kN*m/m]

TAGLIO = forza tagliante (valore assoluto, priva di segno) [kN/m]

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
1	A	0.	0.	1975.	785.6
	B	-0.2000	0.	1818.	785.6
2	A	-0.2000	0.	1818.	765.1
	B	-0.4000	0.	1664.	765.1
3	A	-0.4000	0.	1664.	742.1
	B	-0.6000	0.	1516.	742.1
4	A	-0.6000	0.	1516.	716.5
	B	-0.8000	0.	1373.	716.5
5	A	-0.8000	0.	1373.	689.6
	B	-1.000	0.	1235.	689.6
6	A	-1.000	0.	1235.	662.7
	B	-1.200	0.	1102.	662.7
7	A	-1.200	0.	1102.	635.9
	B	-1.400	0.	975.1	635.9
8	A	-1.400	0.	975.1	609.2
	B	-1.600	0.	853.3	609.2
9	A	-1.600	0.	853.3	582.6
	B	-1.800	0.	736.8	582.6
10	A	-1.800	0.	736.8	556.2
	B	-2.000	0.	625.5	556.2
11	A	-2.000	0.	625.5	529.9
	B	-2.200	0.	519.5	529.9
12	A	-2.200	0.	519.5	503.9
	B	-2.400	0.	418.8	503.9
13	A	-2.400	0.	418.8	478.1
	B	-2.600	0.	323.1	478.1
14	A	-2.600	0.	323.1	452.5
	B	-2.800	0.	232.6	452.5
15	A	-2.800	0.	232.6	427.2
	B	-3.000	28.69	147.2	427.2
16	A	-3.000	28.69	147.2	402.2
	B	-3.200	76.36	70.49	402.2
17	A	-3.200	76.36	70.49	377.4
	B	-3.400	121.6	2.733	377.4

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 20
 13 GIUGNO 2004 12:26:09
 History 2 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
18	A	-3.400	121.6	2.733	352.9
	B	-3.600	164.4	0.	352.9
19	A	-3.600	164.4	0.	328.6
	B	-3.800	204.7	0.	328.6
20	A	-3.800	204.7	0.	304.6
	B	-4.000	242.5	0.	304.6

21	A	-4.000	242.5	0.	280.9
	B	-4.200	277.9	0.	280.9
22	A	-4.200	277.9	0.	257.4
	B	-4.400	313.6	0.	257.4
23	A	-4.400	313.6	0.	234.2
	B	-4.600	360.4	0.	234.2
24	A	-4.600	360.4	0.	211.2
	B	-4.800	402.7	0.	211.2
25	A	-4.800	402.7	0.	188.5
	B	-5.000	440.4	0.	188.5
26	A	-5.000	440.4	0.	165.9
	B	-5.200	473.6	0.	165.9
27	A	-5.200	473.6	0.	143.5
	B	-5.400	502.3	0.	143.5
28	A	-5.400	502.3	0.	121.3
	B	-5.600	526.5	0.	121.3
29	A	-5.600	526.5	0.	99.31
	B	-5.800	546.4	0.	99.31
30	A	-5.800	546.4	0.	78.27
	B	-6.000	561.9	0.	78.27
31	A	-6.000	561.9	0.	58.84
	B	-6.200	573.0	0.	58.84
32	A	-6.200	573.0	0.	39.42
	B	-6.400	579.8	0.	39.42
33	A	-6.400	579.8	0.	24.18
	B	-6.600	582.3	0.	24.18
34	A	-6.600	582.3	0.	11.16
	B	-6.800	580.5	0.	11.16
35	A	-6.800	580.5	0.	30.56
	B	-7.000	574.4	0.	30.56
36	A	-7.000	574.4	0.	52.01
	B	-7.200	564.0	0.	52.01
37	A	-7.200	564.0	0.	73.44
	B	-7.400	549.3	0.	73.44
38	A	-7.400	549.3	0.	94.89
	B	-7.600	530.3	0.	94.89
39	A	-7.600	530.3	0.	116.4
	B	-7.800	507.0	0.	116.4
40	A	-7.800	507.0	0.	137.9
	B	-8.000	479.4	0.	137.9

PARATIE 6.1

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 21

13 GIUGNO 2004 12:26:09

History 2 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
41	A	-8.000	479.4	0.	154.1
	B	-8.100	464.0	0.	154.1
42	A	-8.100	464.0	0.	91.67
	B	-8.300	471.2	0.	91.67
43	A	-8.300	471.2	0.	106.4
	B	-8.500	474.0	0.	106.4
44	A	-8.500	474.0	0.	108.8
	B	-8.700	473.7	0.	108.8
45	A	-8.700	473.7	0.	109.2
	B	-8.900	470.8	0.	109.2
46	A	-8.900	470.8	0.	108.5
	B	-9.100	465.5	0.	108.5
47	A	-9.100	465.5	0.	107.0
	B	-9.300	458.2	0.	107.0
48	A	-9.300	458.2	0.	104.9
	B	-9.500	449.2	0.	104.9
49	A	-9.500	449.2	0.	102.4
	B	-9.700	438.5	0.	102.4
50	A	-9.700	438.5	0.	99.51
	B	-9.900	426.4	0.	99.51
51	A	-9.900	426.4	0.	96.33
	B	-10.10	413.1	0.	96.33
52	A	-10.10	413.1	0.	92.91
	B	-10.30	398.7	0.	92.91
53	A	-10.30	398.7	0.	89.31
	B	-10.50	383.4	0.	89.31
54	A	-10.50	383.4	0.	85.56

	B	-10.70	367.5	0.	85.56
55	A	-10.70	367.5	0.	82.90
	B	-10.90	350.9	0.	82.90
56	A	-10.90	350.9	0.	85.22
	B	-11.10	333.8	0.	85.22
57	A	-11.10	333.8	0.	86.94
	B	-11.30	316.4	0.	86.94
58	A	-11.30	316.4	0.	88.10
	B	-11.50	298.8	0.	88.10
59	A	-11.50	298.8	0.	88.72
	B	-11.70	281.1	0.	88.72
60	A	-11.70	281.1	0.	88.86
	B	-11.90	263.3	0.	88.86
61	A	-11.90	263.3	0.	88.55
	B	-12.10	245.6	0.	88.55
62	A	-12.10	245.6	0.	87.81
	B	-12.30	228.0	0.	87.81
63	A	-12.30	228.0	0.	86.67
	B	-12.50	210.7	0.	86.67

PARATIE 6.1
13 GIUGNO 2004 12:26:09 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 22
History 2 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
64	A	-12.50	210.7	0.	85.16
	B	-12.70	193.7	0.	85.16
65	A	-12.70	193.7	0.	83.30
	B	-12.90	177.0	0.	83.30
66	A	-12.90	177.0	0.	81.12
	B	-13.10	160.8	0.	81.12
67	A	-13.10	160.8	0.	78.63
	B	-13.30	145.1	0.	78.63
68	A	-13.30	145.1	0.	75.86
	B	-13.50	129.9	0.	75.86
69	A	-13.50	129.9	0.	72.81
	B	-13.70	115.3	0.	72.81
70	A	-13.70	115.3	0.	69.51
	B	-13.90	101.4	0.	69.51
71	A	-13.90	101.4	0.	65.97
	B	-14.10	88.23	0.	65.97
72	A	-14.10	88.23	0.	62.20
	B	-14.30	75.79	0.	62.20
73	A	-14.30	75.79	0.	58.21
	B	-14.50	64.15	0.	58.21
74	A	-14.50	64.15	0.	54.00
	B	-14.70	53.34	0.	54.00
75	A	-14.70	53.34	0.	49.60
	B	-14.90	43.43	0.	49.60
76	A	-14.90	43.43	0.	44.99
	B	-15.10	34.43	0.	44.99
77	A	-15.10	34.43	0.	40.19
	B	-15.30	26.39	0.	40.19
78	A	-15.30	26.39	0.	35.21
	B	-15.50	19.35	0.	35.21
79	A	-15.50	19.35	0.	30.05
	B	-15.70	13.34	0.	30.05
80	A	-15.70	13.34	0.	24.70
	B	-15.90	8.397	0.	24.70
81	A	-15.90	8.397	0.	19.18
	B	-16.10	4.562	0.	19.18
82	A	-16.10	4.562	0.	13.48
	B	-16.30	1.867	0.	13.48
83	A	-16.30	1.867	0.	7.602
	B	-16.50	0.3466	0.	7.602
84	A	-16.50	0.3466	0.	2.311
	B	-16.65	0.2019E-09	0.4184E-10	2.311

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 23

13 GIUGNO 2004 12:26:09
History 2 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

AZIONI NELLE SOLETTE (PER UNITA' DI PROFONDITA')

SOLETTA	QUOTA	FASE	TAGLIO A kN/m	TAGLIO B kN/m	MOMENTO A kN*m/m	MOMENTO B kN*m/m	ASSIALE kN/m
tarv	1 0.000	1			inattivo		
		2	245.9	225.4	1125.	-976.5	-422.9
		3	212.6	258.7	704.8	-1039.	-685.8
		4	186.4	284.8	561.5	-1275.	-757.5

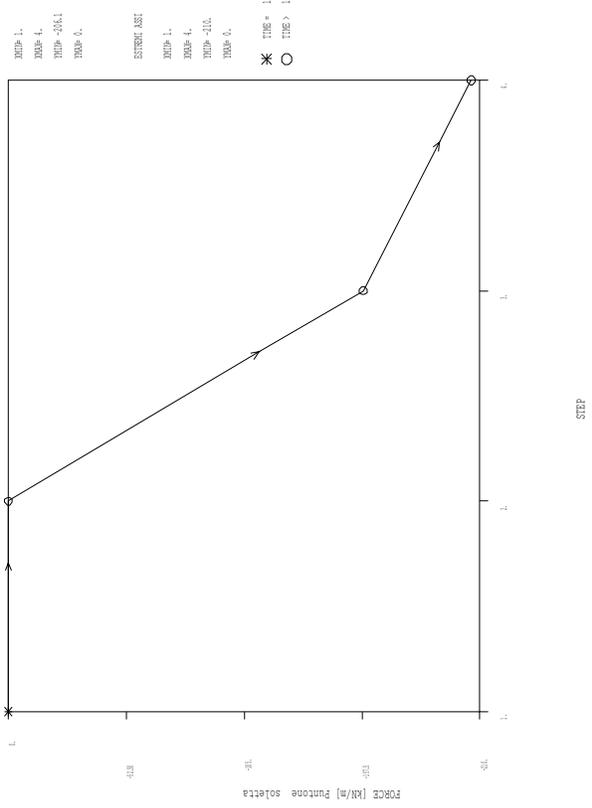
PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 24
13 GIUGNO 2004 12:26:09
History 2 - GA - Balzorile 2 Struttura Scatolare (statica+sismica)

FORZE NEI PUNTONI (PER UNITA' DI PROFONDITA')

PUNTONE	soletta	1 QUOTA	-8.1000				
		FASE 1	inattivo				
		FASE 2	inattivo				
		FASE 3	FORZA	-157.88		kN/m	
		FASE 4	FORZA	-206.13		kN/m	

FIGURES:

Puntone soletta	
STEP	FORCE (kN)
1.	0.
2.	0.
3.	-15,3
4.	-206,1



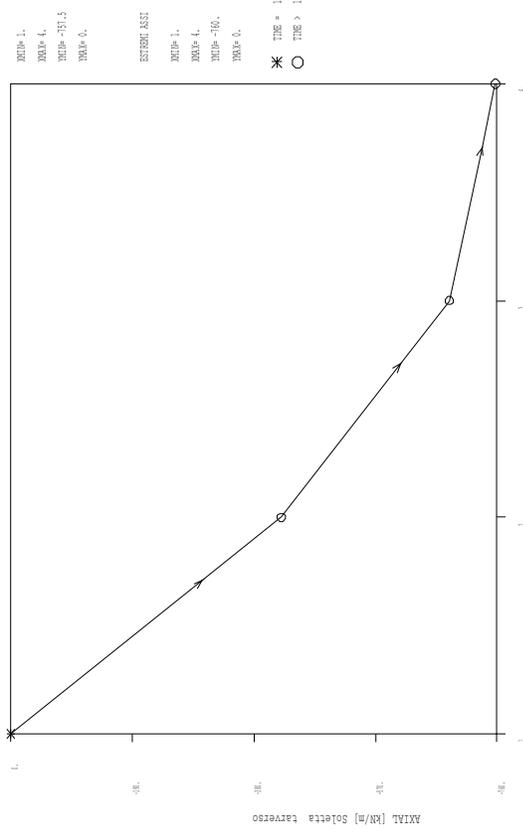
* O.A.S. S.r.l. - MILANO *
 PARAFI E S.I.
 13 GIUGNO 2004 - 12:26:53

DAL PASSO 1 AL PASSO 4
 DIAGRAMMA VARIABILE Y / VARIABILE Y

Item 122018
 2004122614

Stampa: 13/06/2004 12:26:53

Soletta laterale	
STEP	AXIAL (kN/m)
1.	0.
2.	-42.9
3.	-85.8
4.	-151.5



STEP= 1.
 STEP= 4.
 STEP= -151.5
 STEP= 0.

SYSTEM ASSI
 STEP= 1.
 STEP= 4.
 STEP= -100.
 STEP= 0.

* THE = 1
 O THE > 1

DAL PASSO 1 AL PASSO 4
 DISEGNO VARIALE X / VARIALE Y

FILE: D:\BENTON\1\DATA\BENTON\BENTON.DAT
 C:\WINDOWS\SYSTEM32\GDI32.dll

STEP: 4
 STEP: 4

* O.A.S. S.r.l. Milano *
 PARTIE 6.1
 13 GIUGNO 2004 12:24:59

APPENDICE F

GA Campese 1

Analisi della paratia multiancorata a tergo della G.A.

1. ANALISI DELL'OPERA DI SOSTEGNO
 - 1.1 Descrizione delle scelte progettuali
 - 1.2 Stratigrafia di calcolo e parametri di progetto
 - 1.3 Metodo di calcolo
 - 1.4 Parametri di calcolo
 - 1.4.1 Parametri di spinta
 - 1.4.2 Parametri di interazione terreno struttura
 - 1.5 Schemi di calcolo
 - 1.6 Risultati delle elaborazioni
2. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI
 - 2.1 Verifica del palo
 - 2.2 Verifica delle travi di ripartizione
 - 2.3 Verifica di portanza dei tiranti

Elaborati di calcolo "Paratie vers. 6.1"

1. ANALISI DELL'OPERA DI SOSTEGNO

1.1 Descrizione delle scelte progettuali

La realizzazione della galleria artificiale "Campese 1" richiede la preventiva realizzazione di uno scavo di sbancamento con una altezza massima di circa 8 m dal p.c. sostenuto da una paratia di pali in c.a. multiancorata.

La paratia sarà costituita da pali $D = 800$ mm aventi interasse longitudinale di 1.0 m e lunghezza $L = 12.0$ m, con due ordini di tiranti.

I tiranti sono di tipo definitivo, dimensionati quindi con un coefficiente di sicurezza minimo della fondazione pari a 2.5.

L'adozione di una struttura tirantata presenta il notevole vantaggio di limitare il detensionamento delle masse di terreno a monte dell'opera, limitando gli spostamenti della stessa, lasciando sostanzialmente inalterato lo stato tensionale attuale. Il contenimento delle deformazioni consente l'adozione di parametri di resistenza al taglio relativi a bassi livelli di deformazione, prossimi ai valori di picco.

Nella sistemazione finale si prevede la realizzazione di un muro in terra armata a ridosso della paratia multiancorata (lato monte) ed un ricoprimento della sottostante G.A. con terreno per uno spessore di circa 2 m da estradosso solettone. Nel dimensionamento viene cautelativamente trascurato il contributo resistente dell'opera in terra armata e i tiranti della paratia vengono progettati di tipo definitivo.

Di seguito si riporta il dimensionamento e le verifiche della paratia multiancorata, mentre per quanto riguarda la struttura scatolare della G.A. si rimanda all'apposita relazione di calcolo.

Le analisi sono condotte con riferimento alla sezione n. 292, rappresentativa delle condizioni più gravose per la G.A. in esame (altezza massima di scavo circa 8.0 m).

1.2 Stratigrafia di calcolo e parametri di progetto

La formazione interessata dagli scavi è costituita da argille caotiche e/o detritiche.

Ai fini del dimensionamento si considera cautelativamente una porzione superficiale, fino a circa 10.0 m di profondità, di argilla caotica alterata.

I parametri geotecnici adottati nei calcoli sono di seguito riportati:

unità 1: argille caotiche alterate

da 0.0 m a 10.0 m dal p.c. attuale

$$\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 10 \text{ kPa} \quad \text{in condizioni statiche (fase esecutive e finali)}$$

$$c' = 15 \text{ kPa} \quad \text{in condizioni sismiche}$$

$$\varphi' = 24^\circ$$

unità 2: argille caotiche

da 10.0 m dal p.c. attuale fino alle massime profondità di interesse progettuale

$$\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 20 \text{ kPa} \quad \text{in condizioni statiche (fase esecutive)}$$

$$c' = 15 \text{ kPa} \quad \text{in condizioni statiche (fase finali)}$$

$$c' = 25 \text{ kPa} \quad \text{in condizioni sismiche}$$

$$\varphi' = 24^\circ$$

Per ulteriori approfondimenti sulle caratteristiche geotecniche di tale formazione si rimanda alla relazione geotecnica.

La scelta dei parametri geotecnici di resistenza è stata eseguita considerando valori nell'intorno dei valori minimi per le analisi statiche a lungo termine; per l'analisi delle fasi esecutive e per l'analisi in condizioni sismiche, tenendo presente dell'azione di breve durata, della risposta non drenata del terreno e della condizione temporanea dello scavo aperto, sono stati assunti parametri più elevati nell'intorno dei valori medi relativi al range indicato in relazione geotecnica.

1.3 Metodo di calcolo

Al fine di rappresentare il comportamento delle paratie durante le varie fasi di lavoro (scavi ed inserimento contrasti) è opportuno l'impiego di un metodo di calcolo iterativo atto a simulare l'interazione in fase elasto-plastica terreno-paratia.

A tale scopo si impiega il programma di calcolo "PARATIE" della HarpaCeas s.r.l. di Milano.

Lo studio del comportamento di un elemento di paratia inserito nel terreno viene effettuato tenendo conto della deformabilità dell'elemento stesso, considerato in regime elastico, e soggetto alle azioni derivanti dalla spinta dei terreni, dalle eventuali differenze di pressione idrostatiche, dalle spinte dovute ai sovraccarichi esterni e dalla presenza degli elementi di contrasto.

La paratia viene discretizzata con elementi finiti monodimensionali a due gradi di libertà per nodo (spostamento orizzontale e rotazione).

Il terreno viene schematizzato secondo un modello elasto-plastico; esso reagisce elasticamente sino a valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del segno dello stesso spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva.

Gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di spinta "a riposo".

Con tale metodo, si può quindi seguire analiticamente la successione delle fasi di costruzione, di carico e di contrasto; consentendo di fornire informazioni attendibili sull'entità delle deformazioni e sugli effetti che esse inducono sul diagramma delle pressioni esercitate dal terreno sulla paratia.

1.4 Parametri di calcolo

Il metodo di calcolo richiede la definizione di altri parametri, valutati in funzione delle caratteristiche geotecniche e fisiche dei terreni, delle caratteristiche geometriche e strutturali dell'opera.

1.4.1 Parametri di spinta

- pressione a riposo: $P'o = K_o \cdot \sigma'_v$
con: $K_o =$ coefficiente di spinta a riposo.
 $\sigma'_v =$ tensione verticale efficace;

- pressione attiva: $P'a = K_a \cdot \sigma'_v - c' \cdot K_{ac}$.
con: $K_a =$ coefficiente di spinta attiva, funzione di φ' e δ_a ;
 $K_{ac} = 2 \cdot (K_a)^{0.5}$;
 $\delta_a =$ angolo di attrito terreno-paratia = $0.6 \cdot \varphi'$

- pressione passiva: $P'p = K_p \cdot \sigma'_v + c' \cdot K_{pc}$.
con: $K_p =$ coefficiente di spinta attiva, funzione di φ' e δ_a ;
 $K_{pc} = 2 \cdot (K_p)^{0.5}$;
 $\delta_p =$ attrito terreno-paratia = $0.5 \cdot \varphi' \leq 15^\circ$

1.4.2 Parametri di interazione terreno struttura

La rigidità delle molle schematizzanti il terreno è proporzionale al modulo elastico del terreno definito dalla relazione

$$E_s = R \cdot (P/Pr)^n$$

con: R = parametro dipendente dalla compressibilità del terreno, avente le dimensioni dei un modulo elastico;

n = coefficiente adimensionale;

P = pressione media = $(\sigma'_v + \sigma'_h) / 2$;

σ'_v = tensione verticale efficace;

σ'_h = tensione orizzontale efficace;

P_r = pressione di riferimento (98.1 kPa).

Per l'unità stratigrafica si considerano i seguenti parametri:

da 0.0 m a 10.0 m dal p.c. attuale

$K_o = 0.590$

$K_a = 0.495$ con $\alpha = 4^\circ$ (inclinazione del p.c.)

$K_p = 3.200$

$E_{uc} = 40000$ kPa modulo di compressione vergine

$E_{ur} = 60000$ kPa modulo scarico-ricarico.

$\delta K_{as} = 0.112$ coefficiente di incremento della spinta in condizioni sismiche

per profondità > 10.0 m dal p.c. attuale

$K_o = 0.590$

$K_a = 0.495$ con $\alpha = 4^\circ$ (inclinazione del p.c.)

$K_p = 3.200$

$E_{uc} = 60000$ kPa modulo di compressione vergine

$E_{ur} = 90000$ kPa modulo scarico-ricarico.

$\delta K_{as} = 0.112$ coefficiente di incremento della spinta in condizioni sismiche.

1.6 Schemi di calcolo

Il calcolo è stato eseguito con riferimento alla sezione n. 292, in quanto rappresentativa della situazione più gravosa per la G.A. in esame.

L'analisi è stata condotta sia in condizioni statiche, sia in condizioni sismiche. Gli schemi geometrici sono riportati negli elaborati di calcolo inseriti in calce.

Di seguito si riportano le fasi di calcolo da analizzare in successione. Lo zero di riferimento per il calcolo è fissato in corrispondenza dell'asse del solettone sommitale.

$L_a = 10 \text{ m}$ (lunghezza del tratto di fondazione);
 $D_p = 180 \text{ mm}$ (diametro di perforazione);
 $i = 3.0 \text{ m}$ (interasse longitudinale);
 $\alpha = 10^\circ$ (inclinazione rispetto all'orizzontale);
 $F_o = 400 \text{ kN}$ (sforzo di pretensione);
 2HEA200 trave di ripartizione;

Step 4: scavo fino a quota -6.4 m dal p.c.;

Step 5: inserimento del secondo ordine di tiranti a quota -6.1 m dal p.c. avente le seguenti caratteristiche:

$n = 5$ (trefoli in acciaio armonico da 0.6 pollici = 140 mm²);
 $L_p = 10 \text{ m}$ (lunghezza del tratto libero);
 $L_a = 11 \text{ m}$ (lunghezza del tratto di fondazione);
 $D_p = 180 \text{ mm}$ (diametro di perforazione);
 $i = 3.0 \text{ m}$ (interasse longitudinale);
 $\alpha = 10^\circ$ (inclinazione rispetto all'orizzontale);
 $F_o = 500 \text{ kN}$ (sforzo di pretensione);
 2HEA200 trave di ripartizione;

Step 6: scavo fino a quota -8.0 m dal p.c. (fondo scavo);

Step 7: in questa fase si ha una biforcazione dell'analisi:

condizioni statiche parametri geotecnici minimi;
 condizioni sismiche applicazione dell'incremento di spinta sismica.

L'incremento della spinta sismica viene valutato considerando:

$k_h = 0.07$ per zona sismica di II categoria.

Inoltre in condizioni sismiche sono stati considerati anche i seguenti carichi:

- Incremento di spinta dovuta al terreno il cui valore massimo è valutato come:

$$\gamma \cdot H \cdot \delta K_{as} = 20 \cdot 4.5 \cdot 0.112 = 10.08 \text{ kPa}$$

con andamento variabile linearmente con la profondità:

a quota 0.0 m dal p.c. 10.08 kPa

a -4.5 m dal p.c. 0.0 kPa

- Incremento di spinta dovuta al sovraccarico

$$q_p \cdot \delta K_{as} = 30 \cdot 0.112 = 3.36 \text{ kPa}$$

con andamento costante.

In conclusione si ottiene il seguente incremento di spinta con andamento trapezoidale:

$$\Delta p_1 = 10.08 + 3.36 = 13.44 \text{ kPa} \quad \text{a quota 0.0 m}$$

$$\Delta p_2 = 3.36 \text{ kPa} \quad \text{a -4.5 m dal p.c.}$$

$H = 4.5$ è l'altezza della paratia nella fase finale a ritombamento avvenuto della G.A. sottostante.

1.6 Risultati delle elaborazioni

In accordo al metodo di calcolo ed ai parametri esposti in precedenza, per lo schema descritto si ottengono i seguenti risultati.

Analisi in condizioni statiche

$M_{\max}^+ = 135$ (z = -5.6 m)	kN·m / m	Momento massimo lato scavo;
$M_{\max}^- = 76$ (z = -2.6 m)	kN·m / m	Momento massimo lato terra;
$T_{\max} = 105$ (z = -2.8 m)	kN / m	Taglio massimo;
$\delta_{\max} \approx 5$ (z = -5.0 m)	mm	Spostamento massimo;
F1 = 148	kN / m	Sollecitazione massima sui tiranti del 1° ordine;
F2 = 178	kN / m	Sollecitazione massima sui tiranti del 2° ordine.

Analisi in condizioni sismiche

$M_{\max}^+ = 135$ (z = -5.6 m)	kN·m / m	Momento massimo lato scavo;
$M_{\max}^- = 76$ (z = -2.6 m)	kN·m / m	Momento massimo lato terra;
$T_{\max} = 105$ (z = -2.8 m)	kN / m	Taglio massimo;
$\delta_{\max} \approx 5$ (z = 0.0 m)	mm	Spostamento massimo;
F1 = 150	kN / m	Sollecitazione massima sui tiranti del 1° ordine;
F2 = 178	kN / m	Sollecitazione massima sui tiranti del 2° ordine;

Le sollecitazioni sono sempre riferite ad un metro di sviluppo longitudinale di paratia.

2. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

2.1 Verifica del palo

Si considera una sezione circolare $D=800$ mm sottoposta alle seguenti sollecitazioni massime, derivanti dalle due analisi eseguite (statica e sismica), considerando un interasse dei pali pari a 1.0 m.

$N = 70$ kN peso proprio del palo agente alla quota $z=-5.6$ (a vantaggio di statica si trascura la componente verticale dei tiranti e gli altri carichi verticali eventualmente applicati);

$M = 135 \cdot 1.0 = 135.0$ kN · m momento massimo;

$T = 37 \cdot 1.0 = 37.0$ kN taglio associato.

Adottando un'armatura longitudinale costituita da 18 $\varnothing 16$ con un copriferro di calcolo di 0.06 m si ottengono le seguenti tensioni massime sui materiali:

$$\sigma_s = 149 \text{ MPa} < 255 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 4.7 \text{ MPa} < 9.75 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 30 \text{ MPa})$$

$$\tau = 0.10 \text{ MPa} < 0.60 \text{ MPa} \quad (R_{ck} = 30 \text{ MPa}).$$

Le verifiche sono soddisfatte.

2.2 Verifica delle travi di ripartizione

Per la valutazione del momento massimo si adotta cautelativamente uno schema a trave continua il cui carico (considerato uniformemente distribuito) è determinato sulla base dello sforzo dei tiranti e della loro spaziatura. Il momento flettente è valutato con la seguente relazione:

$$M = p \cdot L_h^2 / 10 = 178 \cdot 3^2 / 10 = 160.2 \text{ kN m}$$

dove

$$p = 178 \text{ kN/m} = \text{reazione di equilibrio al tiro del tirante } [F \cdot L^{-1}].$$

$$L_h = 3.0 \text{ m} = \text{interasse orizzontale dei tiranti.}$$

Le verifiche delle travi sono state svolte alle tensioni ammissibili. La massima tensione sull'acciaio risulta:

$$\sigma = M / (n \cdot W) = 205.9 \text{ MPa} < \sigma_{amm} = 240 \text{ MPa} \quad (\text{acciaio Fe510})$$

dove:

$M = 160.2 \text{ kN m}$ momento massimo sulla trave di ripartizione;

$n = 2$ numero dei profili che costituiscono la trave;

$W = 389 \text{ cm}^3$ modulo resistente del singolo profilo metallico (HEA200).

La verifica è soddisfatta.

2.3 Verifica di portanza dei tiranti

Verifica dell'acciaio armonico

A_s [mm ²]	=	140	area nominale di un trefolo da 0.6"
$f_{p(1)k}$ [MPa]	=	1640	tensione caratteristica a snervamento
f_{ptk} [MPa]	=	1855	tensione caratteristica a rottura dell'acciaio
σ_{adm}^c [MPa]	=	1255	tensione ammissibile dell'acciaio in fase di collaudo
σ_{adm}^e [MPa]	=	1002	tensione ammissibile dell'acciaio in esercizio

Ordine	R [kN/m]	i [m]	$N_Q/N_C = 1.3$		n.tr.	σ^c [MPa]	σ^e [MPa]	
			N_Q [kN]	N_C [kN]				
1	150.0	3	450.0	585.0	4	1045	804	verifica soddisfatta
2	178.0	3	534.0	694.2	5	992	763	verifica soddisfatta

R = reazione massima sulla fila di tiranti (da calcolo)
i = interasse dei tiranti
 N_Q = forza max di utilizzazione in esercizio del tirante
 N_C = forza max di collaudo del tirante
n.tr. = numero di trefoli
 σ^c = tensione max sull'acciaio in fase di collaudo
 σ^e = tensione max sull'acciaio in esercizio

In tutti i casi le massime tensioni sull'acciaio sono inferiori ai valori ammissibili. Le verifiche sono soddisfatte.

Verifica geotecnica di portanza della fondazione

Le verifiche sono condotte in accordo alle Raccomandazioni AICAP 1993, le quali prescrivono un fattore di sicurezza minimo $FS = 2.5$ per la fondazione dei tiranti definitivi quali quelli in oggetto. La fondazione dei tiranti (L_a) sarà eseguita con iniezione di malta cementizia (ed additivi) ad alta pressione, con il metodo IRS (Iniezioni Ripetute e Selettive attraverso valvole disposte ad interasse non superiore a 0.75 m).

La perforazione ha diametro nominale:

$$D_p \geq 220 \text{ mm per i tre ordini di tiranti.}$$

In considerazione delle caratteristiche tecnologiche e dei terreni si valuta una tensione di adesione laterale limite fondazione-terreno:

$$\alpha\tau_{lim} = 250 \text{ kPa} \quad (\text{riferita al diametro nominale di perforazione}).$$

Nella seguente prospetto di calcolo si riportano le verifiche di portanza.

Ordine	Dp [mm]	Lp [m]	La [m]	α_{lim} [kPa]	N_Q [kN]	N_{LIM} [kN]	FS [--]
1	180	13.0	10.0	250	450.0	1413.0	3.14 > 2.5
2	180	10.0	11.0	250	534.0	1554.3	2.91 > 2.5

Dp = diametro di perforazione

Lp = lunghezza passiva (libera)

La = lunghezza attiva (fondazione)

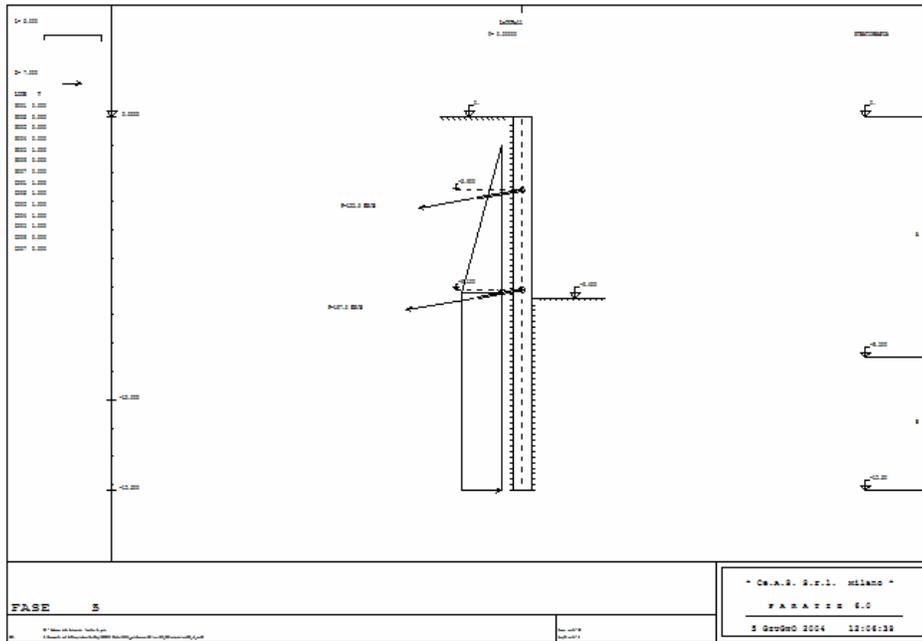
α_{lim} = tensione di adesione laterale limite fondazione-terreno (riferita al diametro nominale)

FS = coefficiente di sicurezza a rottura della fondazione

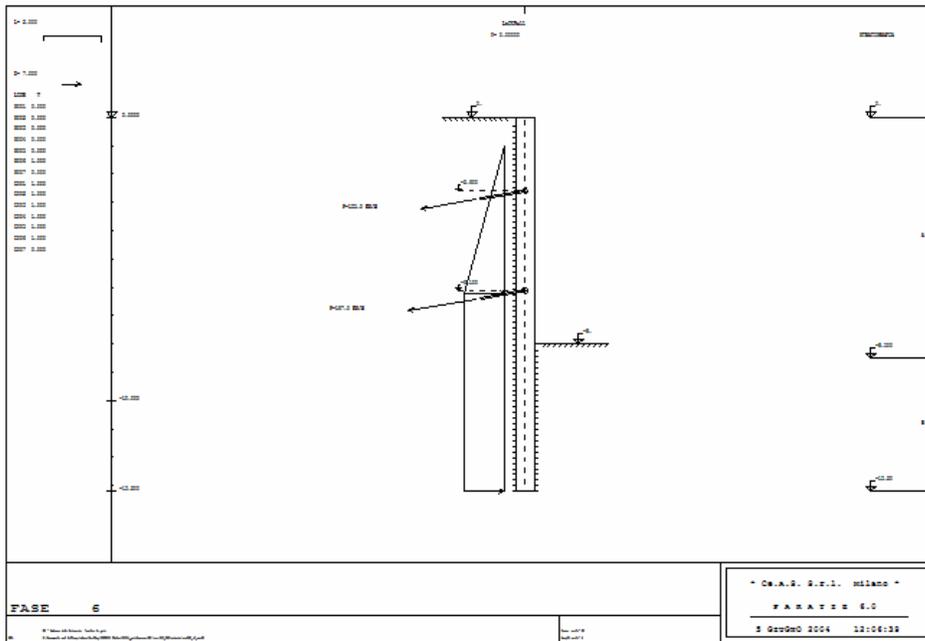
In tutti i casi risulta un coefficiente di sicurezza maggiore di 2.50. La verifica è soddisfatta. I parametri di progetto, le modalità e le tecnologie esecutive saranno sottoposti a verifica mediante la realizzazione di un campo prova.

APPENDICE F.1

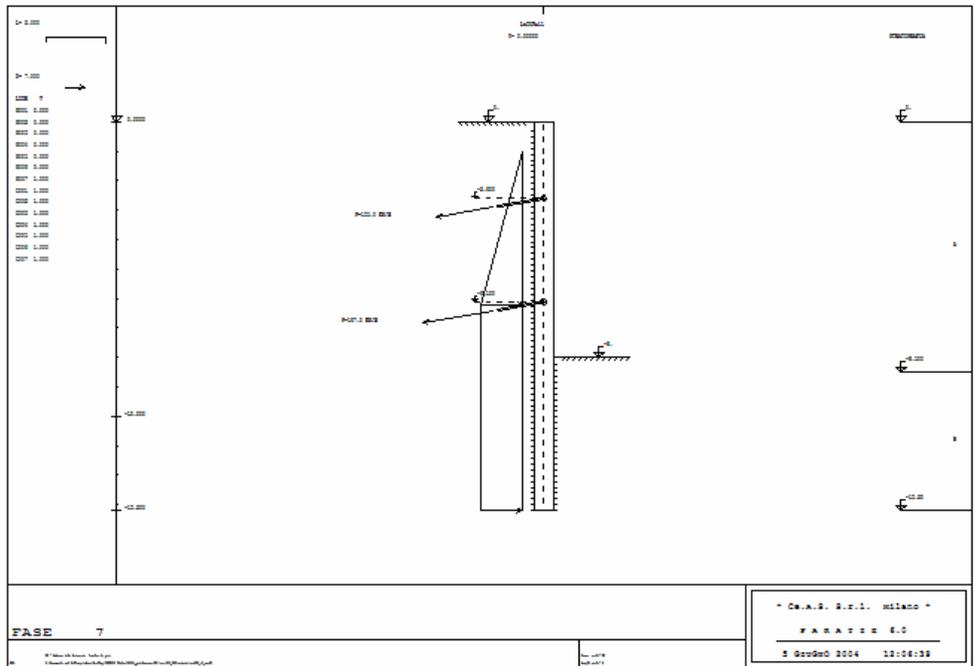
Elaborati di calcolo “Paratie 6.1”



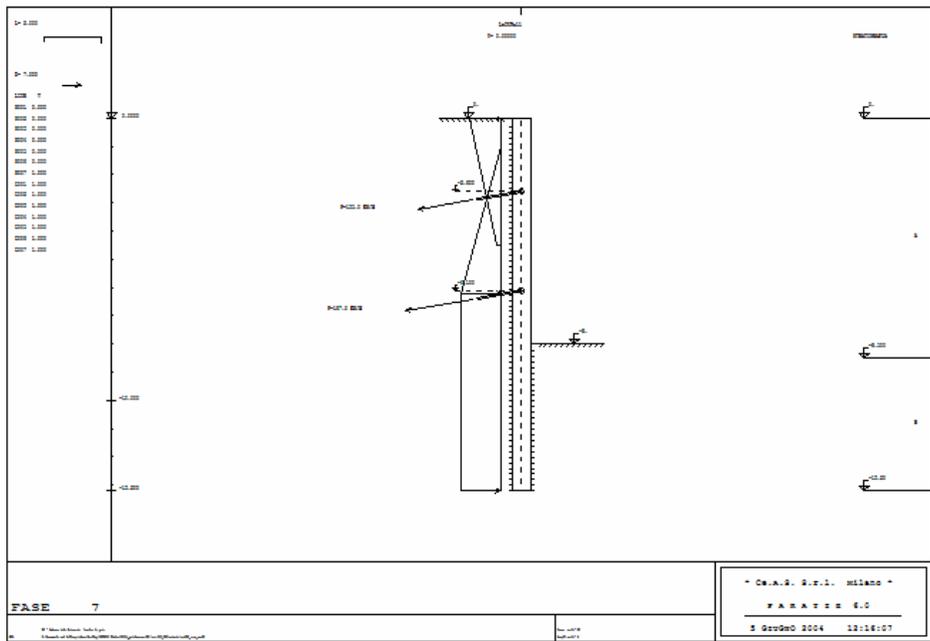
Step 5



Step 6



Step 7 (analisi statica)



Step 7 (analisi sismica)

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
13 GIUGNO 2004 20:23:28
History 1 - GA - Campese 1 Paratia di pali

PAG. 3

N. comando

```
39:      young      60000 90000
40:      endlayer
41:      *
42: step 1 : Inizializzazione geostatica
43:      setwall LeftWall
44:      geom 0 0
45: endstep
46:      *
47: step 2 : scavo fino a -2.9 m
48:      dload constant LeftWall -6.2 14.85 -1 0
49:      dload constant LeftWall -13.2 14.85 -6.2 14.85
50:      setwall LeftWall
51:      geom 0 -2.9
52: endstep
53:      *
54: step 3 : Realizzazione tirante 1
55:      setwall LeftWall
56:      add Tirantel
57: endstep
58:      *
59: step 4 : Scavo a -6.4
60:      setwall LeftWall
61:      geom 0 -6.4
62: endstep
63:      *
64: step 5 : realizzazione Tirante 2
65:      change A U-COHE=0
66:      change A D-COHE=0
67:      setwall LeftWall
68:      add Tirante2
69: endstep
70:      *
71: step 6 : Scavo fino a fondo scavo -8.0 m
72:      setwall LeftWall
73:      geom 0 -8
74: endstep
75:      *
76: step 7 : fase finale con parametri minimi
77:      change B U-COHE=15
78:      change B D-COHE=15
79:      setwall LeftWall
80:      geom 0 -4.5
81: endstep
82:      *
83:      *
```

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
13 GIUGNO 2004 20:23:28
History 1 - GA - Campese 1 Paratia di pali

PAG. 4

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER A

natura	1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	
quota superiore		=	0.0000	m
quota inferiore		=	-8.5000	m
peso fuori falda		=	20.000	kN/m ³
peso efficace in falda		=	10.000	kN/m ³
peso dell'acqua		=	10.000	kN/m ³
coesione		=	10.000	kPa (A MONTE)
angolo di attrito		=	24.000	DEG (A MONTE)

coeff. spinta attiva ka	= 0.49500		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.2000		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.59326		
esponente di OCR	= 0.80000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 40000.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 60000.	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
coesione	= 10.000	kPa	(A VALLE)
angolo di attrito	= 24.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.49500		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.2000		(A VALLE)

LAYER B

natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= -8.5000	m	
quota inferiore	= -0.10000E+31	m	
peso fuori falda	= 20.000	kN/m ³	
peso efficace in falda	= 10.000	kN/m ³	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m ³	
coesione	= 20.000	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito	= 24.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.49500		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.2000		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.59326		
esponente di OCR	= 0.80000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 60000.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 90000.	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
coesione	= 20.000	kPa	(A VALLE)

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
 13 GIUGNO 2004 20:23:28
 History 1 - GA - Campese 1 Paratia di pali

PAG. 5

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

angolo di attrito	= 24.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.49500		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.2000		(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)

LAYER A

coesione	= 0.0000	kPa	(A MONTE)
coesione	= 0.0000	kPa	(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 6

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 7

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

LAYER B
coesione = 15.000 kPa (A MONTE)
coesione = 15.000 kPa (A VALLE)

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 6
13 GIUGNO 2004 20:23:28
History 1 - GA - Campese 1 Paratia di pali

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL LeftWall
coordinata y = 0.0000 m
quota piano campagna = 0.0000 m
quota del fondo scavo = 0.0000 m
quota della falda = -0.99900E+30 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 = -13.200 m
indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL LeftWall
coordinata y = 0.0000 m
quota piano campagna = 0.0000 m
quota del fondo scavo = -2.9000 m
quota della falda = -0.99900E+30 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 = -13.200 m
indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL LeftWall
coordinata y = 0.0000 m
quota piano campagna = 0.0000 m
quota del fondo scavo = -2.9000 m
quota della falda = -0.99900E+30 m
sovraccarico a monte = 0.0000 kPa

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 7
13 GIUGNO 2004 20:23:28
History 1 - GA - Campese 1 Paratia di pali

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

quota del sovraccarico a monte = 0.0000 m


```

quota della falda                =-0.99900E+30 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 = -13.200 m
indicatore comportamento acqua    = 0.0000 (1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)

```

```

PARATIE 6.1                      Ce.A.S. s.r.l. - Milano          PAG. 9
13 GIUGNO 2004    20:23:28
History 1 - GA - Campese 1 Paratia di pali

```

RIASSUNTO ELEMENTI
=====

```

+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|          RIASSUNTO ELEMENTI SOIL          |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Name | Wall | Z1 | Z2 | Flag | Angle |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|      |      | m | m |      | deg |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| UHLeft | LeftWall | 0. | -13.20 | UPHILL | 0. |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| DHLeft | LeftWall | 0. | -13.20 | DOWNHILL | 180.0 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+

```

```

+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|          RIASSUNTO ELEMENTI BEAM          |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Name | Wall | Z1 | Z2 | Mat | thick |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|      |      | m | m |      | m |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Pali | LeftWall | 0. | -13.20 | _ | 0.6225 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+

```

```

+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|          RIASSUNTO ELEMENTI WIRE          |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Name | Wall | Zeta | Mat | A/L | Pinit | Angle |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|      |      | m |      |      | kN/m | deg |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Tirante1 | LeftWall | -2.600 | _ | 0.1400E-04 | 135.0 | 10.00 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Tirante2 | LeftWall | -6.100 | _ | 0.1900E-04 | 167.0 | 10.00 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+

```

```

PARATIE 6.1                      Ce.A.S. s.r.l. - Milano          PAG. 10
13 GIUGNO 2004    20:23:28
History 1 - GA - Campese 1 Paratia di pali

```

RIASSUNTO DATI VARI
=====

```

+-----+-----+
|          MATERIALI          |
+-----+-----+
| Name | YOUNG MODULUS |
+-----+-----+

```

	kPa
cls	2.5E+007
acci	2.1E+008

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 11
 13 GIUGNO 2004 20:23:28
 History 1 - GA - Campese 1 Paratia di pali

DISTRIBUTED LOAD SUMMARY

Wall	From step	To step	Z1	P1	Z2	P2
Left	2	7	-6.2000	14.850	-1.0000	0.0000
Left	2	7	-13.200	14.850	-6.2000	14.850

UNITS FOR Z1 , Z2 =m
 UNITS FOR P1 , P2 =kPa

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 12
 13 GIUGNO 2004 20:23:28
 History 1 - GA - Campese 1 Paratia di pali

RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

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

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 13
 13 GIUGNO 2004 20:23:28
 History 1 - GA - Campese 1 Paratia di pali

INVILUPPO AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI DI PARETE
 (PER UNITA' DI PROFONDITA')

* PARETE LeftWall GRUPPO Pali*
 STEP 1 - 7

* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

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

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
1	A	0.	0.4155E-10	0.1137E-10	1.889
	B	-0.2000	0.3777	0.	1.889
2	A	-0.2000	0.3777	0.4889E-11	5.786
	B	-0.4000	1.535	0.4320E-11	5.786
3	A	-0.4000	1.535	0.1307E-10	9.805
	B	-0.6000	3.496	0.6116E-10	9.805
4	A	-0.6000	3.496	0.5991E-10	13.94
	B	-0.8000	6.285	0.5480E-10	13.94
5	A	-0.8000	6.285	0.7719E-10	18.20
	B	-1.000	9.925	0.6389E-10	18.20
6	A	-1.000	9.925	0.5866E-10	22.59

	B	-1.200	14.44	0.	22.59
7	A	-1.200	14.44	0.	27.22
	B	-1.400	19.89	0.	27.22
8	A	-1.400	19.89	0.	32.08
	B	-1.600	26.30	0.	32.08
9	A	-1.600	26.30	0.	37.40
	B	-1.800	33.78	0.	37.40
10	A	-1.800	33.78	0.	43.19
	B	-2.000	42.42	0.	43.19
11	A	-2.000	42.42	0.	49.45
	B	-2.200	52.31	0.	49.45
12	A	-2.200	52.31	0.	56.17
	B	-2.400	63.54	0.	56.17
13	A	-2.400	63.54	0.	63.33
	B	-2.600	76.21	0.	63.33
14	A	-2.600	76.21	0.	105.3
	B	-2.800	63.81	0.	105.3
15	A	-2.800	63.81	0.	98.72
	B	-3.000	53.00	9.876	98.72
16	A	-3.000	53.00	9.876	92.99
	B	-3.200	43.20	28.20	92.99
17	A	-3.200	43.20	28.20	88.18
	B	-3.400	34.28	44.99	88.18

PARATIE 6.1
13 GIUGNO 2004 20:23:28
History 1 - GA - Campese 1 Paratia di pali

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 14

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
18	A	-3.400	34.28	44.99	82.87
	B	-3.600	26.20	60.16	82.87
19	A	-3.600	26.20	60.16	77.04
	B	-3.800	18.91	73.61	77.04
20	A	-3.800	18.91	73.61	70.70
	B	-4.000	18.78	85.22	70.70
21	A	-4.000	18.78	85.22	63.85
	B	-4.200	19.08	94.90	63.85
22	A	-4.200	19.08	94.90	56.50
	B	-4.400	19.03	104.1	56.50
23	A	-4.400	19.03	104.1	48.63
	B	-4.600	18.68	113.8	48.63
24	A	-4.600	18.68	113.8	40.25
	B	-4.800	18.09	121.9	40.25
25	A	-4.800	18.09	121.9	31.36
	B	-5.000	17.29	128.1	31.36
26	A	-5.000	17.29	128.1	23.35
	B	-5.200	16.33	132.5	23.35
27	A	-5.200	16.33	132.5	37.17
	B	-5.400	15.27	134.9	37.17
28	A	-5.400	15.27	134.9	51.56
	B	-5.600	14.13	135.3	51.56
29	A	-5.600	14.13	135.3	66.51
	B	-5.800	12.96	133.4	66.51
30	A	-5.800	12.96	133.4	82.00
	B	-6.000	11.80	129.3	82.00
31	A	-6.000	11.80	129.3	94.02
	B	-6.100	11.24	126.3	94.02
32	A	-6.100	11.24	126.3	91.85
	B	-6.300	10.03	118.7	91.85
33	A	-6.300	10.03	118.7	77.14
	B	-6.500	8.755	108.7	77.14
34	A	-6.500	8.755	108.7	61.28
	B	-6.700	7.587	117.0	61.28
35	A	-6.700	7.587	117.0	57.08
	B	-6.900	6.539	126.0	57.08
36	A	-6.900	6.539	126.0	57.37
	B	-7.100	5.621	131.7	57.37
37	A	-7.100	5.621	131.7	55.66
	B	-7.300	4.845	133.9	55.66
38	A	-7.300	4.845	133.9	53.65
	B	-7.500	4.222	132.7	53.65
39	A	-7.500	4.222	132.7	51.42
	B	-7.700	3.762	127.9	51.42

40	A	-7.700	3.762	127.9	49.01
	B	-7.900	3.472	119.5	49.01

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 15
 13 GIUGNO 2004 20:23:28
 History 1 - GA - Campese 1 Paratia di pali

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
41	A	-7.900	3.472	119.5	60.84
	B	-8.100	3.364	107.3	60.84
42	A	-8.100	3.364	107.3	78.59
	B	-8.300	3.444	91.60	78.59
43	A	-8.300	3.444	91.60	94.18
	B	-8.500	3.722	72.76	94.18
44	A	-8.500	3.722	72.76	87.66
	B	-8.700	3.899	55.23	87.66
45	A	-8.700	3.899	55.23	78.97
	B	-8.900	6.837	39.44	78.97
46	A	-8.900	6.837	39.44	70.07
	B	-9.100	11.72	25.42	70.07
47	A	-9.100	11.72	25.42	61.22
	B	-9.300	15.58	13.18	61.22
48	A	-9.300	15.58	13.18	52.44
	B	-9.500	19.71	5.049	52.44
49	A	-9.500	19.71	5.049	43.79
	B	-9.700	27.41	4.050	43.79
50	A	-9.700	27.41	4.050	35.29
	B	-9.900	33.58	3.181	35.29
51	A	-9.900	33.58	3.181	26.94
	B	-10.10	38.23	2.435	26.94
52	A	-10.10	38.23	2.435	18.96
	B	-10.30	41.38	1.803	18.96
53	A	-10.30	41.38	1.803	11.77
	B	-10.50	43.02	1.278	11.77
54	A	-10.50	43.02	1.278	5.492
	B	-10.70	43.17	0.8499	5.492
55	A	-10.70	43.17	0.8499	7.372
	B	-10.90	41.94	0.5110	7.372
56	A	-10.90	41.94	0.5110	12.38
	B	-11.10	39.46	0.2518	12.38
57	A	-11.10	39.46	0.2518	17.57
	B	-11.30	35.95	0.6301E-01	17.57
58	A	-11.30	35.95	0.6301E-01	21.61
	B	-11.50	31.63	0.	21.61
59	A	-11.50	31.63	0.	24.42
	B	-11.70	26.74	0.	24.42
60	A	-11.70	26.74	0.	25.89
	B	-11.90	21.56	0.	25.89
61	A	-11.90	21.56	0.	25.94
	B	-12.10	16.38	0.	25.94
62	A	-12.10	16.38	0.	24.46
	B	-12.30	11.48	0.	24.46
63	A	-12.30	11.48	0.	21.34
	B	-12.50	7.217	0.	21.34

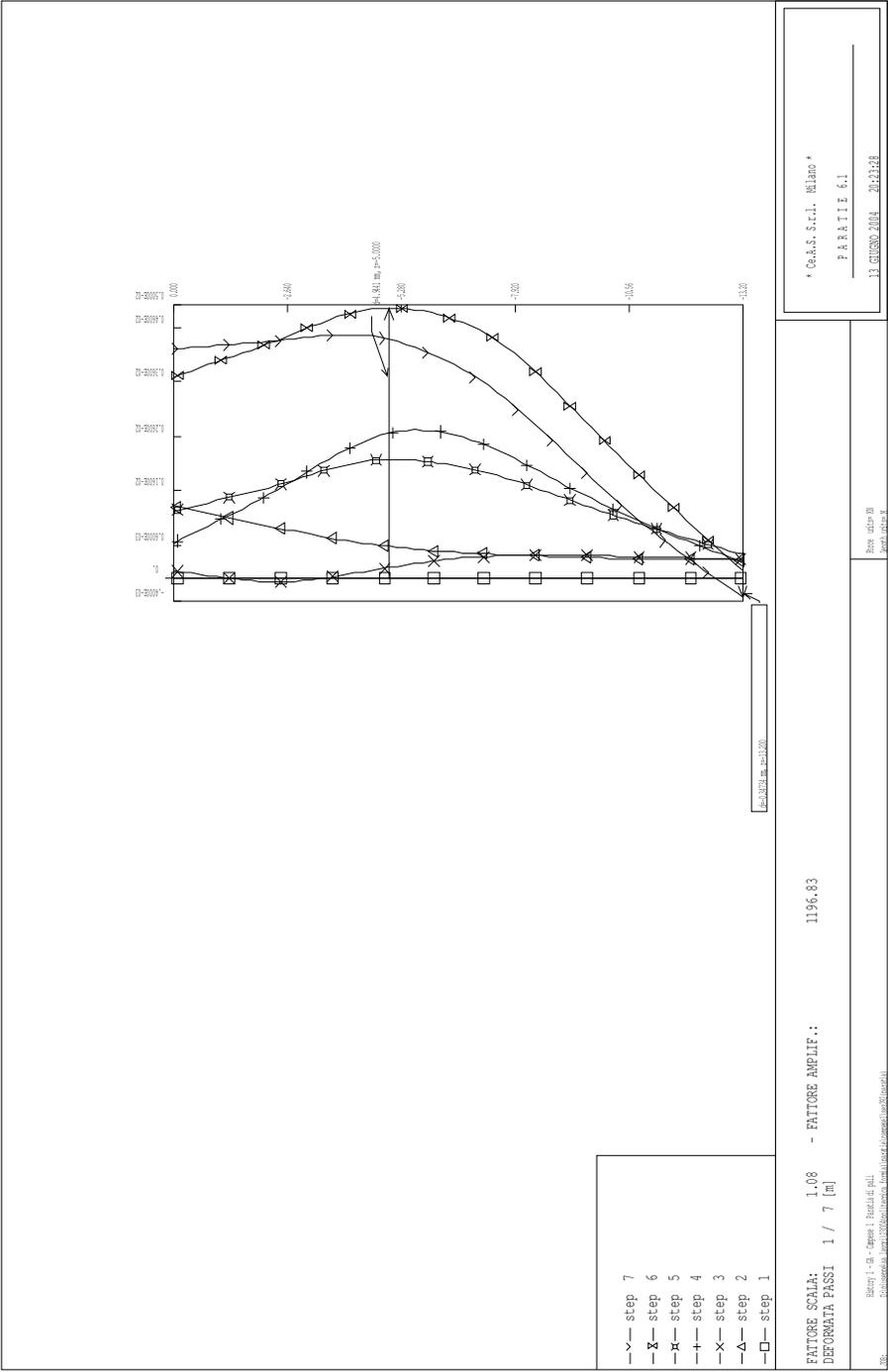
PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 16
 13 GIUGNO 2004 20:23:28
 History 1 - GA - Campese 1 Paratia di pali

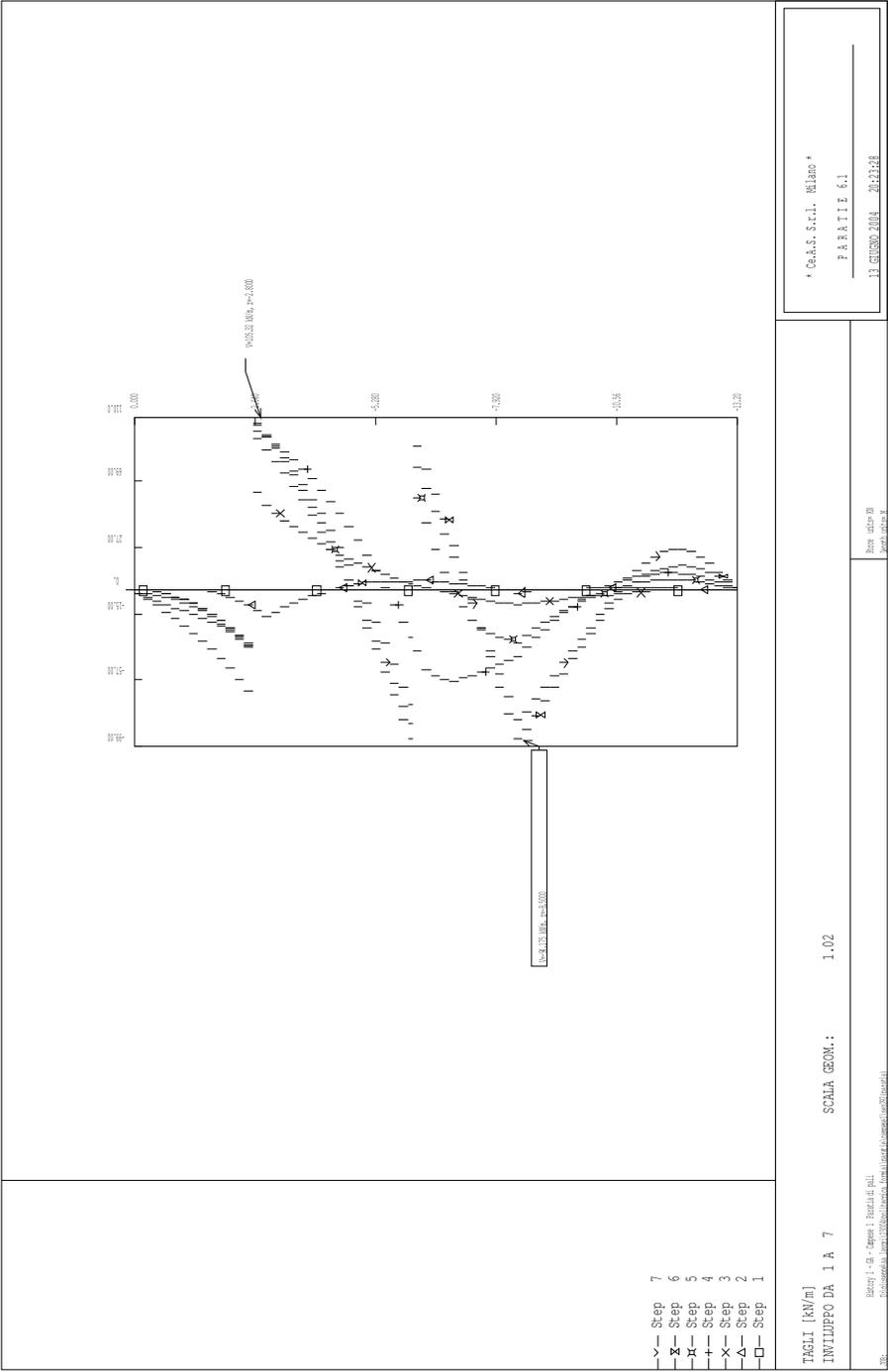
BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
64	A	-12.50	7.217	0.	16.99
	B	-12.70	3.819	0.	16.99
65	A	-12.70	3.819	0.	11.98
	B	-12.90	1.424	0.	11.98
66	A	-12.90	1.424	0.	6.303
	B	-13.10	0.1630	0.	6.303
67	A	-13.10	0.1630	0.	1.630
	B	-13.20	0.1666E-10	0.3911E-10	1.630

FORZE NEGLI ANCORAGGI ATTIVI (PER UNITA' DI PROFONDITA')

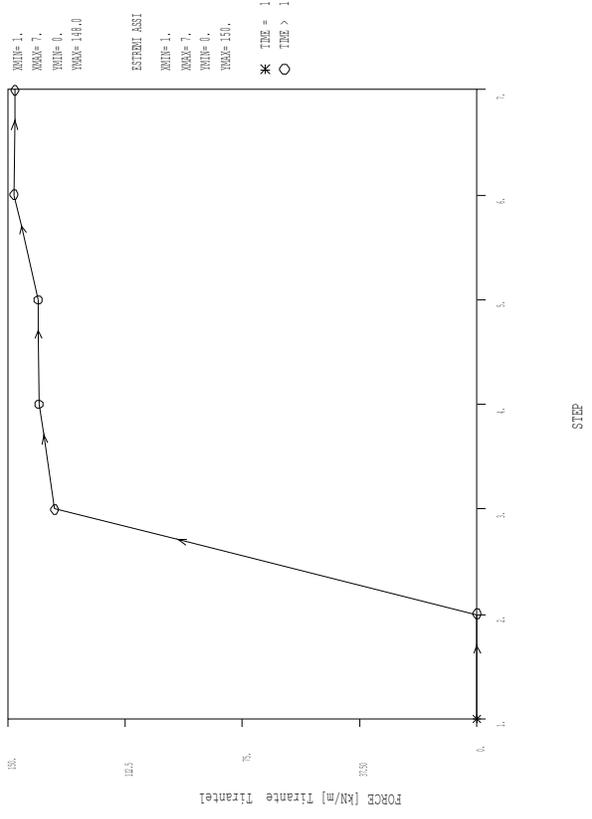
TIRANTE	Tirante1	1 PARETE LeftWall	QUOTA	-2.6000
		FASE 1 inattivo		
		FASE 2 inattivo		
		FASE 3 FORZA	135.00	kN/m
		FASE 4 FORZA	140.12	kN/m
		FASE 5 FORZA	140.25	kN/m
		FASE 6 FORZA	147.95	kN/m
		FASE 7 FORZA	147.79	kN/m
TIRANTE	Tirante2	1 PARETE LeftWall	QUOTA	-6.1000
		FASE 1 inattivo		
		FASE 2 inattivo		
		FASE 3 inattivo		
		FASE 4 inattivo		
		FASE 5 FORZA	167.00	kN/m
		FASE 6 FORZA	177.68	kN/m
		FASE 7 FORZA	174.65	kN/m

FIGURES:





Tirante Tirante1	STEP	FORCE (kN/m)
	1.	0.
	2.	0.
	3.	135.
	4.	140.1
	5.	140.3
	6.	140.0
	7.	141.8



ESTREMI ASSI
 XMIN= 1.
 XMAX= 7.
 YMIN= 0.
 YMAX= 140.0

* TIME = 1
 O TIME > 1

DAL PASSO 1 AL PASSO 7
 DIAGRAMMA VARIABILE X / VARIABILE Y

* Co.A.S. S.r.l. Milano *
 PARTITE 6.1
 13 GIUGNO 2004 20:23:48

Save step in
 step_016.k

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
13 GIUGNO 2004 20:27:14
History 2 - GA - Campese 1 Paratia di pali

PAG. 3

N. comando

```
39:      young      60000 90000
40:      endlayer
41:      *
42: step 1 : Inizializzazione geostatica
43:      setwall LeftWall
44:      geom 0 0
45: endstep
46:      *
47: step 2 : scavo fino a -2.9 m
48:      dload constant LeftWall -6.2 14.85 -1 0
49:      dload constant LeftWall -13.2 14.85 -6.2 14.85
50:      setwall LeftWall
51:      geom 0 -2.9
52: endstep
53:      *
54: step 3 : Realizzazione tirante 1
55:      setwall LeftWall
56:      add Tirantel
57: endstep
58:      *
59: step 4 : Scavo a -6.4
60:      setwall LeftWall
61:      geom 0 -6.4
62: endstep
63:      *
64: step 5 : realizzazione Tirante 2
65:      change A U-COHE=0
66:      change A D-COHE=0
67:      setwall LeftWall
68:      add Tirante2
69: endstep
70:      *
71: step 6 : Scavo fino a fondo scavo -8.0 m
72:      setwall LeftWall
73:      geom 0 -8
74: endstep
75:      *
76: step 7 : sisma C=0.07
77:      change A U-COHE=15
78:      change A D-COHE=15
79:      change B U-COHE=25
80:      change B D-COHE=25
81:      dload constant LeftWall -4.5 3.36 0 13.44
82:      setwall LeftWall
83:      geom 0 -4.5
84: endstep
```

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
13 GIUGNO 2004 20:27:14
History 2 - GA - Campese 1 Paratia di pali

PAG. 4

N. comando

```
85:      *
86:      *
```

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
13 GIUGNO 2004 20:27:14
History 2 - GA - Campese 1 Paratia di pali

PAG. 5

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER A

natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= 0.0000	m	
quota inferiore	= -8.5000	m	
peso fuori falda	= 20.000	kN/m ³	
peso efficace in falda	= 10.000	kN/m ³	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m ³	
coesione	= 10.000	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito	= 24.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.49500		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.2000		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.59326		
esponente di OCR	= 0.80000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 40000.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 60000.	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
coesione	= 10.000	kPa	(A VALLE)
angolo di attrito	= 24.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.49500		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.2000		(A VALLE)

LAYER B

natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= -8.5000	m	
quota inferiore	= -0.10000E+31	m	
peso fuori falda	= 20.000	kN/m ³	
peso efficace in falda	= 10.000	kN/m ³	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m ³	
coesione	= 20.000	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito	= 24.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.49500		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.2000		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.59326		
esponente di OCR	= 0.80000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 60000.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 90000.	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
coesione	= 20.000	kPa	(A VALLE)

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
 13 GIUGNO 2004 20:27:14
 History 2 - GA - Campese 1 Paratia di pali

PAG. 6

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

angolo di attrito	= 24.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.49500		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.2000		(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)

LAYER A

coesione	=	0.0000	kPa	(A MONTE)
coesione	=	0.0000	kPa	(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 6

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 7

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

LAYER A

coesione	=	15.000	kPa	(A MONTE)
coesione	=	15.000	kPa	(A VALLE)

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 7
13 GIUGNO 2004 20:27:14
History 2 - GA - Campese 1 Paratia di pali

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 7

LAYER B

coesione	=	25.000	kPa	(A MONTE)
coesione	=	25.000	kPa	(A VALLE)

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 8
13 GIUGNO 2004 20:27:14
History 2 - GA - Campese 1 Paratia di pali

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	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	=	-13.200	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-2.9000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	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	=	-13.200	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-2.9000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kPa

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 9
 13 GIUGNO 2004 20:27:14
 History 2 - GA - Campese 1 Paratia di pali

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	=	-13.200	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 4

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-6.4000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	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	=	-13.200	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 5

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-6.4000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	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	=	-13.200	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 6

WALL LeftWall

```

coordinata y           = 0.0000    m
quota piano campagna   = 0.0000    m
quota del fondo scavo  = -8.0000    m
quota della falda      =-0.99900E+30 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 = -13.200    m
indicatore comportamento acqua = 0.0000    (1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000    (1=NO UPD)
    
```

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 7

WALL LeftWall

```

coordinata y           = 0.0000    m
quota piano campagna   = 0.0000    m
quota del fondo scavo  = -4.5000    m
quota della falda      =-0.99900E+30 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 = -13.200    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 |
+-----+-----+-----+-----+-----+
| UHLeft | LeftWall | 0. | -13.20 | UPHILL | 0. |
+-----+-----+-----+-----+-----+
| DHLeft | LeftWall | 0. | -13.20 | DOWNHILL | 180.0 |
+-----+-----+-----+-----+-----+
    
```

```

+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|          RIASSUNTO ELEMENTI BEAM          |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Name | Wall | Z1 | Z2 | Mat | thick |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|      |      | m | m |     | m |
+-----+-----+-----+-----+-----+
| Pali | LeftWall | 0. | -13.20 | _ | 0.6225 |
+-----+-----+-----+-----+-----+
    
```

```

+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|          RIASSUNTO ELEMENTI WIRE          |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
    
```

Name	Wall	Zeta	Mat	A/L	Pinit	Angle
		m			kN/m	deg
Tirante1	LeftWall	-2.600	_	0.1400E-04	135.0	10.00
Tirante2	LeftWall	-6.100	_	0.1900E-04	167.0	10.00

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 12
13 GIUGNO 2004 20:27:14
History 2 - GA - Campese 1 Paratia di pali

RIASSUNTO DATI VARI
=====

MATERIALI	
Name	YOUNG MODULUS
	kPa
cls	2.5E+007
acci	2.1E+008

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 13
13 GIUGNO 2004 20:27:14
History 2 - GA - Campese 1 Paratia di pali

DISTRIBUTED LOAD SUMMARY

Wall	From step	To step	Z1	P1	Z2	P2
Left	2	7	-6.2000	14.850	-1.0000	0.0000
Left	2	7	-13.200	14.850	-6.2000	14.850
Left	7	7	-4.5000	3.3600	0.0000	13.440

UNITS FOR Z1 , Z2 =m
UNITS FOR P1 , P2 =kPa

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 14
13 GIUGNO 2004 20:27:14
History 2 - GA - Campese 1 Paratia di pali

RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

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

INVILUPPO AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI DI PARETE
 (PER UNITA' DI PROFONDITA')

* PARETE LeftWall GRUPPO Pali*

STEP 1 - 7

* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

MOMENTO SX = Momento che tende le fibre sulla faccia sinistra [kN*m/m]

MOMENTO DX = Momento che tende le fibre sulla faccia destra [kN*m/m]

TAGLIO = forza tagliante (valore assoluto, priva di segno) [kN/m]

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
1	A	0.	0.1239E-10	0.7287E-10	1.889
	B	-0.2000	0.3777	0.	1.889
2	A	-0.2000	0.3777	0.4889E-11	5.786
	B	-0.4000	1.535	0.4320E-11	5.786
3	A	-0.4000	1.535	0.1307E-10	9.805
	B	-0.6000	3.496	0.6116E-10	9.805
4	A	-0.6000	3.496	0.5991E-10	13.94
	B	-0.8000	6.285	0.5480E-10	13.94
5	A	-0.8000	6.285	0.7719E-10	18.20
	B	-1.000	9.925	0.6389E-10	18.20
6	A	-1.000	9.925	0.5866E-10	22.59
	B	-1.200	14.44	0.	22.59
7	A	-1.200	14.44	0.	27.22
	B	-1.400	19.89	0.	27.22
8	A	-1.400	19.89	0.	32.08
	B	-1.600	26.30	0.	32.08
9	A	-1.600	26.30	0.	37.40
	B	-1.800	33.78	0.	37.40
10	A	-1.800	33.78	0.	43.19
	B	-2.000	42.42	0.	43.19
11	A	-2.000	42.42	0.	49.45
	B	-2.200	52.31	0.	49.45
12	A	-2.200	52.31	0.	56.17
	B	-2.400	63.54	0.	56.17
13	A	-2.400	63.54	0.	63.33
	B	-2.600	76.21	0.	63.33
14	A	-2.600	76.21	0.	105.3
	B	-2.800	63.81	0.	105.3
15	A	-2.800	63.81	0.	98.72
	B	-3.000	53.00	9.876	98.72
16	A	-3.000	53.00	9.876	92.99
	B	-3.200	43.20	28.20	92.99
17	A	-3.200	43.20	28.20	88.18
	B	-3.400	34.28	44.99	88.18

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
18	A	-3.400	34.28	44.99	82.87
	B	-3.600	26.20	60.16	82.87
19	A	-3.600	26.20	60.16	77.04
	B	-3.800	18.91	73.61	77.04
20	A	-3.800	18.91	73.61	70.70
	B	-4.000	18.78	85.22	70.70
21	A	-4.000	18.78	85.22	63.85
	B	-4.200	19.08	94.90	63.85
22	A	-4.200	19.08	94.90	56.50
	B	-4.400	19.03	104.1	56.50
23	A	-4.400	19.03	104.1	48.63
	B	-4.600	18.68	113.8	48.63
24	A	-4.600	18.68	113.8	40.25
	B	-4.800	18.09	121.9	40.25

25	A	-4.800	18.09	121.9	31.36
	B	-5.000	17.29	128.1	31.36
26	A	-5.000	17.29	128.1	23.35
	B	-5.200	16.33	132.5	23.35
27	A	-5.200	16.33	132.5	37.17
	B	-5.400	15.27	134.9	37.17
28	A	-5.400	15.27	134.9	51.56
	B	-5.600	14.13	135.3	51.56
29	A	-5.600	14.13	135.3	66.51
	B	-5.800	12.96	133.4	66.51
30	A	-5.800	12.96	133.4	82.00
	B	-6.000	11.80	129.3	82.00
31	A	-6.000	11.80	129.3	94.02
	B	-6.100	11.24	126.3	94.02
32	A	-6.100	11.24	126.3	91.85
	B	-6.300	10.03	118.7	91.85
33	A	-6.300	10.03	118.7	77.14
	B	-6.500	8.755	108.7	77.14
34	A	-6.500	8.755	108.7	61.28
	B	-6.700	7.587	117.0	61.28
35	A	-6.700	7.587	117.0	57.08
	B	-6.900	6.539	126.0	57.08
36	A	-6.900	6.539	126.0	57.37
	B	-7.100	5.621	131.7	57.37
37	A	-7.100	5.621	131.7	55.66
	B	-7.300	4.845	133.9	55.66
38	A	-7.300	4.845	133.9	53.65
	B	-7.500	4.222	132.7	53.65
39	A	-7.500	4.222	132.7	51.42
	B	-7.700	3.762	127.9	51.42
40	A	-7.700	3.762	127.9	49.01
	B	-7.900	3.472	119.5	49.01

PARATIE 6.1
 13 GIUGNO 2004 20:27:14 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
 History 2 - GA - Campese 1 Paratia di pali

PAG. 17

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
41	A	-7.900	3.472	119.5	60.84
	B	-8.100	3.364	107.3	60.84
42	A	-8.100	3.364	107.3	78.59
	B	-8.300	3.444	91.60	78.59
43	A	-8.300	3.444	91.60	94.18
	B	-8.500	3.722	72.76	94.18
44	A	-8.500	3.722	72.76	87.66
	B	-8.700	3.899	55.23	87.66
45	A	-8.700	3.899	55.23	78.97
	B	-8.900	6.837	39.44	78.97
46	A	-8.900	6.837	39.44	70.07
	B	-9.100	11.99	25.42	70.07
47	A	-9.100	11.99	25.42	61.22
	B	-9.300	22.62	13.18	61.22
48	A	-9.300	22.62	13.18	52.44
	B	-9.500	31.49	5.049	52.44
49	A	-9.500	31.49	5.049	43.79
	B	-9.700	38.62	4.050	43.79
50	A	-9.700	38.62	4.050	35.29
	B	-9.900	44.01	3.181	35.29
51	A	-9.900	44.01	3.181	26.94
	B	-10.10	47.69	2.435	26.94
52	A	-10.10	47.69	2.435	18.96
	B	-10.30	49.71	1.803	18.96
53	A	-10.30	49.71	1.803	11.77
	B	-10.50	50.19	1.278	11.77
54	A	-10.50	50.19	1.278	5.492
	B	-10.70	49.26	0.8499	5.492
55	A	-10.70	49.26	0.8499	11.09
	B	-10.90	47.04	0.5110	11.09
56	A	-10.90	47.04	0.5110	16.86
	B	-11.10	43.67	0.2518	16.86
57	A	-11.10	43.67	0.2518	21.59
	B	-11.30	39.35	0.6301E-01	21.59
58	A	-11.30	39.35	0.6301E-01	25.18

	B	-11.50	34.31	0.	25.18
59	A	-11.50	34.31	0.	27.54
	B	-11.70	28.81	0.	27.54
60	A	-11.70	28.81	0.	28.58
	B	-11.90	23.09	0.	28.58
61	A	-11.90	23.09	0.	28.20
	B	-12.10	17.45	0.	28.20
62	A	-12.10	17.45	0.	26.30
	B	-12.30	12.19	0.	26.30
63	A	-12.30	12.19	0.	22.78
	B	-12.50	7.635	0.	22.78

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 18
 13 GIUGNO 2004 20:27:14
 History 2 - GA - Campese 1 Paratia di pali

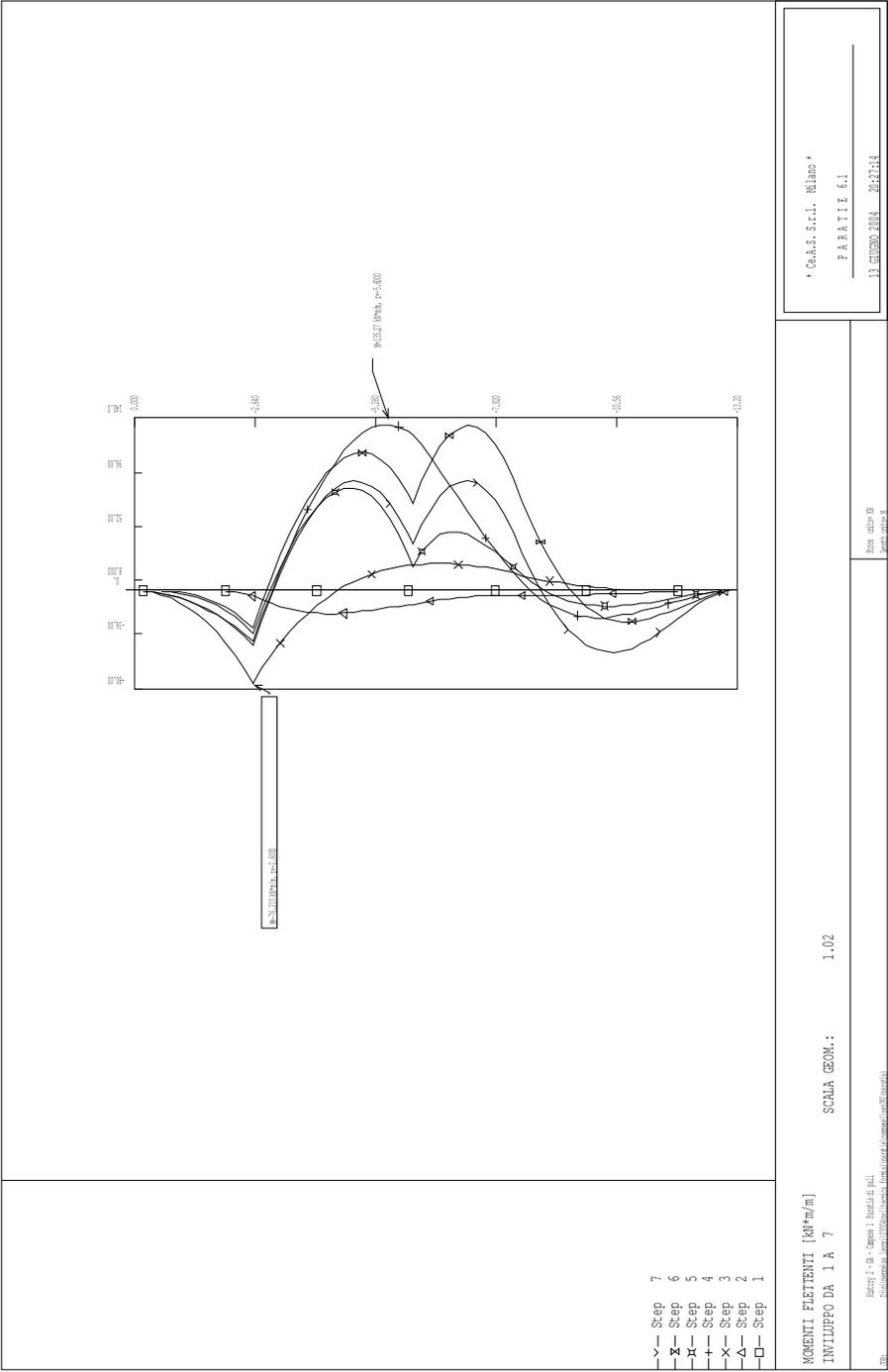
BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
64	A	-12.50	7.635	0.	18.04
	B	-12.70	4.027	0.	18.04
65	A	-12.70	4.027	0.	12.64
	B	-12.90	1.498	0.	12.64
66	A	-12.90	1.498	0.	6.635
	B	-13.10	0.1713	0.	6.635
67	A	-13.10	0.1713	0.	1.713
	B	-13.20	0.1666E-10	0.3911E-10	1.713

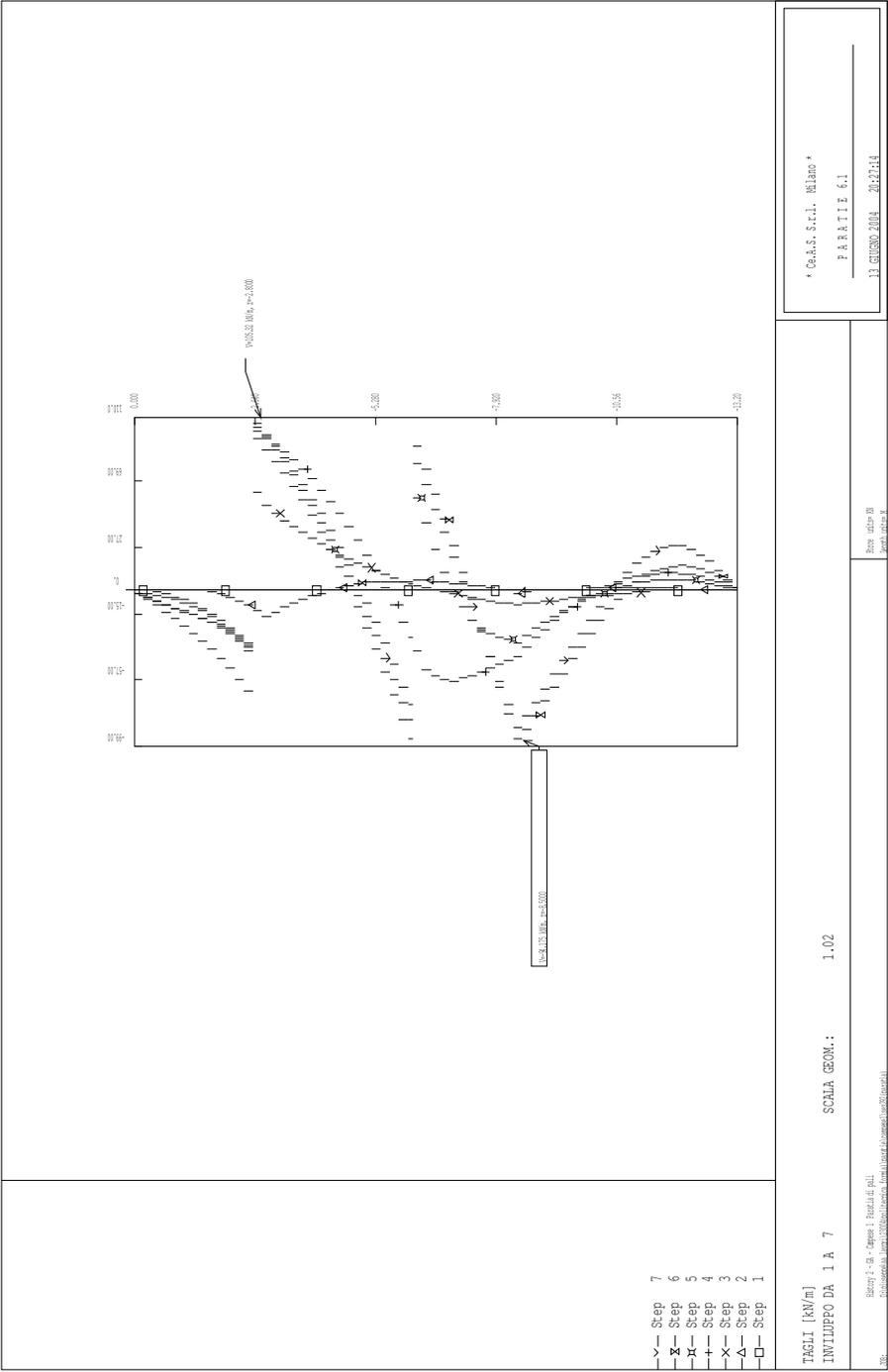
PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 19
 13 GIUGNO 2004 20:27:14
 History 2 - GA - Campese 1 Paratia di pali

FORZE NEGLI ANCORAGGI ATTIVI (PER UNITA' DI PROFONDITA')

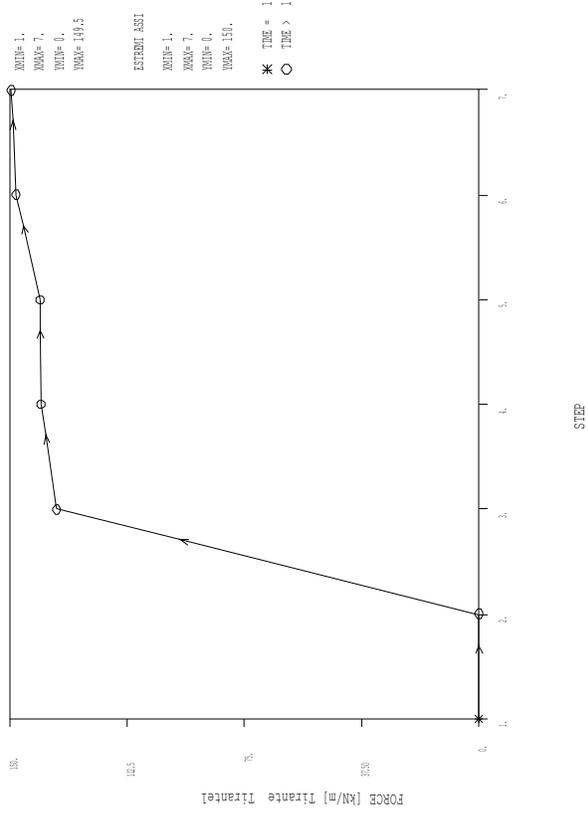
TIRANTE	Tirante1	1 PARETE LeftWall	QUOTA	-2.6000
		FASE 1 inattivo		
		FASE 2 inattivo		
		FASE 3 FORZA	135.00	kN/m
		FASE 4 FORZA	140.12	kN/m
		FASE 5 FORZA	140.25	kN/m
		FASE 6 FORZA	147.95	kN/m
		FASE 7 FORZA	149.52	kN/m
TIRANTE	Tirante2	1 PARETE LeftWall	QUOTA	-6.1000
		FASE 1 inattivo		
		FASE 2 inattivo		
		FASE 3 inattivo		
		FASE 4 inattivo		
		FASE 5 FORZA	167.00	kN/m
		FASE 6 FORZA	177.68	kN/m
		FASE 7 FORZA	175.28	kN/m

FIGURES:





Tirante Tirante1	STEP	FORCE (kN/m)
	1.	0.
	2.	0.
	3.	135.
	4.	140.1
	5.	140.3
	6.	148.0
	7.	149.5



DAL PASSO 1 AL PASSO 7
 DIAGRAMMA VARIABILE X / VARIABILE Y

Editore: S. A. - Impres: I. Borsari & P.lli.
 Disegnata: A. Borsari & P.lli. - Verifica: A. Borsari & P.lli.

Data: 13/06/2004
 Foglio: 1

* C.A.S. S.r.l. Milano *
 PARTIE 6.1
 13 GIUGNO 2004 20:27:15

APPENDICE G
GA Campese 1
Analisi della G.A. a paratie contrapposte

1. ANALISI DELLA GALLERIA ARTIFICIALE
 - 1.1 Descrizione delle scelte progettuali
 - 1.2 Stratigrafia di calcolo e parametri di progetto
 - 1.3 Metodo di calcolo
 - 1.4 Parametri di calcolo
 - 1.4.1 Parametri di spinta
 - 1.4.2 Parametri di interazione terreno struttura
 - 1.5 Schema di calcolo
 - 1.6 Risultati delle elaborazioni
2. VERIFICA DI RESISTENZA
 - 2.1 Verifica del palo

Elaborati di calcolo "Paratie vers. 6.1".

1. ANALISI DELLA GALLERIA ARTIFICIALE

1.1 Descrizione delle scelte progettuali

La realizzazione della galleria artificiale "Campese 1" richiede la preventiva realizzazione di uno scavo di sbancamento con una altezza massima di circa 9 m dal p.c. sostenuto da una paratia di pali in c.a. multiancorata.

Sul piano di scavo così creato verrà realizzata la galleria artificiale a paratie contrapposte e solettone piano e con scavo a foro cieco. In particolare le paratie sono costituite da pali di diametro $D = 1200$ mm, lunghezza $L = 15.0$ m ed interasse longitudinale $i = 1.3$ m. L'impalcato ha una luce trasversale di 14.5 m (distanza tra le due file di pali misurata in asse) ed uno spessore di 1.3 m.

Nella sistemazione finale si prevede la realizzazione di un muro in terra armata a ridosso della paratia multiancorata (lato monte) ed un ricoprimento della G.A. con terreno per uno spessore di circa 2 m da estradosso solettone.

Oggetto della presente sono il dimensionamento e la verifica delle struttura scatolare della G.A., mentre per quanto riguarda la paratia di sostegno multiancorata si rimanda all'apposita relazione di calcolo.

Il calcolo della G.A. in esame è stato eseguito con riferimento alla sezione n. 292, in quanto rappresentativa della situazione più gravosa.

1.2 Stratigrafia di calcolo e parametri di progetto

La formazione interessata dagli scavi è costituita principalmente da argille caotiche e/o detritiche con i seguenti parametri geotecnici cautelativi di progetto:

da 0.0 m (quota testa paratia) fino alle massime profondità di interesse progettuale

$\gamma' = 20$ kN/m ³	peso di volume;
$\varphi' = 24^\circ$	angolo di resistenza al taglio;
$c' = 20$ kPa	coesione drenata in condizioni statiche (fase esecutiva);
$c' = 15$ kPa	coesione drenata in condizioni statiche (fase finale a lungo termine);
$c' = 25$ kPa	coesione drenata in condizioni sismiche.

La scelta dei parametri geotecnici di resistenza è stata eseguita considerando valori nell'intorno dei valori minimi per le analisi statiche a lungo termine; per l'analisi delle fasi esecutive e per l'analisi in

condizioni sismiche, tenendo presente dell'azione di breve durata, della risposta non drenata del terreno e della condizione temporanea dello scavo aperto, sono stati assunti parametri più elevati nell'intorno dei valori medi relativi al range indicato in relazione geotecnica.

Per ulteriori approfondimenti sulle caratteristiche geotecniche di tale formazione si rimanda alla relazione geotecnica.

1.3 Metodo di calcolo

Al fine di rappresentare il comportamento delle paratie durante le varie fasi di lavoro (scavi e inserimento contrasti) è opportuno l'impiego di un metodo di calcolo iterativo atto a simulare l'interazione in fase elasto-plastica terreno-paratia.

A tale scopo si impiega il programma di calcolo "PARATIE" della HarpaCeas s.r.l. di Milano. Lo studio del comportamento di un elemento di paratia inserito nel terreno viene effettuato tenendo conto della deformabilità dell'elemento stesso, considerato in regime elastico, e soggetto alle azioni derivanti dalla spinta dei terreni, dalle eventuali differenze di pressione idrostatiche, dalle spinte dovute ai sovraccarichi esterni e dalla presenza degli elementi di contrasto.

La paratia viene discretizzata con elementi finiti monodimensionali a due gradi di libertà per nodo (spostamento orizzontale e rotazione).

Il terreno viene schematizzato secondo un modello elasto-plastico; esso reagisce elasticamente sino a valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del segno dello stesso spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva.

Gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di spinta "a riposo".

Con tale metodo, si può quindi seguire analiticamente la successione delle fasi di costruzione, di carico e di contrasto; consentendo di fornire informazioni attendibili sull'entità delle deformazioni e sugli effetti che esse inducono sul diagramma delle pressioni esercitate dal terreno sulla paratia.

1.4 Parametri di calcolo

Il metodo di calcolo richiede la definizione di altri parametri, valutati in funzione delle caratteristiche geotecniche e fisiche dei terreni, delle caratteristiche geometriche e strutturali dell'opera.

1.4.2 Parametri di spinta

-pressione a riposo: $P'o = K_o \cdot \sigma'_v$
con: $K_o =$ coefficiente di spinta a riposo.
 $\sigma'_v =$ tensione verticale efficace;

-pressione attiva: $P'a = K_a \cdot \sigma'_v - c' \cdot K_{ac}$.

con: $K_a =$ coefficiente di spinta attiva, funzione di φ' e δa ;

$$K_{ac} = 2 \cdot (K_a)^{0.5} ;$$

$\delta a =$ angolo di attrito terreno-paratia $= 0.6 \cdot \varphi'$

-pressione passiva: $P'p = K_p \cdot \sigma'_v + c' \cdot K_{pc}$.

con: $K_p =$ coefficiente di spinta attiva, funzione di φ' e δa ;

$$K_{pc} = 2 \cdot (K_p)^{0.5} ;$$

$\delta p =$ attrito terreno-paratia $= 0.5 \cdot \varphi' \leq 15^\circ$

1.4.2 Parametri di interazione terreno struttura

La rigidezza delle molle schematizzanti il terreno sono proporzionali al modulo elastico del terreno.

Per l'unità stratigrafica si considerano i seguenti parametri:

da 0.0 m (quota testa paratia) fino alle massime profondità di interesse progettuale

$K_o = 0.590$ coefficiente di spinta a riposo

$K_a = 0.495$ ($\alpha = 15^\circ$) coefficiente di spinta attiva ($\alpha =$ inclinazione del p.c. a monte)

$K_p = 3.200$ coefficiente di resistenza passiva

$E_{uc} = 60000$ kPa modulo di compressione vergine

$E_{ur} = 90000$ kPa modulo scarico-ricarico

1.5 Schema di calcolo

Il calcolo è stato eseguito con riferimento alla sezione n. 292, in quanto rappresentativa della situazione più gravosa per la GA in esame.

Di seguito si riportano le fasi di calcolo da analizzare in successione. Lo zero di riferimento per il calcolo è fissato in corrispondenza dell'asse del solettone sommitale. Per i dettagli dell'analisi si rimanda agli elaborati di calcolo riportati in calce.

Step 1: esecuzione dei pali $D=1200$ mm relativi alla paratia di sinistra e di destra dell'opera scatolare; inizializzazione geostatica. Applicazione del carico dovuto al terreno presente sul lato sinistro dello scatolare (circa 9 m di altezza sostenuto dalla paratia di monte)

valutato pari a $q = 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 9 \text{ m} = 180 \text{ kN/m}^2$; tale carico è ricondotto ad un incremento di spinta sulla paratia di sinistra, mediante lo schema di figura 1.

Step 2: realizzazione del solettone sommitale di altezza $H = 1.3 \text{ m}$, con applicazione del carico dovuto al peso proprio; scavo fino a quota -8.4 m dal p.c. (fondo scavo).

Step 3: realizzazione della soletta di base di spessore $h = 0.6 \text{ m}$; ritombamento della struttura scatolare: applicazione del sovraccarico dovuto al ricoprimento con terreno in posto valutato come:

$M = q \cdot L^2 / 12$ applicato in testa alla paratia ai due estremi del solettone sommitale dove

$q = 2.0 \cdot 20 = \text{kN/m/m}$ carico dovuto ad uno spessore di 2.0 m di terreno

$L = 14.5 \text{ m}$ luce di calcolo (misurata ad asse pali).

Applicazione del carico dovuto al peso del volume in terra armata che grava sulla striscia utile di terreno compresa tra la paratia di monte e la galleria artificiale (larghezza circa 2 m); essendo il volume di terra armato appoggiato da un lato sulla paratia e dall'altro sulla fila di pali di monte si considera cautelativamente il 50% del peso (il muro è mediamente alto 7 m quindi si ha $q = 20 \cdot 7 \cdot 50\% = 70 \text{ kN/m}^2$); tale carico è ricondotto ad un incremento di spinta sulla paratia di sinistra, mediante lo schema di figura 2.

Step 4: in questa fase si ha una biforcazione dell'analisi:

condizioni statiche parametri geotecnici minimi;

condizioni sismiche applicazione dell'incremento di spinta in condizioni sismiche e delle forze d'inerzia dovute alle masse portate dall'impalcato (peso proprio e carichi permanenti).

Le azioni sismiche vengono valutate considerando un'accelerazione orizzontale:

$k_n = 0.07 \text{ g}$ per zona sismica di II categoria

a cui corrisponde un incremento del coefficiente di spinta orizzontale:

$\delta K_{as} = 0.054$.

- Incremento di spinta dovuta al terreno il cui valore massimo è valutato come:

$$\gamma \cdot H \cdot \delta K_{as} = 20 \cdot 8.4 \cdot 0.054 = 9.07 \text{ kPa}$$

con andamento variabile linearmente con la profondità:

a quota 0.0 m dal p.c. 9.07 kPa

a -8.4 m dal p.c. 0.0 kPa

- Incremento di spinta dovuta al sovraccarico ($q = 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 9 \text{ m} = 180 \text{ kPa}$)

$$q_p \cdot \delta K_{as} = 180 \cdot 0.054 = 9.72 \text{ kPa}$$

con andamento costante.

In conclusione si ottiene il seguente incremento di spinta con andamento trapezoidale:

$$\Delta q_{h_1} = 9.07 + 9.72 = 18.79 \text{ kPa} \quad \text{a quota } 0.0 \text{ m}$$

$$\Delta q_{h_2} = 9.72 \text{ kPa} \quad \text{a } -8.4 \text{ m dal p.c.}$$

dove $H=8.4 \text{ m}$ è l'altezza corrispondente dopo il ritombamento della struttura scatolare a valle della paratia.

Inoltre, sempre in condizioni sismiche si considerano le forze inerziali delle masse portate dall'impalcato (peso proprio + carichi permanenti):

$$W_1 = (1.3 \cdot 14.5 \cdot 25) = 471 \text{ kN} \quad \text{peso del solettone sommitale (H=1.3 m);}$$

$$W_2 = (2.0 \cdot 14.5 \cdot 20) = 580 \text{ kN} \quad \text{peso del terreno portato (H=2.0 m);}$$

$$W = W_1 + W_2 = 1051 \text{ kN} \quad \text{massa totale portata}$$

$L=14.5 \text{ m}$ è la larghezza trasversale dello scatolare misurata da asse pali.

La forza sismica orizzontale vale:

$$F_h = K_h \cdot W = 0.054 \cdot 1051 = 73.6 \text{ kN} \quad \text{valutata su uno sviluppo longitudinale unitario.}$$

Tale forza si ripartirà, a mezzo del soletto sommitale, sulle due file di pali. Quindi, nella modellazione si considerano due forze pari a $F_h/2 = 36.8 \text{ kN}$ applicate a testa palo (una sulla paratia di sx e una sulla paratia di dx) entrambe agenti nella direzione del sisma.

Dati

ϕ' [deg] = 24 *angolo di resistenza al taglio*
 α [deg] = 15 *inclinazione del pendio di monte*
 a [m] = 3.5 *distanza inizio carico da asse paratia*
 q [kPa] = 180 *carico*
 Z_0 [m] = 0.0 *quota piano applicazione sovraccarico*

Andamento del carico orizzontale equivalente applicato alla paratia

α_1 [deg] = 27.0
 α_2 [deg] = 72.0
 K_a [--] = 0.408 q_h [kPa] = 73.4
 Z_1 [m] = -1.8
 Z_2 [m] = -10.8

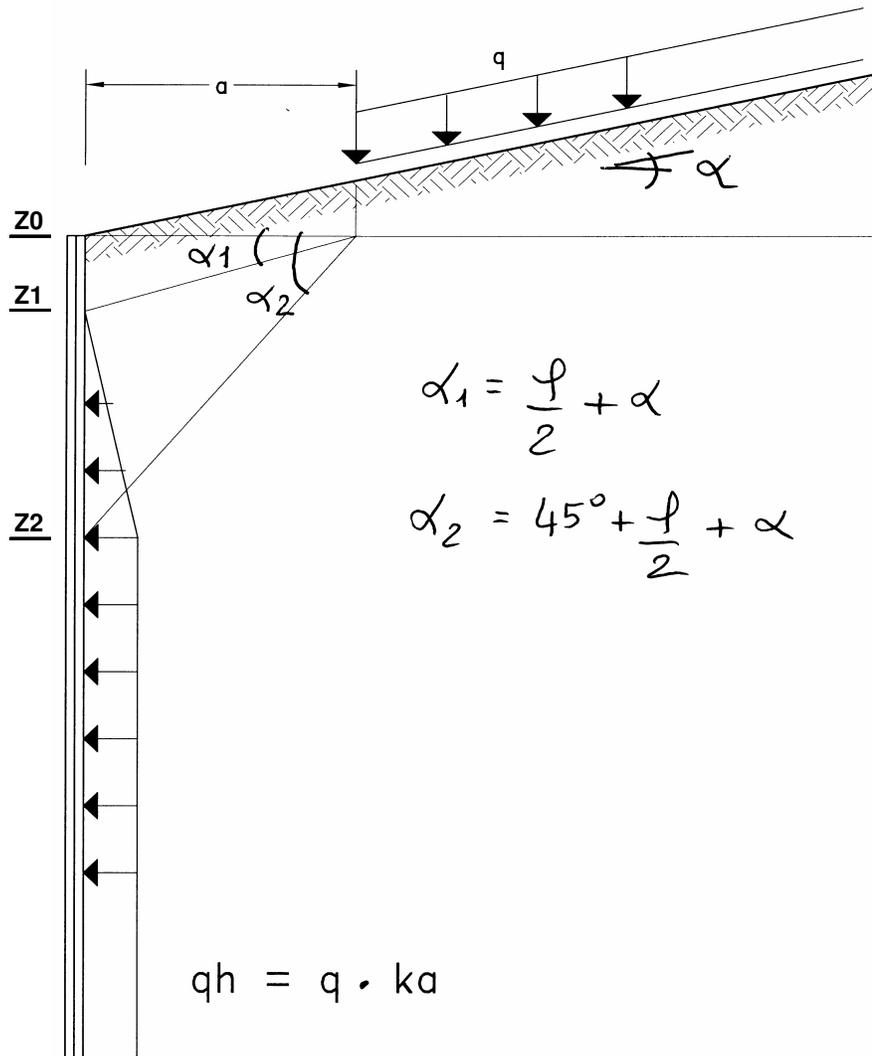


Figura 1

Dati

ϕ' [deg] = 24 *angolo di resistenza al taglio*
a [m] = 0 *distanza inizio carico da asse paratia*
b [m] = 2 *distanza fine carico da asse paratia*
q [kPa] = 70 *carico*
zo [m] = 0.0 *quota piano applicazione sovraccarico*

Andamento del carico orizzontale equivalente applicato alla paratia

Z1 [m] = 0.0 qh1 [kPa] = 0.0 Ka [--] = 0.422
Z2 [m] = 0.0 qh2 [kPa] = 59.0 Rh [kN/m] = 90.9
Z3 [m] = -3.1 qh3 [kPa] = 0.0

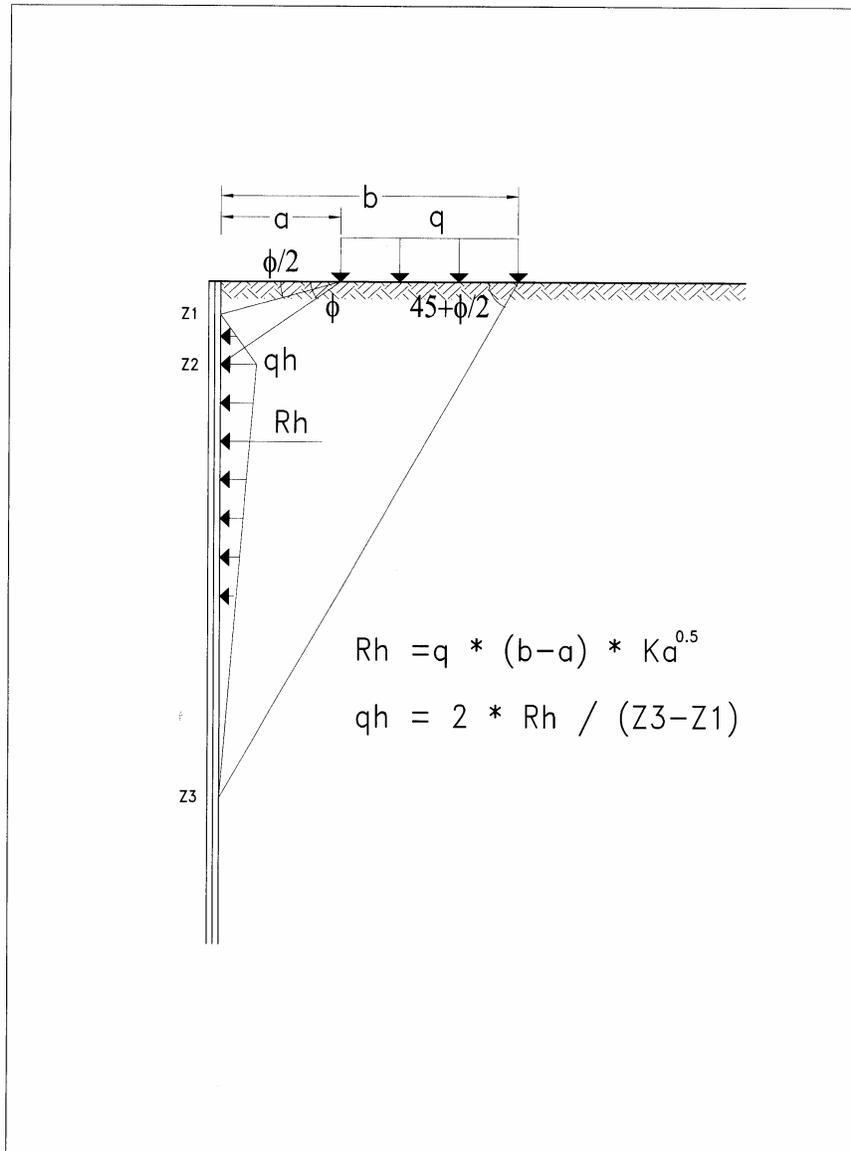


Figura 2

1.6 Risultati delle elaborazioni

In accordo al metodo di calcolo ed ai parametri esposti in precedenza, si ottengono le seguenti sollecitazioni massime (le seguenti sollecitazioni sono sempre riferite ad un metro di sviluppo longitudinale):

$M_{\max} = 432$ ($z = -1.6$ m)	kN·m / m	Momento massimo in testa ai pali di sinistra;
$M_{\max}^- = 1137$ ($z = -1.6$ m)	kN·m / m	Momento massimo in testa ai pali di destra;
$T_{\max} = 252$ ($z = -1.6$ m)	kN / m	Taglio massimo in testa ai pali di sinistra;
$T_{\max}^- = 333$ ($z = -1.6$ m)	kN / m	Taglio massimo in testa ai pali di destra;
$M_{\max} = 586$ ($z = -7.0$ m)	kN·m / m	Momento massimo lungo il fusto dei pali di sinistra;
$M_{\max}^- = 794$ ($z = -8.7$ m)	kN·m / m	Momento massimo lungo il fusto dei pali di destra;
$\delta_{\max} \approx 16$ ($z = 0.0$ m)	mm	Spostamento massimo della paratia di sinistra;
$\delta_{\max} \approx 16$ ($z = -0.0$ m)	mm	Spostamento massimo della paratia di destra.

Si osserva che le massime sollecitazioni si hanno per l'analisi in condizioni sismiche.

2. VERIFICA DI RESISTENZA

2.1 Verifica del palo

Si considera una sezione circolare ($D = 1200$ mm) sottoposta alle seguenti sollecitazioni considerando un interasse dei pali pari a 1.3 m:

$N_1 = [(1.3 \cdot 14.5 \cdot 25) / 2] \cdot 1.3 = 306$ kN peso del solettone sommitale (spessore 1.3 m, luce trasversale 14.5 m, peso di volume 25 kN/m³);

$N_2 = [(2.0 \cdot 14.5 \cdot 20) / 2] \cdot 1.3 = 377$ kN peso del ricoprimento di terreno (spessore 2.0 m, luce trasversale 14.5 m, peso di volume 20 kN/m³)

In definitiva si hanno le seguenti sollecitazioni di verifica:

Sezione con momento massimo ($z = -1.6$ m paratia dx)

$N_{\text{tot}} = 306 + 377 = 683$ kN forza assiale totale sulla sezione di verifica;

$M = 1137 \cdot 1.3 = 1478.1$ kN · m momento massimo;

$T = 333 \cdot 1.3 = 432.9$ kN taglio associato (e taglio massimo).

Adottando un'armatura longitudinale costituita da 35 $\varnothing 26$ ed un copriferro di calcolo di 0.06 m si ottengono le seguenti tensioni massime sui materiali:

$\sigma_s = 200$ MPa < 255 MPa (FeB44k)

$\sigma_c = 9.36$ MPa < 9.75 MPa (Rck = 30 MPa)

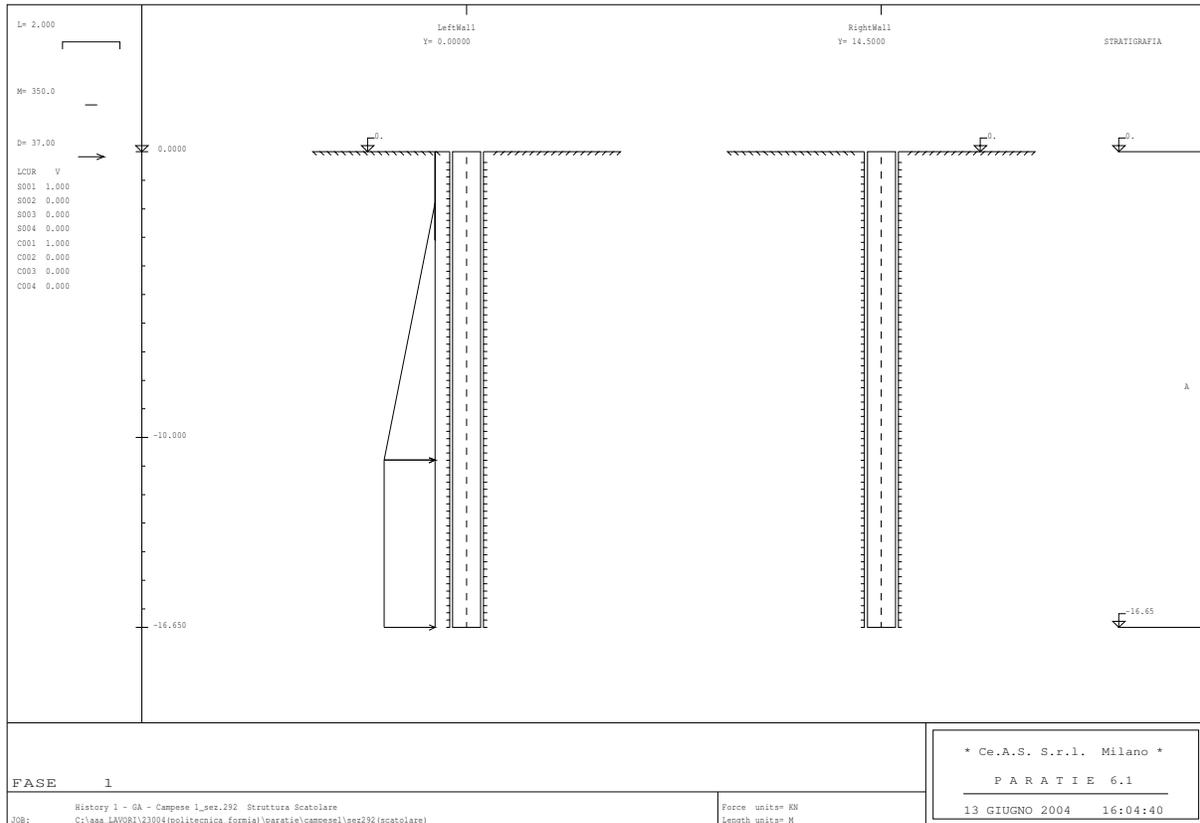
$\tau = 0.48$ MPa < 1.80 MPa (Rck = 30 MPa)

Per la staffatura si adotta una spirale $\varnothing 14$ passo 0.20 m su tutta lunghezza del palo, con raffittimento a testa palo (passo dimezzato) in corrispondenza della sezione di attacco con il solettone fino a circa 2 m da testa palo.

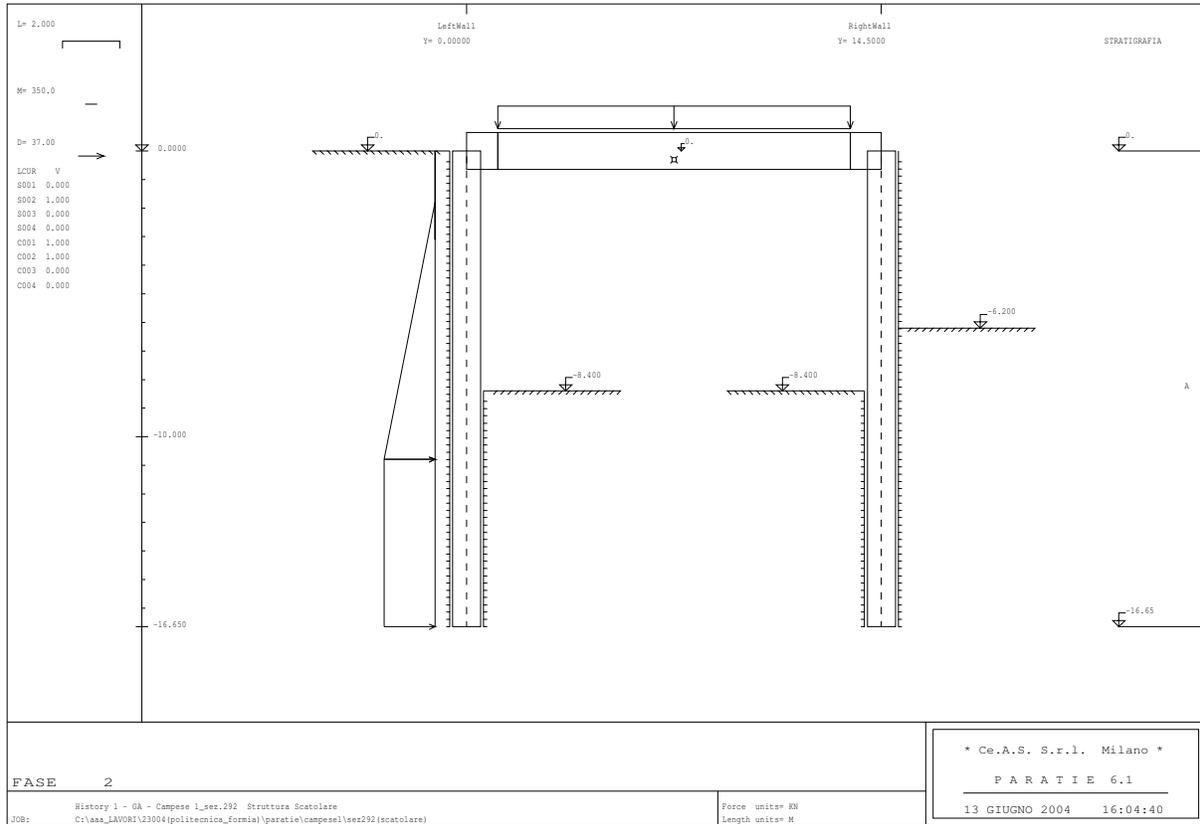
APPENDICE G.1

Elaborati di calcolo “Paratie 6.1”

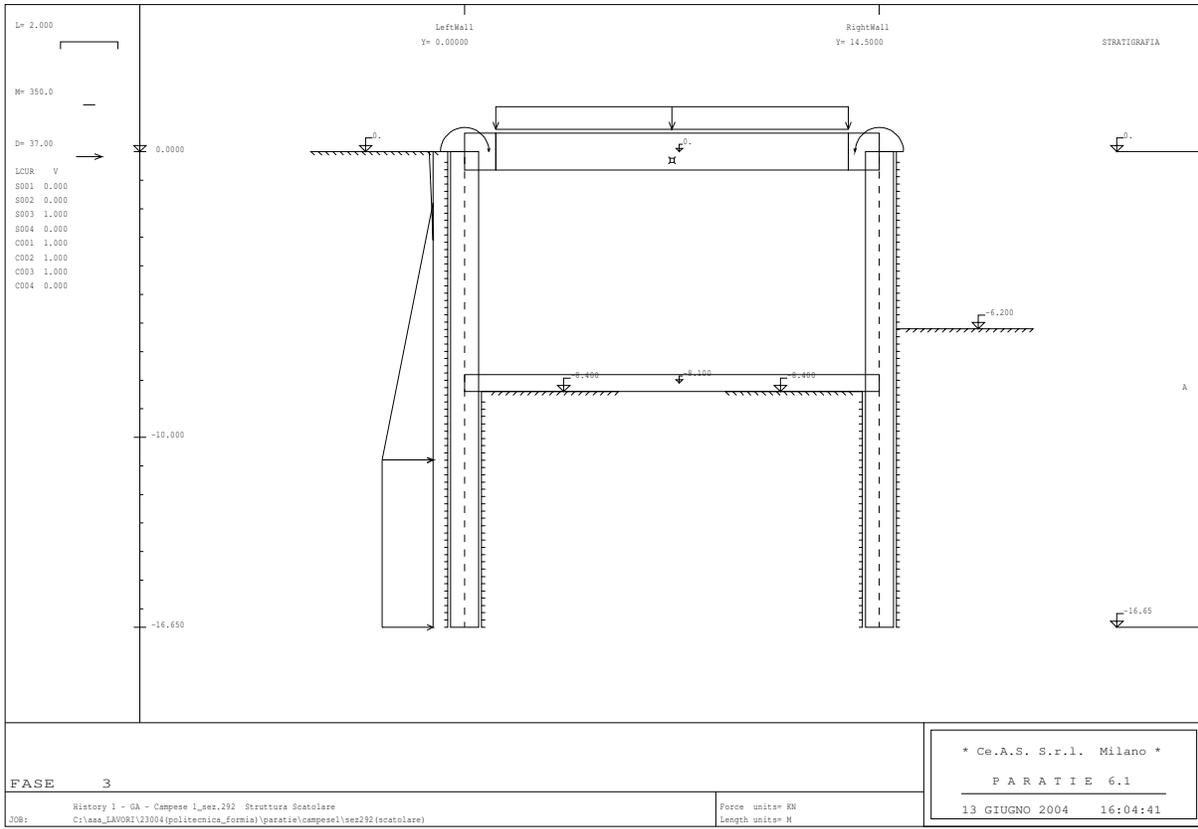
SCHEMI GRAFICI DI INPUT



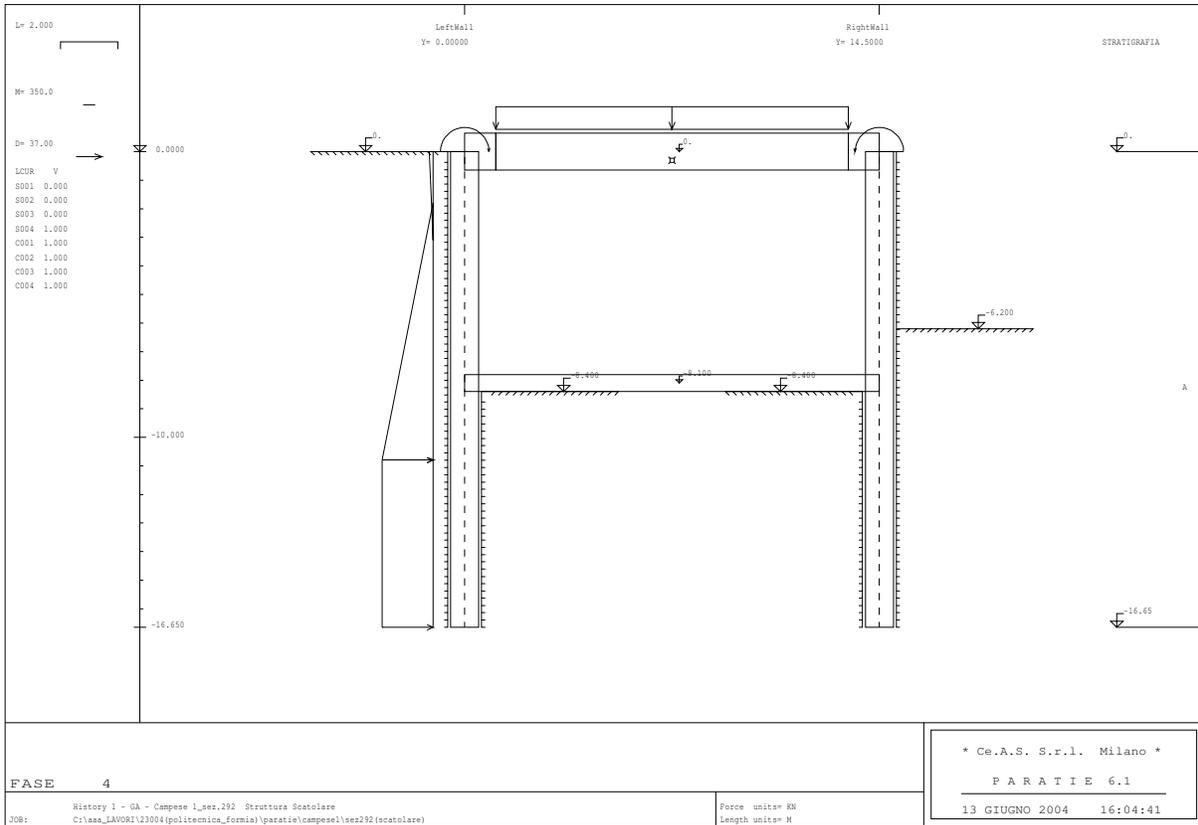
Step 1



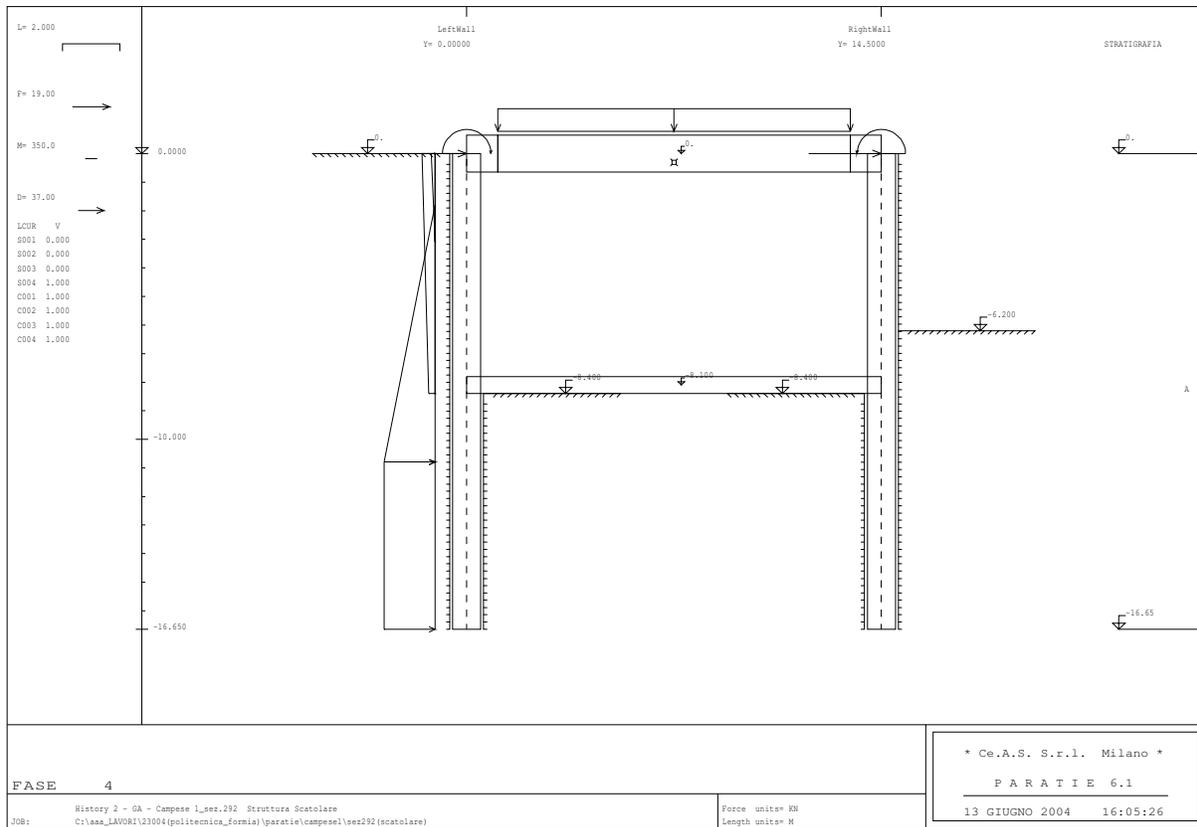
Step 2



Step 3



Step 4 (analisi statica)



Step 4 (analisi sismica)

37: young 60000 90000
38: endlayer

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
13 GIUGNO 2004 16:08:07
History 1 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

PAG. 3

N. comando

```
39: *
40: step 1 : Inizializzazione geostatica
41:   dload constant LeftWall -10.8 73.4 -1.8 0
42:   dload constant LeftWall -16.65 73.4 -10.8 73.4
43:   setwall LeftWall
44:     geom 0 0
45:   setwall RightWall
46:     geom 0 0
47: endstep
48: *
49: step 2 : getto solettone + scavo fino a fondoscavo -8.4
50:   add tarverso
51:   setwall LeftWall
52:     geom 0 -8.4
53:   setwall RightWall
54:     geom -6.2 -8.4
55: endstep
56: *
57: step 3 : realizzazione della soletta + ritombamento
58:   add soletta
59:   load constant LeftWall 0 2 -700
60:   dload constant LeftWall -3.1 0 0 5.9
61:   setwall LeftWall
62:   load constant RightWall 0 2 700
63:   setwall RightWall
64: endstep
65: *
66: step 4 : fase finale con parametri minimi
67:   change A U-COHE=15
68:   change A D-COHE=15
69:   setwall LeftWall
70:   setwall RightWall
71: endstep
72: *
73: *
```

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
13 GIUGNO 2004 16:08:07
History 1 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

PAG. 4

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER A

natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= 0.0000	m	
quota inferiore	= -0.10000E+31	m	
peso fuori falda	= 20.000	kN/m ³	
peso efficace in falda	= 10.000	kN/m ³	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m ³	
coesione	= 20.000	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito	= 24.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.49500		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.2000		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.59326		
esponente di OCR	= 0.80000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 60000.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 90000.	kPa	

natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		(A VALLE)
coesione	=	20.000	kPa	(A VALLE)
angolo di attrito	=	24.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.49500		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.2000		(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)

LAYER A

coesione	=	15.000	kPa	(A MONTE)
----------	---	--------	-----	-----------

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 5
 13 GIUGNO 2004 16:08:07
 History 1 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 4

coesione	=	15.000	kPa	(A VALLE)
----------	---	--------	-----	-----------

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 6
 13 GIUGNO 2004 16:08:07
 History 1 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	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	=	-16.650	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

WALL RightWall

coordinata y	=	14.500	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	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	=	-16.650	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)

opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL LeftWall

coordinata y = 0.0000 m
quota piano campagna = 0.0000 m
quota del fondo scavo = -8.4000 m
quota della falda = -0.99900E+30 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

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 7

13 GIUGNO 2004 16:08:07

History 1 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

quota del sovraccarico a valle = -0.99900E+30 m
quota di taglio = 0.0000 m
quota di equil. pressioni dell'acqua = -16.650 m
indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)

WALL RightWall

coordinata y = 14.500 m
quota piano campagna = -6.2000 m
quota del fondo scavo = -8.4000 m
quota della falda = -0.99900E+30 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 = -16.650 m
indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL LeftWall

coordinata y = 0.0000 m
quota piano campagna = 0.0000 m
quota del fondo scavo = -8.4000 m
quota della falda = -0.99900E+30 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 = -16.650 m
indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)

WALL RightWall

coordinata y = 14.500 m
quota piano campagna = -6.2000 m
quota del fondo scavo = -8.4000 m
quota della falda = -0.99900E+30 m
sovraccarico a monte = 0.0000 kPa
quota del sovraccarico a monte = 0.0000 m

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 8

13 GIUGNO 2004 16:08:07

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

```

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 = -16.650    m
indicatore comportamento acqua = 0.0000    (1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000    (1=NO UPD)
    
```

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 4

WALL LeftWall

```

coordinata y                  = 0.0000    m
quota piano campagna          = 0.0000    m
quota del fondo scavo         = -8.4000    m
quota della falda             =-0.99900E+30 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 = -16.650    m
indicatore comportamento acqua = 0.0000    (1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000    (1=NO UPD)
    
```

WALL RightWall

```

coordinata y                  = 14.500    m
quota piano campagna          = -6.2000    m
quota del fondo scavo         = -8.4000    m
quota della falda             =-0.99900E+30 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 = -16.650    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   |
|-----+-----+-----+-----+
| UHLeft | LeftWall | 0. | -16.65 | UPHILL | 0. |
|-----+-----+-----+-----+
| DHLeft | LeftWall | 0. | -16.65 | DOWNHILL | 180.0 |
|-----+-----+-----+-----+
| DHRight | RightWall | 0. | -16.65 | DOWNHILL | 0. |
|-----+-----+-----+-----+
| UHRight | RightWall | 0. | -16.65 | UPHILL | 180.0 |
|-----+-----+-----+-----+
    
```

```

+-----+-----+-----+-----+-----+
|                                     |
|          RIASSUNTO ELEMENTI BEAM   |
|-----+-----+-----+-----+-----+
| Name   | Wall   | Z1   | Z2   | Mat | thick |
|-----+-----+-----+-----+-----+
    
```

		m	m		m
Pali	LeftWall	0.	-16.65	-	0.9794
palidx	RightWall	0.	-16.65	-	0.9794

RIASSUNTO ELEMENTI TRUS			
Name	Zeta	Mat.	Area
	m		m ² /m
soletta	-8.100	-	0.6000

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 10
 13 GIUGNO 2004 16:08:07
 History 1 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

RIASSUNTO ELEMENTI SLAB					
Name	Zeta	Mat.	Area	Inertia	Surcharge
	m		m ² /m	m ⁴ /m	kPa
tarverso	0.	-	1.300	0.1830	32.50

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 11
 13 GIUGNO 2004 16:08:07
 History 1 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

RIASSUNTO DATI VARI

MATERIALI	
Name	YOUNG MODULUS
	kPa
cls	2.5E+007

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 12
 13 GIUGNO 2004 16:08:07
 History 1 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

DISTRIBUTED LOAD SUMMARY

Wall	From step	To step	Z1	P1	Z2	P2
Left	1	4	-10.800	73.400	-1.8000	0.0000

Left	1	4	-16.650	73.400	-10.800	73.400
Left	3	4	-3.1000	0.0000	0.0000	5.9000

UNITS FOR Z1 , Z2 =m
UNITS FOR P1 , P2 =kPa

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 13
13 GIUGNO 2004 16:08:07
History 1 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

CONCENTRATED LOAD SUMMARY

Wall	From step	To step	ZETA	FORCE	MOMENT
Left	3	4	0.0000	0.0000	-700.00
Righ	3	4	0.0000	0.0000	700.00

UNITS FOR ZETA =m
FORCE UNITS =kN/m
MOMENT UNITS =kN*m/m

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 14
13 GIUGNO 2004 16:08:07
History 1 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

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

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 15
13 GIUGNO 2004 16:08:07
History 1 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

INVILOPPO AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI DI PARETE
(PER UNITA' DI PROFONDITA')

* PARETE LeftWall GRUPPO Pali*
STEP 1 - 4

* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

MOMENTO SX = Momento che tende le fibre sulla faccia sinistra [kN*m/m]
MOMENTO DX = Momento che tende le fibre sulla faccia destra [kN*m/m]
TAGLIO = forza tagliante (valore assoluto, priva di segno) [kN/m]

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
1	A	0.	840.0	0.	261.3
	B	-0.2000	788.3	0.	261.3
2	A	-0.2000	788.3	0.	260.2
	B	-0.4000	736.8	0.	260.2
3	A	-0.4000	736.8	0.	259.2
	B	-0.6000	685.5	0.	259.2
4	A	-0.6000	685.5	0.	258.2
	B	-0.8000	634.4	0.	258.2
5	A	-0.8000	634.4	0.	257.4
	B	-1.000	583.5	0.	257.4
6	A	-1.000	583.5	0.	256.6
	B	-1.200	532.7	0.	256.6
7	A	-1.200	532.7	0.	255.8
	B	-1.400	482.1	0.	255.8
8	A	-1.400	482.1	0.	255.2
	B	-1.600	431.6	0.	255.2

9	A	-1.600	431.6	0.	254.6
	B	-1.800	381.3	0.	254.6
10	A	-1.800	381.3	0.	254.1
	B	-2.000	331.0	0.	254.1
11	A	-2.000	331.0	0.	253.2
	B	-2.200	281.1	0.	253.2
12	A	-2.200	281.1	0.	252.0
	B	-2.400	231.4	0.	252.0
13	A	-2.400	231.4	0.	250.2
	B	-2.600	182.0	15.41	250.2
14	A	-2.600	182.0	15.41	247.7
	B	-2.800	133.2	54.88	247.7
15	A	-2.800	133.2	54.88	244.5
	B	-3.000	84.81	94.01	244.5
16	A	-3.000	84.81	94.01	240.7
	B	-3.200	37.08	132.7	240.7
17	A	-3.200	37.08	132.7	236.3
	B	-3.400	6.212	170.7	236.3

PARATIE 6.1

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 16

13 GIUGNO 2004

16:08:07

History 1 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
18	A	-3.400	6.212	170.7	231.1
	B	-3.600	5.879	208.0	231.1
19	A	-3.600	5.879	208.0	225.1
	B	-3.800	5.469	244.4	225.1
20	A	-3.800	5.469	244.4	218.5
	B	-4.000	4.987	279.7	218.5
21	A	-4.000	4.987	279.7	211.1
	B	-4.200	4.438	313.9	211.1
22	A	-4.200	4.438	313.9	203.2
	B	-4.400	3.827	346.7	203.2
23	A	-4.400	3.827	346.7	194.7
	B	-4.600	3.157	378.0	194.7
24	A	-4.600	3.157	378.0	185.4
	B	-4.800	2.432	407.7	185.4
25	A	-4.800	2.432	407.7	175.3
	B	-5.000	1.654	435.6	175.3
26	A	-5.000	1.654	435.6	164.6
	B	-5.200	0.8273	461.6	164.6
27	A	-5.200	0.8273	461.6	153.1
	B	-5.400	0.	485.6	153.1
28	A	-5.400	0.	485.6	140.8
	B	-5.600	0.	507.3	140.8
29	A	-5.600	0.	507.3	127.9
	B	-5.800	0.	526.7	127.9
30	A	-5.800	0.	526.7	114.2
	B	-6.000	0.	543.6	114.2
31	A	-6.000	0.	543.6	99.88
	B	-6.200	0.	557.9	99.88
32	A	-6.200	0.	557.9	84.81
	B	-6.400	0.	569.4	84.81
33	A	-6.400	0.	569.4	69.03
	B	-6.600	0.	578.0	69.03
34	A	-6.600	0.	578.0	52.56
	B	-6.800	0.	583.5	52.56
35	A	-6.800	0.	583.5	35.38
	B	-7.000	0.	585.8	35.38
36	A	-7.000	0.	585.8	17.51
	B	-7.200	0.	584.7	17.51
37	A	-7.200	0.	584.7	22.90
	B	-7.400	0.	580.1	22.90
38	A	-7.400	0.	580.1	41.14
	B	-7.600	0.	571.9	41.14
39	A	-7.600	0.	571.9	60.10
	B	-7.800	0.	559.9	60.10
40	A	-7.800	0.	559.9	79.78
	B	-8.000	0.	543.9	79.78

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
41	A	-8.000	0.	543.9	95.11
	B	-8.100	0.	534.4	95.11
42	A	-8.100	0.	534.4	110.7
	B	-8.300	0.	512.3	110.7
43	A	-8.300	0.	512.3	132.2
	B	-8.500	0.	493.2	132.2
44	A	-8.500	0.	493.2	138.8
	B	-8.700	0.	473.1	138.8
45	A	-8.700	0.	473.1	143.6
	B	-8.900	0.	450.9	143.6
46	A	-8.900	0.	450.9	146.5
	B	-9.100	0.	427.1	146.5
47	A	-9.100	0.	427.1	147.6
	B	-9.300	0.	402.0	147.6
48	A	-9.300	0.	402.0	146.9
	B	-9.500	0.	375.9	146.9
49	A	-9.500	0.	375.9	144.3
	B	-9.700	0.	349.3	144.3
50	A	-9.700	0.	349.3	139.9
	B	-9.900	0.	322.6	139.9
51	A	-9.900	0.	322.6	133.7
	B	-10.10	0.	296.0	133.7
52	A	-10.10	0.	296.0	130.2
	B	-10.30	0.	269.9	130.2
53	A	-10.30	0.	269.9	125.6
	B	-10.50	0.	244.8	125.6
54	A	-10.50	0.	244.8	119.1
	B	-10.70	0.	221.0	119.1
55	A	-10.70	0.	221.0	108.8
	B	-10.90	0.	199.2	108.8
56	A	-10.90	0.	199.2	98.65
	B	-11.10	0.	179.5	98.65
57	A	-11.10	0.	179.5	92.39
	B	-11.30	0.	161.0	92.39
58	A	-11.30	0.	161.0	86.25
	B	-11.50	0.	143.8	86.25
59	A	-11.50	0.	143.8	80.26
	B	-11.70	0.	127.7	80.26
60	A	-11.70	0.	127.7	74.41
	B	-11.90	0.	112.8	74.41
61	A	-11.90	0.	112.8	68.72
	B	-12.10	0.	99.09	68.72
62	A	-12.10	0.	99.09	63.21
	B	-12.30	0.	86.45	63.21
63	A	-12.30	0.	86.45	57.87
	B	-12.50	0.	74.88	57.87

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
64	A	-12.50	0.	74.88	52.72
	B	-12.70	0.	64.33	52.72
65	A	-12.70	0.	64.33	47.76
	B	-12.90	0.	54.78	47.76
66	A	-12.90	0.	54.78	42.99
	B	-13.10	0.	46.18	42.99
67	A	-13.10	0.	46.18	38.44
	B	-13.30	0.	38.50	38.44
68	A	-13.30	0.	38.50	34.09
	B	-13.50	0.	31.68	34.09
69	A	-13.50	0.	31.68	29.95
	B	-13.70	0.	25.69	29.95
70	A	-13.70	0.	25.69	26.04

71	B	-13.90	0.	20.48	26.04
	A	-13.90	0.	20.48	22.44
	B	-14.10	0.	15.99	22.44
72	A	-14.10	0.	15.99	19.08
	B	-14.30	0.	12.18	19.08
73	A	-14.30	0.	12.18	15.97
	B	-14.50	0.	8.983	15.97
74	A	-14.50	0.	8.983	13.11
	B	-14.70	1.041	6.361	13.11
75	A	-14.70	1.041	6.361	10.49
	B	-14.90	2.056	4.560	10.49
76	A	-14.90	2.056	4.560	8.134
	B	-15.10	2.612	3.655	8.134
77	A	-15.10	2.612	3.655	6.027
	B	-15.30	2.775	2.830	6.027
78	A	-15.30	2.775	2.830	4.175
	B	-15.50	2.627	2.094	4.175
79	A	-15.50	2.627	2.094	3.192
	B	-15.70	2.251	1.456	3.192
80	A	-15.70	2.251	1.456	2.665
	B	-15.90	1.731	0.9228	2.665
81	A	-15.90	1.731	0.9228	2.908
	B	-16.10	1.149	0.5035	2.908
82	A	-16.10	1.149	0.5035	2.798
	B	-16.30	0.5897	0.2059	2.798
83	A	-16.30	0.5897	0.2059	2.270
	B	-16.50	0.1356	0.3801E-01	2.270
84	A	-16.50	0.1356	0.3801E-01	0.9043
	B	-16.65	0.2387E-10	0.2910E-09	0.9043

PARATIE 6.1
 13 GIUGNO 2004 16:08:07
 History 1 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 19

INVILUPPO AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI DI PARETE
 (PER UNITA' DI PROFONDITA')
 * PARETE RightWall GRUPPO palidx*
 STEP 1 - 4
 * I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

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

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
1	A	0.	0.	1356.	261.9
	B	-0.2000	0.	1304.	261.9
2	A	-0.2000	0.	1304.	261.9
	B	-0.4000	0.	1251.	261.9
3	A	-0.4000	0.	1251.	261.9
	B	-0.6000	0.	1199.	261.9
4	A	-0.6000	0.	1199.	261.9
	B	-0.8000	0.	1146.	261.9
5	A	-0.8000	0.	1146.	261.9
	B	-1.000	0.	1094.	261.9
6	A	-1.000	0.	1094.	261.9
	B	-1.200	0.	1042.	261.9
7	A	-1.200	0.	1042.	261.9
	B	-1.400	0.	989.3	261.9
8	A	-1.400	0.	989.3	261.9
	B	-1.600	0.	936.9	261.9
9	A	-1.600	0.	936.9	261.9
	B	-1.800	0.	884.5	261.9
10	A	-1.800	0.	884.5	261.9
	B	-2.000	0.	832.1	261.9
11	A	-2.000	0.	832.1	261.9
	B	-2.200	0.	779.8	261.9
12	A	-2.200	0.	779.8	261.9
	B	-2.400	0.	727.4	261.9
13	A	-2.400	0.	727.4	261.9
	B	-2.600	0.	675.0	261.9
14	A	-2.600	0.	675.0	261.9
	B	-2.800	0.	622.6	261.9

15	A	-2.800	0.	622.6	261.9
	B	-3.000	0.	570.2	261.9
16	A	-3.000	0.	570.2	261.9
	B	-3.200	0.	517.9	261.9
17	A	-3.200	0.	517.9	261.9
	B	-3.400	0.	465.5	261.9

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
 13 GIUGNO 2004 16:08:07
 History 1 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

PAG. 20

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
18	A	-3.400	0.	465.5	261.9
	B	-3.600	0.	413.1	261.9
19	A	-3.600	0.	413.1	261.9
	B	-3.800	0.	360.7	261.9
20	A	-3.800	0.	360.7	261.9
	B	-4.000	0.	308.3	261.9
21	A	-4.000	0.	308.3	261.9
	B	-4.200	0.	256.0	261.9
22	A	-4.200	0.	256.0	261.9
	B	-4.400	0.	203.6	261.9
23	A	-4.400	0.	203.6	261.9
	B	-4.600	19.87	151.2	261.9
24	A	-4.600	19.87	151.2	261.9
	B	-4.800	60.06	98.82	261.9
25	A	-4.800	60.06	98.82	261.9
	B	-5.000	100.3	46.44	261.9
26	A	-5.000	100.3	46.44	261.9
	B	-5.200	140.5	0.	261.9
27	A	-5.200	140.5	0.	261.9
	B	-5.400	180.7	0.	261.9
28	A	-5.400	180.7	0.	261.9
	B	-5.600	220.9	0.	261.9
29	A	-5.600	220.9	0.	261.9
	B	-5.800	261.1	0.	261.9
30	A	-5.800	261.1	0.	261.9
	B	-6.000	301.2	0.	261.9
31	A	-6.000	301.2	0.	261.9
	B	-6.200	341.4	0.	261.9
32	A	-6.200	341.4	0.	251.2
	B	-6.400	378.8	0.	251.2
33	A	-6.400	378.8	0.	237.9
	B	-6.600	412.7	0.	237.9
34	A	-6.600	412.7	0.	222.0
	B	-6.800	442.8	0.	222.0
35	A	-6.800	442.8	0.	203.6
	B	-7.000	468.5	0.	203.6
36	A	-7.000	468.5	0.	182.6
	B	-7.200	500.9	0.	182.6
37	A	-7.200	500.9	0.	159.1
	B	-7.400	527.9	0.	159.1
38	A	-7.400	527.9	0.	133.0
	B	-7.600	549.4	0.	133.0
39	A	-7.600	549.4	0.	104.4
	B	-7.800	566.6	0.	104.4
40	A	-7.800	566.6	0.	74.72
	B	-8.000	581.5	0.	74.72

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
 13 GIUGNO 2004 16:08:07
 History 1 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

PAG. 21

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
41	A	-8.000	581.5	0.	53.21
	B	-8.100	586.9	0.	53.21
42	A	-8.100	586.9	0.	66.21
	B	-8.300	600.1	0.	66.21

43	A	-8.300	600.1	0.	42.66
	B	-8.500	607.9	0.	42.66
44	A	-8.500	607.9	0.	60.21
	B	-8.700	610.3	0.	60.21
45	A	-8.700	610.3	0.	74.27
	B	-8.900	607.6	0.	74.27
46	A	-8.900	607.6	0.	85.55
	B	-9.100	600.4	0.	85.55
47	A	-9.100	600.4	0.	94.48
	B	-9.300	589.3	0.	94.48
48	A	-9.300	589.3	0.	101.4
	B	-9.500	574.9	0.	101.4
49	A	-9.500	574.9	0.	106.5
	B	-9.700	557.6	0.	106.5
50	A	-9.700	557.6	0.	111.1
	B	-9.900	537.8	0.	111.1
51	A	-9.900	537.8	0.	116.8
	B	-10.10	516.1	0.	116.8
52	A	-10.10	516.1	0.	120.8
	B	-10.30	492.8	0.	120.8
53	A	-10.30	492.8	0.	123.2
	B	-10.50	468.3	0.	123.2
54	A	-10.50	468.3	0.	126.7
	B	-10.70	443.0	0.	126.7
55	A	-10.70	443.0	0.	129.4
	B	-10.90	417.1	0.	129.4
56	A	-10.90	417.1	0.	130.6
	B	-11.10	391.0	0.	130.6
57	A	-11.10	391.0	0.	130.7
	B	-11.30	364.8	0.	130.7
58	A	-11.30	364.8	0.	129.7
	B	-11.50	338.9	0.	129.7
59	A	-11.50	338.9	0.	127.7
	B	-11.70	313.3	0.	127.7
60	A	-11.70	313.3	0.	124.9
	B	-11.90	288.4	0.	124.9
61	A	-11.90	288.4	0.	121.4
	B	-12.10	264.1	0.	121.4
62	A	-12.10	264.1	0.	117.4
	B	-12.30	240.6	0.	117.4
63	A	-12.30	240.6	0.	112.8
	B	-12.50	218.0	0.	112.8

PARATIE 6.1
 13 GIUGNO 2004 16:08:07
 History 1 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 22

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
64	A	-12.50	218.0	0.	107.8
	B	-12.70	196.5	0.	107.8
65	A	-12.70	196.5	0.	102.6
	B	-12.90	176.0	0.	102.6
66	A	-12.90	176.0	0.	97.02
	B	-13.10	156.6	0.	97.02
67	A	-13.10	156.6	0.	91.30
	B	-13.30	138.3	0.	91.30
68	A	-13.30	138.3	0.	85.45
	B	-13.50	121.2	0.	85.45
69	A	-13.50	121.2	0.	79.53
	B	-13.70	105.3	0.	79.53
70	A	-13.70	105.3	0.	73.57
	B	-13.90	90.58	0.	73.57
71	A	-13.90	90.58	0.	67.62
	B	-14.10	77.05	0.	67.62
72	A	-14.10	77.05	0.	61.72
	B	-14.30	64.71	0.	61.72
73	A	-14.30	64.71	0.	55.89
	B	-14.50	53.53	0.	55.89
74	A	-14.50	53.53	0.	50.15
	B	-14.70	43.50	0.	50.15
75	A	-14.70	43.50	0.	44.53
	B	-14.90	34.60	0.	44.53
76	A	-14.90	34.60	0.	39.04

	B	-15.10	26.79	0.	39.04	
77	A	-15.10	26.79	0.	33.69	
	B	-15.30	20.05	0.	33.69	
78	A	-15.30	20.05	0.	28.50	
	B	-15.50	14.35	0.	28.50	
79	A	-15.50	14.35	0.	23.48	
	B	-15.70	9.656	0.	23.48	
80	A	-15.70	9.656	0.	18.63	
	B	-15.90	5.930	0.	18.63	
81	A	-15.90	5.930	0.	13.95	
	B	-16.10	3.140	0.	13.95	
82	A	-16.10	3.140	0.	9.448	
	B	-16.30	1.251	0.	9.448	
83	A	-16.30	1.251	0.	5.126	
	B	-16.50	0.2253	0.	5.126	
84	A	-16.50	0.2253	0.	1.502	
	B	-16.65	0.6366E-11	0.4547E-11	1.502	

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 23
13 GIUGNO 2004 16:08:07
History 1 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

AZIONI NELLE SOLETTE (PER UNITA' DI PROFONDITA')

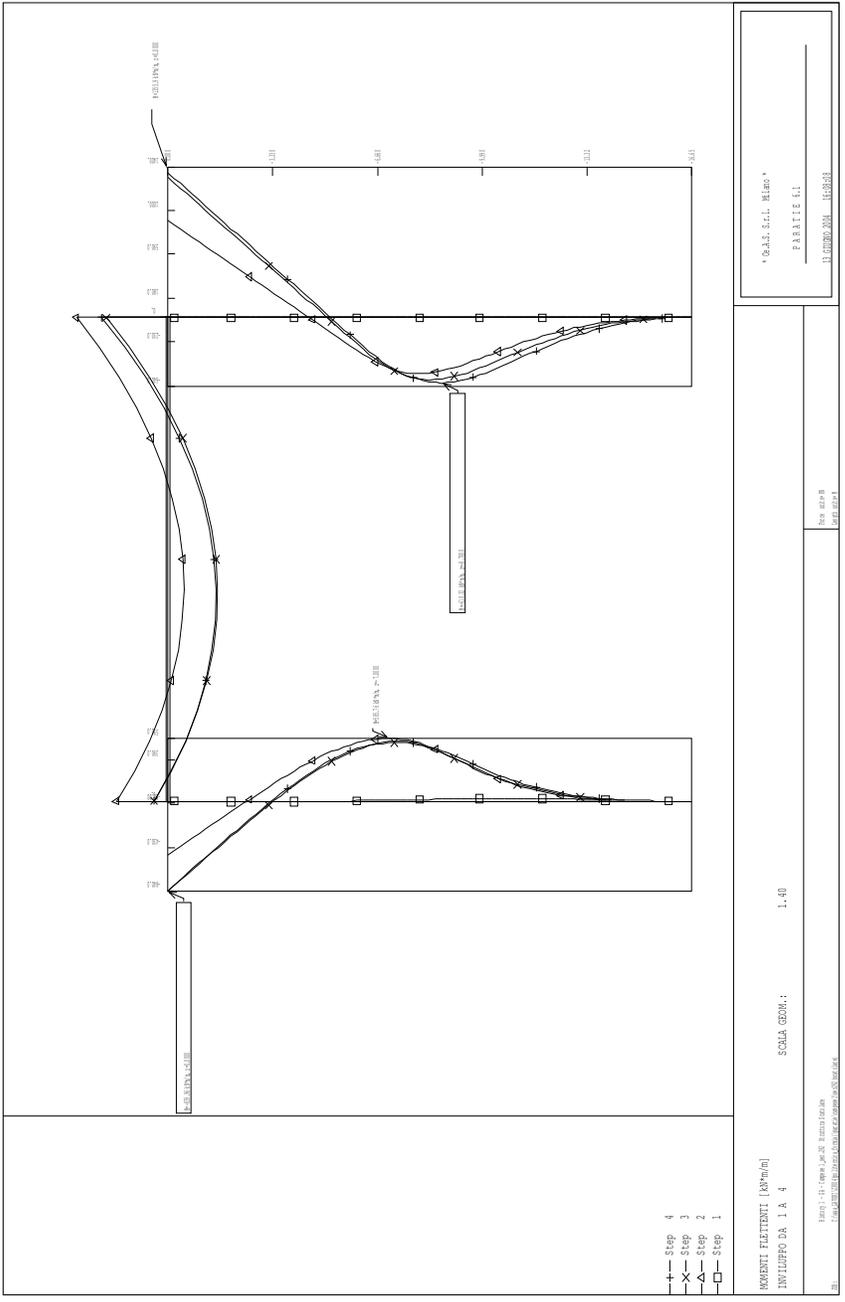
SOLETTA	QUOTA	FASE	TAGLIO A kN/m	TAGLIO B kN/m	MOMENTO A kN*m/m	MOMENTO B kN*m/m	ASSIALE kN/m
tarv	1 0.000	1			inattivo		
		2	208.2	263.1	506.4	-904.7	-201.0
		3	203.1	268.2	140.0	-611.6	-259.1
		4	199.7	271.6	134.3	-655.9	-261.9

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 24
13 GIUGNO 2004 16:08:07
History 1 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

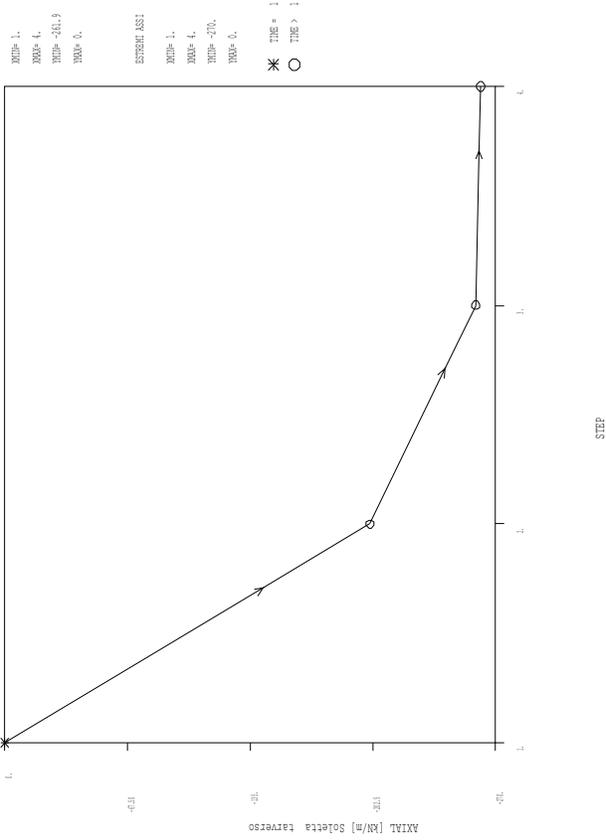
FORZE NEI PUNTONI (PER UNITA' DI PROFONDITA')

PUNTONE	soletta	1 QUOTA	-8.1000			
		FASE 1	inattivo			
		FASE 2	inattivo			
		FASE 3	FORZA	0.	kN/m	
		FASE 4	FORZA	-34.177	kN/m	

FIGURES:



Soletta laterzo		AXIAL
STEP		[N/m]
1.		0.
2.		-201.0
3.		-251.1
4.		-261.3



DEP= 1.
 DEP= 4.
 DEP= -261.9
 DEP= 0.

ESPRIME ASSI
 DEP= 1.
 DEP= 4.
 DEP= -201.
 DEP= 0.

DM PASSO I AL PASSO 4
 DIAGRAMA VARIABILE X / VARIABILE Y

PROG: C:\PROGRAMMI\BENTON\BENTON\BENTON\BENTON

* C.A.S. S.r.l. Milano *

PARABOLE 4.1
 13 GIUGNO 2004 14:53:58

37: young 60000 90000
38: endlayer

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
13 GIUGNO 2004 16:11:05
History 2 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

PAG. 3

N. comando

```
39: *
40: step 1 : Inizializzazione geostatica
41: dload constant LeftWall -10.8 73.4 -1.8 0
42: dload constant LeftWall -16.65 73.4 -10.8 73.4
43: setwall LeftWall
44: geom 0 0
45: setwall RightWall
46: geom 0 0
47: endstep
48: *
49: step 2 : getto solettone + scavo fino a fondoscavo -8.4
50: add tarverso
51: setwall LeftWall
52: geom 0 -8.4
53: setwall RightWall
54: geom -6.2 -8.4
55: endstep
56: *
57: step 3 : realizzazione della soletta + ritombamento
58: add soletta
59: load constant LeftWall 0 2 -700
60: dload constant LeftWall -3.1 0 0 5.9
61: setwall LeftWall
62: load constant RightWall 0 2 700
63: setwall RightWall
64: endstep
65: *
66: step 4 : sisma da sx a dx
67: change A U-COHE=25
68: change A D-COHE=25
69: load constant LeftWall 0 1 37
70: dload constant LeftWall -8.4 9.7 0 18.8
71: setwall LeftWall
72: load constant RightWall 0 1 37
73: setwall RightWall
74: endstep
75: *
76: *
```

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
13 GIUGNO 2004 16:11:05
History 2 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

PAG. 4

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER A

natura	1=granulare, 2=argilla	= 1.0000	
quota superiore		= 0.0000	m
quota inferiore		= -0.10000E+31	m
peso fuori falda		= 20.000	kN/m ³
peso efficace in falda		= 10.000	kN/m ³
peso dell'acqua		= 10.000	kN/m ³
coesione		= 20.000	kPa (A MONTE)
angolo di attrito		= 24.000	DEG (A MONTE)
coeff. spinta attiva ka		= 0.49500	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp		= 3.2000	(A MONTE)
Konc normal consolidato		= 0.59326	
esponente di OCR		= 0.80000	
OCR: grado di sovraconsolidazione		= 1.0000	

modello di rigidezza	=	1.0000		
modulo el. compr. vergine	=	60000.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	=	90000.	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		(A VALLE)
coesione	=	20.000	kPa	(A VALLE)
angolo di attrito	=	24.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.49500		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.2000		(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)

LAYER A

coesione	=	25.000	kPa	(A MONTE)
----------	---	--------	-----	-----------

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 5

13 GIUGNO 2004 16:11:05
History 2 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 4

coesione	=	25.000	kPa	(A VALLE)
----------	---	--------	-----	-----------

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 6

13 GIUGNO 2004 16:11:05
History 2 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m	
quota piano campagna	=	0.0000	m	
quota del fondo scavo	=	0.0000	m	
quota della falda	=	-0.99900E+30	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	=	-16.650	m	
indicatore comportamento acqua	=	0.0000		(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000		(1=NO UPD)

WALL RightWall

coordinata y	=	14.500	m	
quota piano campagna	=	0.0000	m	
quota del fondo scavo	=	0.0000	m	
quota della falda	=	-0.99900E+30	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	=	-16.650	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-8.4000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	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

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 7
 13 GIUGNO 2004 16:11:05
 History 2 - GA - Campese l_sez.292 Struttura Scatolare

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.650	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

WALL RightWall

coordinata y	=	14.500	m
quota piano campagna	=	-6.2000	m
quota del fondo scavo	=	-8.4000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	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	=	-16.650	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-8.4000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	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	=	-16.650	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

WALL RightWall

coordinata y	=	14.500	m
quota piano campagna	=	-6.2000	m
quota del fondo scavo	=	-8.4000	m
quota della falda	=	-0.99900E+30	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

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 = -16.650 m
 indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)
 opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 4

WALL LeftWall

coordinata y = 0.0000 m
 quota piano campagna = 0.0000 m
 quota del fondo scavo = -8.4000 m
 quota della falda = -0.99900E+30 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 = -16.650 m
 indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)
 opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)

WALL RightWall

coordinata y = 14.500 m
 quota piano campagna = -6.2000 m
 quota del fondo scavo = -8.4000 m
 quota della falda = -0.99900E+30 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 = -16.650 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
UHLeft	LeftWall	0.	-16.65	UPHILL	0.
DHLeft	LeftWall	0.	-16.65	DOWNHILL	180.0
DHRight	RightWall	0.	-16.65	DOWNHILL	0.
UHRight	RightWall	0.	-16.65	UPHILL	180.0

+-----+-----+-----+-----+-----+

RIASSUNTO ELEMENTI BEAM					
Name	Wall	Z1	Z2	Mat	thick
		m	m		m
Pali	LeftWall	0.	-16.65	_	0.9794
palidx	RightWall	0.	-16.65	_	0.9794

RIASSUNTO ELEMENTI TRUS			
Name	Zeta	Mat.	Area
	m		m^2/m
soletta	-8.100	_	0.6000

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
 13 GIUGNO 2004 16:11:05
 History 2 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

PAG. 10

RIASSUNTO ELEMENTI SLAB					
Name	Zeta	Mat.	Area	Inertia	Surcharge
	m		m^2/m	m^4/m	kPa
tarverso	0.	_	1.300	0.1830	32.50

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
 13 GIUGNO 2004 16:11:05
 History 2 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

PAG. 11

RIASSUNTO DATI VARI
 =====

MATERIALI	
Name	YOUNG MODULUS
	kPa
cls	2.5E+007

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
 13 GIUGNO 2004 16:11:05
 History 2 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

PAG. 12

DISTRIBUTED LOAD SUMMARY

Wall	From step	To step	Z1	P1	Z2	P2
Left	1	4	-10.800	73.400	-1.8000	0.0000
Left	1	4	-16.650	73.400	-10.800	73.400
Left	3	4	-3.1000	0.0000	0.0000	5.9000
Left	4	4	-8.4000	9.7000	0.0000	18.800

UNITS FOR Z1 , Z2 =m
UNITS FOR P1 , P2 =kPa

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 13
13 GIUGNO 2004 16:11:05
History 2 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

CONCENTRATED LOAD SUMMARY

Wall	From step	To step	ZETA	FORCE	MOMENT
Left	3	4	0.0000	0.0000	-700.00
Righ	3	4	0.0000	0.0000	700.00
Left	4	4	0.0000	37.000	0.0000
Righ	4	4	0.0000	37.000	0.0000

UNITS FOR ZETA =m
FORCE UNITS =kN/m
MOMENT UNITS =kN*m/m

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 14
13 GIUGNO 2004 16:11:05
History 2 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

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

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 15
13 GIUGNO 2004 16:11:05
History 2 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

INVILUPPO AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI DI PARETE
(PER UNITA' DI PROFONDITA')

* PARETE LeftWall GRUPPO Pali*
STEP 1 - 4

* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

MOMENTO SX = Momento che tende le fibre sulla faccia sinistra [kN*m/m]
MOMENTO DX = Momento che tende le fibre sulla faccia destra [kN*m/m]
TAGLIO = forza tagliante (valore assoluto, priva di segno) [kN/m]

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
1	A	0.	840.0	0.	258.5
	B	-0.2000	788.3	0.	258.5
2	A	-0.2000	788.3	0.	257.4
	B	-0.4000	736.8	0.	257.4
3	A	-0.4000	736.8	0.	256.4
	B	-0.6000	685.5	0.	256.4
4	A	-0.6000	685.5	0.	255.5
	B	-0.8000	634.4	0.	255.5
5	A	-0.8000	634.4	0.	254.6
	B	-1.000	583.5	0.	254.6

6	A	-1.000	583.5	0.	253.8
	B	-1.200	532.7	0.	253.8
7	A	-1.200	532.7	0.	253.1
	B	-1.400	482.1	0.	253.1
8	A	-1.400	482.1	0.	252.4
	B	-1.600	431.6	0.	252.4
9	A	-1.600	431.6	0.	251.8
	B	-1.800	381.3	0.	251.8
10	A	-1.800	381.3	0.	251.1
	B	-2.000	331.0	0.	251.1
11	A	-2.000	331.0	0.	250.0
	B	-2.200	281.1	0.	250.0
12	A	-2.200	281.1	0.	248.5
	B	-2.400	231.4	0.	248.5
13	A	-2.400	231.4	0.	246.6
	B	-2.600	182.0	19.21	246.6
14	A	-2.600	182.0	19.21	244.4
	B	-2.800	133.2	59.02	244.4
15	A	-2.800	133.2	59.02	241.8
	B	-3.000	84.81	97.82	241.8
16	A	-3.000	84.81	97.82	238.6
	B	-3.200	37.08	135.6	238.6
17	A	-3.200	37.08	135.6	234.7
	B	-3.400	6.212	172.2	234.7

PARATIE 6.1
 13 GIUGNO 2004 16:11:05
 History 2 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 16

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
18	A	-3.400	6.212	172.2	229.9
	B	-3.600	5.879	208.0	229.9
19	A	-3.600	5.879	208.0	224.4
	B	-3.800	5.469	244.4	224.4
20	A	-3.800	5.469	244.4	218.1
	B	-4.000	4.987	279.7	218.1
21	A	-4.000	4.987	279.7	211.0
	B	-4.200	4.438	313.9	211.0
22	A	-4.200	4.438	313.9	203.2
	B	-4.400	3.827	346.7	203.2
23	A	-4.400	3.827	346.7	194.7
	B	-4.600	3.157	378.0	194.7
24	A	-4.600	3.157	378.0	185.4
	B	-4.800	2.432	407.7	185.4
25	A	-4.800	2.432	407.7	175.3
	B	-5.000	1.654	435.6	175.3
26	A	-5.000	1.654	435.6	164.6
	B	-5.200	0.8273	461.6	164.6
27	A	-5.200	0.8273	461.6	153.1
	B	-5.400	0.	485.6	153.1
28	A	-5.400	0.	485.6	140.8
	B	-5.600	0.	507.3	140.8
29	A	-5.600	0.	507.3	127.9
	B	-5.800	0.	526.7	127.9
30	A	-5.800	0.	526.7	114.2
	B	-6.000	0.	543.6	114.2
31	A	-6.000	0.	543.6	99.88
	B	-6.200	0.	557.9	99.88
32	A	-6.200	0.	557.9	84.81
	B	-6.400	0.	569.4	84.81
33	A	-6.400	0.	569.4	69.03
	B	-6.600	0.	578.0	69.03
34	A	-6.600	0.	578.0	52.56
	B	-6.800	0.	583.5	52.56
35	A	-6.800	0.	583.5	35.38
	B	-7.000	0.	585.8	35.38
36	A	-7.000	0.	585.8	41.18
	B	-7.200	0.	584.7	41.18
37	A	-7.200	0.	584.7	59.87
	B	-7.400	0.	580.1	59.87
38	A	-7.400	0.	580.1	79.24
	B	-7.600	0.	571.9	79.24
39	A	-7.600	0.	571.9	99.30

	B	-7.800	0.	559.9	99.30
40	A	-7.800	0.	559.9	120.0
	B	-8.000	0.	543.9	120.0

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
 13 GIUGNO 2004 16:11:05
 History 2 - GA - Campese l_sez.292 Struttura Scatolare

PAG. 17

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
41	A	-8.000	0.	543.9	136.1
	B	-8.100	0.	534.4	136.1
42	A	-8.100	0.	534.4	126.8
	B	-8.300	0.	512.3	126.8
43	A	-8.300	0.	512.3	148.7
	B	-8.500	0.	485.8	148.7
44	A	-8.500	0.	485.8	151.2
	B	-8.700	0.	458.1	151.2
45	A	-8.700	0.	458.1	152.0
	B	-8.900	0.	429.3	152.0
46	A	-8.900	0.	429.3	151.2
	B	-9.100	0.	400.0	151.2
47	A	-9.100	0.	400.0	148.9
	B	-9.300	0.	371.3	148.9
48	A	-9.300	0.	371.3	146.9
	B	-9.500	0.	343.8	146.9
49	A	-9.500	0.	343.8	144.3
	B	-9.700	0.	316.6	144.3
50	A	-9.700	0.	316.6	139.9
	B	-9.900	0.	290.0	139.9
51	A	-9.900	0.	290.0	133.7
	B	-10.10	0.	264.5	133.7
52	A	-10.10	0.	264.5	125.8
	B	-10.30	0.	240.4	125.8
53	A	-10.30	0.	240.4	118.3
	B	-10.50	0.	217.5	118.3
54	A	-10.50	0.	217.5	111.3
	B	-10.70	0.	195.9	111.3
55	A	-10.70	0.	195.9	100.9
	B	-10.90	0.	176.2	100.9
56	A	-10.90	0.	176.2	90.86
	B	-11.10	0.	158.4	90.86
57	A	-11.10	0.	158.4	84.65
	B	-11.30	0.	141.6	84.65
58	A	-11.30	0.	141.6	78.58
	B	-11.50	0.	126.0	78.58
59	A	-11.50	0.	126.0	72.91
	B	-11.70	1.175	111.4	72.91
60	A	-11.70	1.175	111.4	67.67
	B	-11.90	9.668	97.86	67.67
61	A	-11.90	9.668	97.86	62.55
	B	-12.10	16.85	85.35	62.55
62	A	-12.10	16.85	85.35	57.56
	B	-12.30	22.78	73.84	57.56
63	A	-12.30	22.78	73.84	52.70
	B	-12.50	27.55	63.30	52.70

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano
 13 GIUGNO 2004 16:11:05
 History 2 - GA - Campese l_sez.292 Struttura Scatolare

PAG. 18

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
64	A	-12.50	27.55	63.30	47.98
	B	-12.70	31.23	53.71	47.98
65	A	-12.70	31.23	53.71	43.41
	B	-12.90	33.89	45.03	43.41
66	A	-12.90	33.89	45.03	38.99
	B	-13.10	35.60	37.23	38.99
67	A	-13.10	35.60	37.23	34.74

	B	-13.30	36.44	30.28	34.74
68	A	-13.30	36.44	30.28	30.66
	B	-13.50	36.48	24.15	30.66
69	A	-13.50	36.48	24.15	26.75
	B	-13.70	35.80	18.80	26.75
70	A	-13.70	35.80	18.80	23.01
	B	-13.90	34.49	14.20	23.01
71	A	-13.90	34.49	14.20	19.50
	B	-14.10	32.63	10.30	19.50
72	A	-14.10	32.63	10.30	16.22
	B	-14.30	30.30	7.667	16.22
73	A	-14.30	30.30	7.667	13.54
	B	-14.50	27.59	6.576	13.54
74	A	-14.50	27.59	6.576	15.01
	B	-14.70	24.58	5.537	15.01
75	A	-14.70	24.58	5.537	16.06
	B	-14.90	21.37	4.560	16.06
76	A	-14.90	21.37	4.560	16.68
	B	-15.10	18.04	3.655	16.68
77	A	-15.10	18.04	3.655	16.85
	B	-15.30	14.66	2.830	16.85
78	A	-15.30	14.66	2.830	16.44
	B	-15.50	11.38	2.094	16.44
79	A	-15.50	11.38	2.094	15.43
	B	-15.70	8.291	1.456	15.43
80	A	-15.70	8.291	1.456	13.85
	B	-15.90	5.522	0.9228	13.85
81	A	-15.90	5.522	0.9228	11.68
	B	-16.10	3.186	0.5035	11.68
82	A	-16.10	3.186	0.5035	8.918
	B	-16.30	1.403	0.2059	8.918
83	A	-16.30	1.403	0.2059	5.573
	B	-16.50	0.2885	0.3801E-01	5.573
84	A	-16.50	0.2885	0.3801E-01	1.923
	B	-16.65	0.2387E-10	0.3638E-10	1.923

PARATIE 6.1

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 19

13 GIUGNO 2004 16:11:05

History 2 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

INVILOPPATO AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI DI PARETE
(PER UNITA' DI PROFONDITA')

* PARETE RightWall GRUPPO palidx*

STEP 1 - 4

* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI *

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

MOMENTO SX = Momento che tende le fibre sulla faccia sinistra [kN*m/m]

MOMENTO DX = Momento che tende le fibre sulla faccia destra [kN*m/m]

TAGLIO = forza tagliante (valore assoluto, priva di segno) [kN/m]

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
1	A	0.	0.	1669.	332.5
	B	-0.2000	0.	1602.	332.5
2	A	-0.2000	0.	1602.	332.5
	B	-0.4000	0.	1536.	332.5
3	A	-0.4000	0.	1536.	332.5
	B	-0.6000	0.	1469.	332.5
4	A	-0.6000	0.	1469.	332.5
	B	-0.8000	0.	1403.	332.5
5	A	-0.8000	0.	1403.	332.5
	B	-1.000	0.	1336.	332.5
6	A	-1.000	0.	1336.	332.5
	B	-1.200	0.	1270.	332.5
7	A	-1.200	0.	1270.	332.5
	B	-1.400	0.	1203.	332.5
8	A	-1.400	0.	1203.	332.5
	B	-1.600	0.	1137.	332.5
9	A	-1.600	0.	1137.	332.5
	B	-1.800	0.	1070.	332.5
10	A	-1.800	0.	1070.	332.5
	B	-2.000	0.	1004.	332.5
11	A	-2.000	0.	1004.	332.5
	B	-2.200	0.	937.4	332.5

12	A	-2.200	0.	937.4	332.5
	B	-2.400	0.	870.9	332.5
13	A	-2.400	0.	870.9	332.5
	B	-2.600	0.	804.4	332.5
14	A	-2.600	0.	804.4	332.5
	B	-2.800	0.	737.9	332.5
15	A	-2.800	0.	737.9	332.5
	B	-3.000	0.	671.4	332.5
16	A	-3.000	0.	671.4	332.5
	B	-3.200	0.	604.9	332.5
17	A	-3.200	0.	604.9	332.5
	B	-3.400	0.	538.4	332.5

PARATIE 6.1
 13 GIUGNO 2004 16:11:05
 History 2 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 20

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
18	A	-3.400	0.	538.4	332.5
	B	-3.600	0.	471.9	332.5
19	A	-3.600	0.	471.9	332.5
	B	-3.800	0.	405.4	332.5
20	A	-3.800	0.	405.4	332.5
	B	-4.000	0.	338.9	332.5
21	A	-4.000	0.	338.9	332.5
	B	-4.200	0.	272.4	332.5
22	A	-4.200	0.	272.4	332.5
	B	-4.400	0.	205.9	332.5
23	A	-4.400	0.	205.9	332.5
	B	-4.600	19.87	139.4	332.5
24	A	-4.600	19.87	139.4	332.5
	B	-4.800	60.06	72.90	332.5
25	A	-4.800	60.06	72.90	332.5
	B	-5.000	100.3	15.97	332.5
26	A	-5.000	100.3	15.97	332.5
	B	-5.200	140.5	0.	332.5
27	A	-5.200	140.5	0.	332.5
	B	-5.400	180.7	0.	332.5
28	A	-5.400	180.7	0.	332.5
	B	-5.600	220.9	0.	332.5
29	A	-5.600	220.9	0.	332.5
	B	-5.800	261.1	0.	332.5
30	A	-5.800	261.1	0.	332.5
	B	-6.000	326.1	0.	332.5
31	A	-6.000	326.1	0.	332.5
	B	-6.200	392.6	0.	332.5
32	A	-6.200	392.6	0.	314.6
	B	-6.400	455.5	0.	314.6
33	A	-6.400	455.5	0.	294.1
	B	-6.600	514.3	0.	294.1
34	A	-6.600	514.3	0.	271.1
	B	-6.800	568.6	0.	271.1
35	A	-6.800	568.6	0.	245.6
	B	-7.000	617.7	0.	245.6
36	A	-7.000	617.7	0.	217.4
	B	-7.200	661.2	0.	217.4
37	A	-7.200	661.2	0.	186.8
	B	-7.400	698.5	0.	186.8
38	A	-7.400	698.5	0.	153.5
	B	-7.600	729.2	0.	153.5
39	A	-7.600	729.2	0.	118.1
	B	-7.800	752.8	0.	118.1
40	A	-7.800	752.8	0.	84.13
	B	-8.000	769.6	0.	84.13

PARATIE 6.1
 13 GIUGNO 2004 16:11:05
 History 2 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 21

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
41	A	-8.000	769.6	0.	59.71
	B	-8.100	775.6	0.	59.71
42	A	-8.100	775.6	0.	61.43
	B	-8.300	787.9	0.	61.43
43	A	-8.300	787.9	0.	42.66
	B	-8.500	794.1	0.	42.66
44	A	-8.500	794.1	0.	60.21
	B	-8.700	794.3	0.	60.21
45	A	-8.700	794.3	0.	74.27
	B	-8.900	788.9	0.	74.27
46	A	-8.900	788.9	0.	85.55
	B	-9.100	778.0	0.	85.55
47	A	-9.100	778.0	0.	94.48
	B	-9.300	762.4	0.	94.48
48	A	-9.300	762.4	0.	101.4
	B	-9.500	742.7	0.	101.4
49	A	-9.500	742.7	0.	115.9
	B	-9.700	719.5	0.	115.9
50	A	-9.700	719.5	0.	130.5
	B	-9.900	693.4	0.	130.5
51	A	-9.900	693.4	0.	142.6
	B	-10.10	664.9	0.	142.6
52	A	-10.10	664.9	0.	152.3
	B	-10.30	634.4	0.	152.3
53	A	-10.30	634.4	0.	159.6
	B	-10.50	602.5	0.	159.6
54	A	-10.50	602.5	0.	164.7
	B	-10.70	569.6	0.	164.7
55	A	-10.70	569.6	0.	167.8
	B	-10.90	536.0	0.	167.8
56	A	-10.90	536.0	0.	169.2
	B	-11.10	502.2	0.	169.2
57	A	-11.10	502.2	0.	169.0
	B	-11.30	468.4	0.	169.0
58	A	-11.30	468.4	0.	167.5
	B	-11.50	434.9	0.	167.5
59	A	-11.50	434.9	0.	164.8
	B	-11.70	401.9	0.	164.8
60	A	-11.70	401.9	0.	161.0
	B	-11.90	369.7	0.	161.0
61	A	-11.90	369.7	0.	156.4
	B	-12.10	338.4	0.	156.4
62	A	-12.10	338.4	0.	151.0
	B	-12.30	308.2	0.	151.0
63	A	-12.30	308.2	0.	145.1
	B	-12.50	279.2	0.	145.1

PARATIE 6.1
13 GIUGNO 2004 16:11:05
History 2 - GA - Campese l_sez.292 Struttura Scatolare

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 22

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
64	A	-12.50	279.2	0.	138.6
	B	-12.70	251.5	0.	138.6
65	A	-12.70	251.5	0.	131.7
	B	-12.90	225.2	0.	131.7
66	A	-12.90	225.2	0.	124.5
	B	-13.10	200.3	0.	124.5
67	A	-13.10	200.3	0.	117.1
	B	-13.30	176.8	0.	117.1
68	A	-13.30	176.8	0.	109.5
	B	-13.50	154.9	0.	109.5
69	A	-13.50	154.9	0.	101.9
	B	-13.70	134.5	0.	101.9
70	A	-13.70	134.5	0.	94.22
	B	-13.90	115.7	0.	94.22
71	A	-13.90	115.7	0.	86.55
	B	-14.10	98.39	0.	86.55
72	A	-14.10	98.39	0.	78.96
	B	-14.30	82.60	0.	78.96
73	A	-14.30	82.60	0.	71.46

	B	-14.50	68.31	0.	71.46
74	A	-14.50	68.31	0.	64.09
	B	-14.70	55.49	0.	64.09
75	A	-14.70	55.49	0.	56.87
	B	-14.90	44.12	0.	56.87
76	A	-14.90	44.12	0.	49.84
	B	-15.10	34.15	0.	49.84
77	A	-15.10	34.15	0.	42.99
	B	-15.30	25.55	0.	42.99
78	A	-15.30	25.55	0.	36.35
	B	-15.50	18.28	0.	36.35
79	A	-15.50	18.28	0.	29.93
	B	-15.70	12.29	0.	29.93
80	A	-15.70	12.29	0.	23.73
	B	-15.90	7.547	0.	23.73
81	A	-15.90	7.547	0.	17.76
	B	-16.10	3.995	0.	17.76
82	A	-16.10	3.995	0.	12.02
	B	-16.30	1.590	0.	12.02
83	A	-16.30	1.590	0.	6.519
	B	-16.50	0.2864	0.	6.519
84	A	-16.50	0.2864	0.	1.909
	B	-16.65	0.6366E-11	0.2728E-10	1.909

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 23
13 GIUGNO 2004 16:11:05
History 2 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

AZIONI NELLE SOLETTE (PER UNITA' DI PROFONDITA')

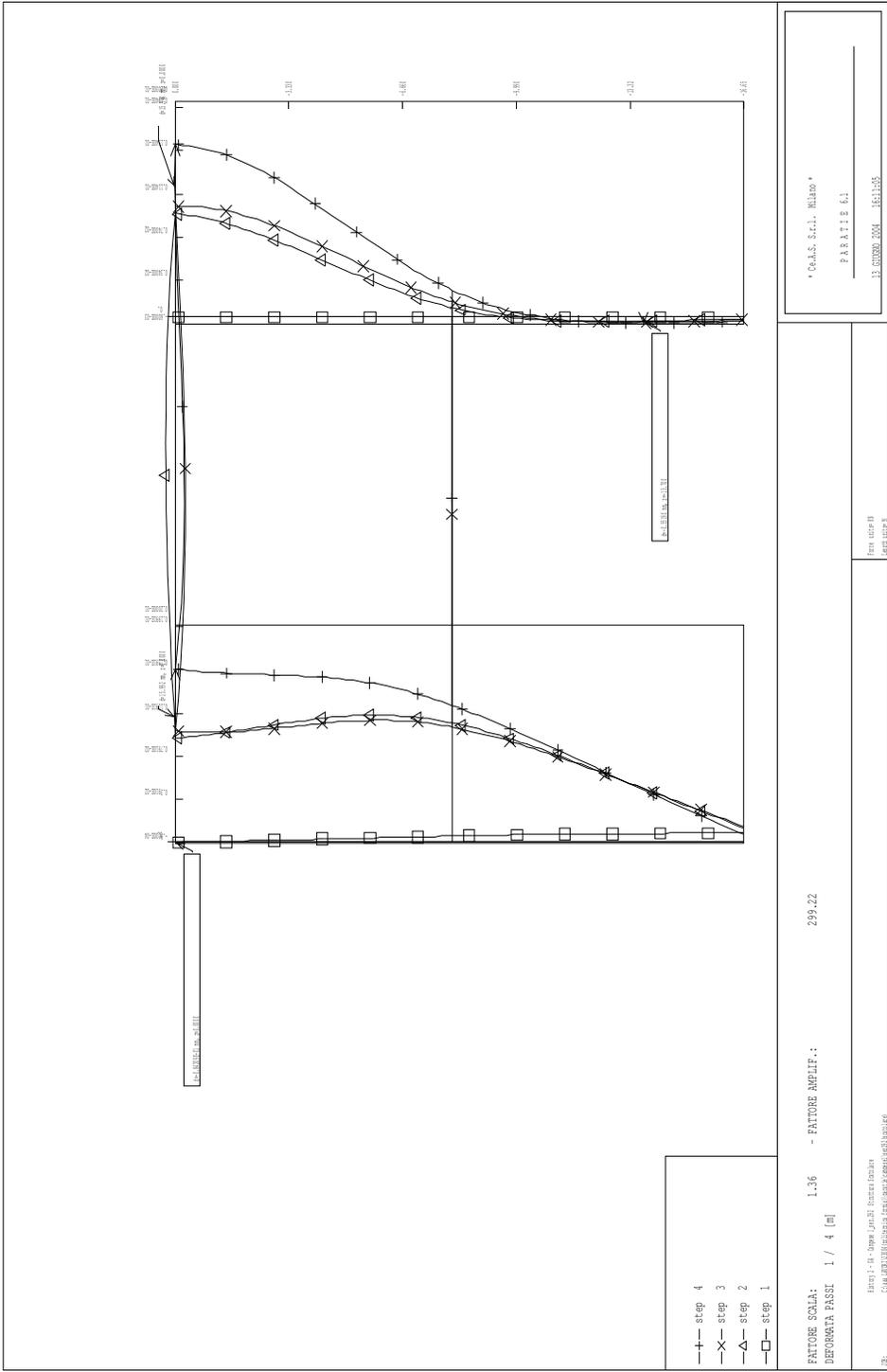
SOLETTA	QUOTA	FASE	TAGLIO A kN/m	TAGLIO B kN/m	MOMENTO A kN*m/m	MOMENTO B kN*m/m	ASSIALE kN/m
tarv	1	0.000			inattivo		
		1					
		2	208.2	263.1	506.4	-904.7	-201.0
		3	203.1	268.2	140.0	-611.6	-259.1
		4	160.4	310.9	-122.2	-968.8	-295.5

PARATIE 6.1 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 24
13 GIUGNO 2004 16:11:05
History 2 - GA - Campese 1_sez.292 Struttura Scatolare

FORZE NEI PUNTONI (PER UNITA' DI PROFONDITA')

PUNTONE	soletta	1	QUOTA	-8.1000			
			FASE	1	inattivo		
			FASE	2	inattivo		
			FASE	3	FORZA	0.	kN/m
			FASE	4	FORZA	-25.651	kN/m

FIGURES:



APPENDICE H
G.A. Campese 2
Verifiche di stabilità opere di sostegno

- 1.1 Descrizione delle scelte progettuali
- 1.2 Metodo e parametri di calcolo della struttura di sostegno
- 1.3 Determinazione della tirantatura di progetto
- 2. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI DELL'OPERA DI SOSTEGNO
 - 2.1 Verifica dei tiranti
 - 2.1.1 Verifica dell'acciaio armonico
 - 2.1.2 Verifica della fondazione
 - 2.2 Verifica delle travi di ripartizione
 - 2.3 Verifica dei micropali

Analisi di stabilità delle paratie multitirate – Metodologie di calcolo

Analisi di stabilità globale – Tabulati di calcolo PCStab5M

1. ANALISI DELL'OPERA DI SOSTEGNO

1.1 Descrizione delle scelte progettuali

Per la realizzazione della galleria artificiale "Campese 2", è necessario eseguire scavi di altezze massime di circa 13.0 m.

A sostegno degli scavi si prevede una paratia di micropali tirantata con quattro ordini di tiranti. I micropali hanno diametro di perforazione $D_p = 220$ mm, interasse $i = 0.40$ m ed armatura tubolare avente diametro esterno $D_e = 139.7$ mm e spessore $s = 10$ mm.

La scarpata a monte della paratia viene messa in sicurezza tramite chiodatura diffusa, costituita da barre (acciaio FeB44k, diametro $\square 26$, diametro di perforazione $D = 51$ mm) disposte a quinconce con interassi variabili da 1.5 a 2.0 m (raffittite nella parte bassa).

Di seguito si riporta il dimensionamento delle opere di sostegno previste e le metodologie di calcolo.

Le analisi vengono condotte con riferimento alla sezione n. 307, rappresentativa delle condizioni più gravose per la galleria artificiale.

1.2 Metodo e parametri di calcolo della struttura di sostegno

Il calcolo dell'opera è prevalentemente basato su considerazioni di equilibrio limite.

Gli elementi strutturali preposti al contrasto delle spinte, ovvero ad assicurare la stabilità del pendio dopo l'esecuzione degli scavi, sono i tiranti e le travi di ripartizione. I micropali svolgono una funzione di stabilizzazione locale dell'ammasso confinato tra i tiranti. Per maggiori dettagli sulle metodologie di calcolo si rimanda all'Appendice E1.

La formazione interessata dagli scavi è costituita da conglomerati e per le verifiche globali si assumono i seguenti parametri geotecnici di progetto:

unità 1: conglomerati

$$\gamma' = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$c' = 20 \div 50 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 35^\circ$$

Cautelativamente è stato assunto il livello della falda a fondo scavo.

Per ulteriori approfondimenti sulle caratteristiche geotecniche di tale formazione si rimanda alla relazione geotecnica.

1.3 Determinazione della tirantatura di progetto

Per il dimensionamento dei tiranti sulla base di considerazione di equilibrio limite (vedasi Appendice E1), sono stati assunti come parametri di resistenza:

$$c' = 30 \text{ kPa}$$

$$\varphi' = 35^\circ$$

Tali valori sono stati valutati cautelativamente tenendo conto del volume di terreno interessato dal cinematismo e dalla presenza dell'opera di chiodatura che contribuisce ad un incremento della resistenza del terreno.

La seguente tabella riporta le caratteristiche principali dei tiranti (previsti di tipo permanente):

Ordine	n.trefoli	Dp	La	Lp	α	i_{long}	T_{amm}	F_0
	[-]	[mm]	[m]	[m]	[°]	[m]	[kN]	[kN]
1°	6	220	10	17	10	2.4	840	590
2°	6	220	10	14	10	2.4	840	590
3°	7	220	12	13	10	2.4	980	700
4°	7	220	12	10	10	2.4	980	700

dove

Dp diametro di perforazione del tirante

Lp lunghezza tratto passivo del tirante

La lunghezza tratto attivo del tirante

i_{long} interasse longitudinale tirante

T_{amm} tiro ammissibile del tirante

F_0 pretensione del tirante

I tiranti sono stati applicati come carichi distribuiti sulla superficie di scavo considerando il 95% del tiro ammissibile riportato nella tabella precedente:

$$P = [(840 + 980) \cdot 2 / 2.4] \cdot 0.95 = 1440 \quad \text{kN/m}$$

Il coefficiente di sicurezza ottenuto in condizioni statiche è:

$$FS = 1.19.$$

La seguente figura 1 riassume i risultati dell'elaborazione.

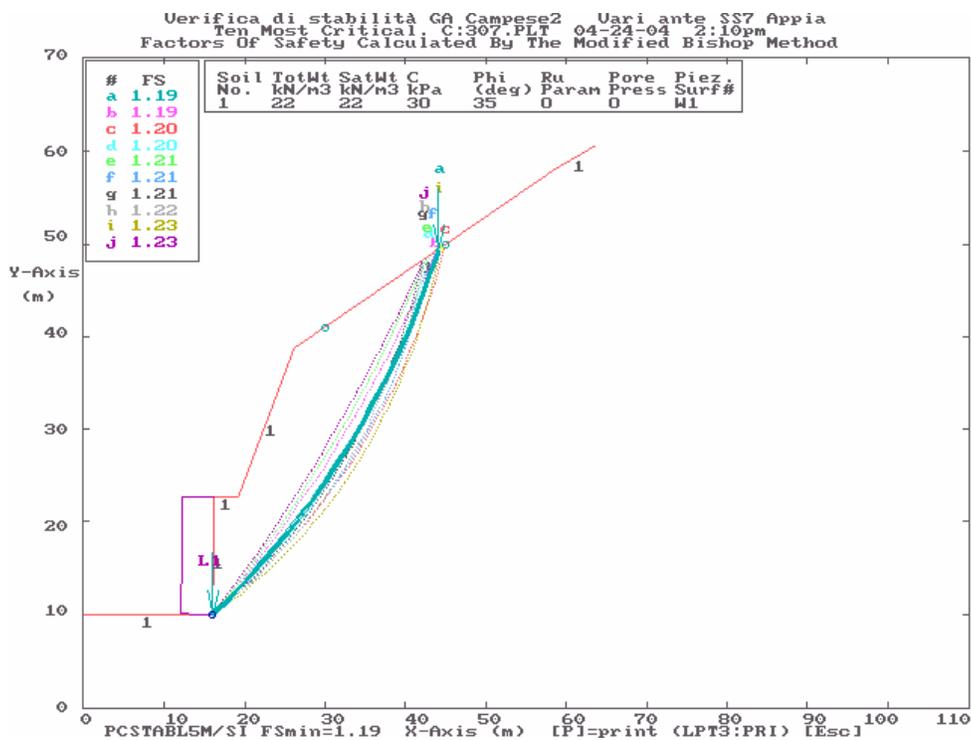


Figura 1

In seguito si è verificata la stabilità del volume di terreno interessato dalla fondazione della tirantatura, considerando come parametri di resistenza:

$$c' = 40 \text{ kPa}$$

$$\varphi' = 35^\circ$$

Il valore di coesione drenata assunto rappresenta il valore medio tra il range di valori definiti nella relazione geotecnica. Tale valore è stato scelto tenendo presente che il cinematismo, della verifica in oggetto, interessa superfici di scorrimento più profonde.

Si ottiene un coefficiente di sicurezza, in condizioni statiche, pari a :

$$FS = 1.39 .$$

Nella figura 2 si riporta lo schema di calcolo:

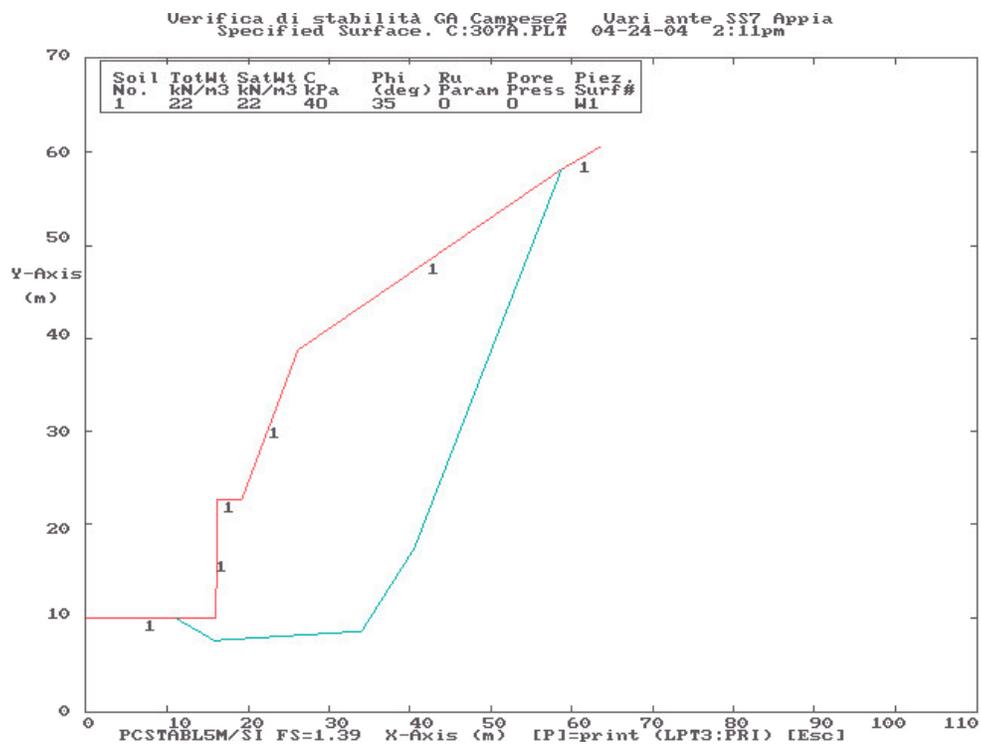


Figura 2

Viene riportata la verifica di stabilità anche in condizioni sismiche, considerando come parametri geotecnici di progetto, valori di coesione leggermente superiori a quelli medi indicati in relazione geotecnica:

$$c' = 50 \text{ kPa}$$

in considerazione del fatto che si tratta di un evento eccezionale e che il carico indotto risulta di breve durata.

Il coefficiente di sicurezza ottenuto è:

$$FS = 1.31 .$$

Nella figura 3 si riporta lo schema di calcolo:

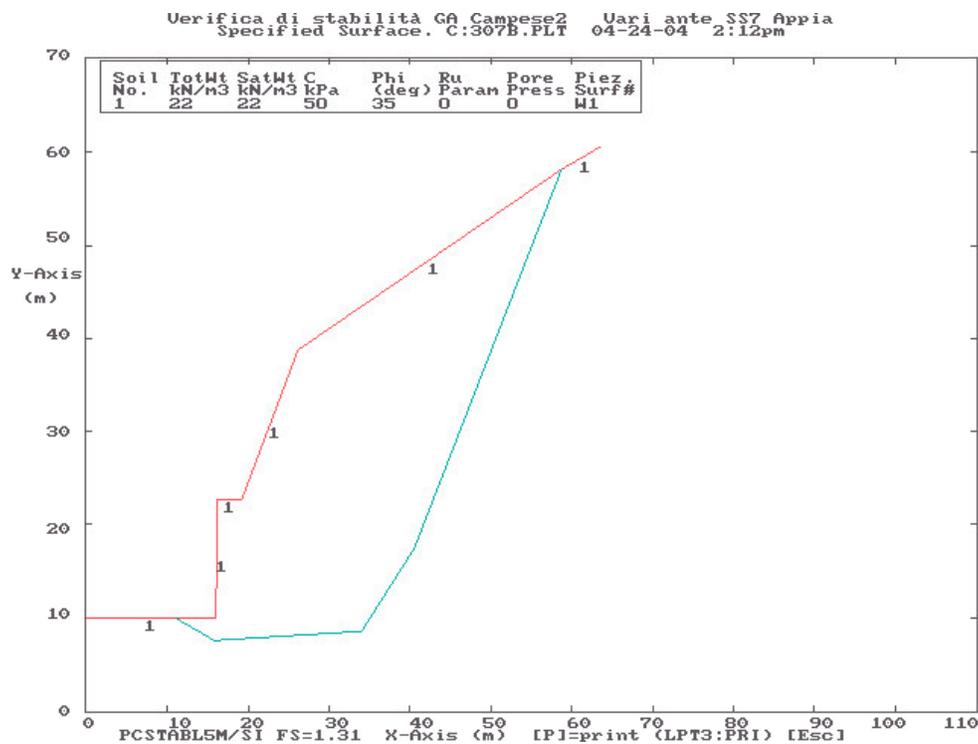


Figura 3

Un'ulteriore verifica di stabilità locale è stata svolta in corrispondenza del sistema di chiodatura diffusa realizzata sulla scarpata sovrastante la paratia tirantata, considerando come parametri di progetto:

$$c' = 20 \text{ kPa}$$

$$\varphi' = 35^\circ$$

Si tratta di parametri minimi tra il range di valori definiti in relazione geotecnica, tenendo conto del volume di terreno interessato dalla superficie di rottura ipotizzata.

Il coefficiente di sicurezza ottenuto in condizioni sismiche è:

$$FS = 1.37 .$$

Il fattore di sicurezza è ampiamente > 1.3 , pertanto la verifica risulta soddisfatta anche in condizioni statiche, che rappresentano la situazione meno gravosa.

Nella figura 4 si riporta lo schema di calcolo:

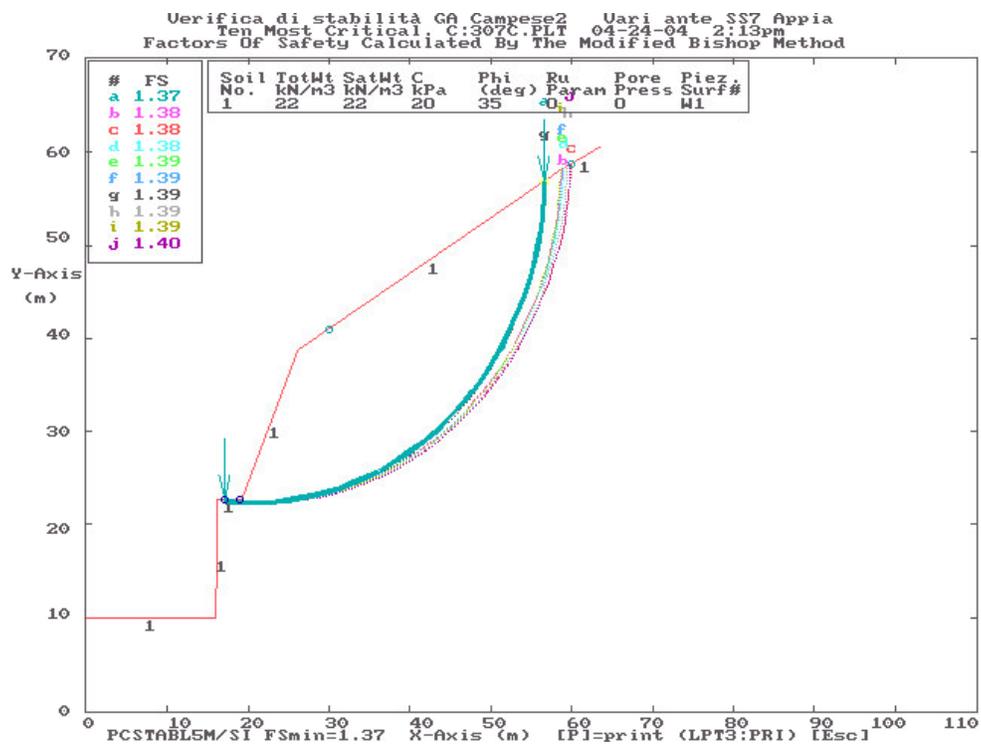


Figura 4

In definitiva la configurazione di progetto soddisfa i requisiti minimi di normativa nei confronti dell'equilibrio limite globale del sistema geotecnico struttura-terreno. Tutte le rimanenti sezioni a minore altezza risultano verificate con coefficienti di sicurezza maggiori a quelli sopra determinati. Per maggiori informazioni sulla metodologia di calcolo si rimanda all'Appendice E1. I tabulati di calcolo sono riportati in Appendice E2.

2. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI DELL'OPERA DI SOSTEGNO

2.1 Verifica dei tiranti

Per la determinazione delle tensioni ammissibili dei trefoli e per il coefficiente di sicurezza delle fondazioni dei tiranti si è fatto riferimento alle Raccomandazioni AICAP (maggio 1993), le quali prescrivono, per opere di carattere definitivo, quali quella in oggetto, un coefficiente minimo pari a 2.5.

Per la verifica delle tensioni nelle armature dei tiranti si considera una tensione ammissibile in accordo alle raccomandazioni AICAP (più restrittiva rispetto alla Normativa Tecnica Italiana).

2.1.1 Verifica dell'acciaio armonico

L'acciaio armonico che costituisce i trefoli ha le seguenti caratteristiche:

tensione di snervamento: $f_{p(1)k} = 1640$ MPa;

tensione di rottura: $f_{ptk} = 1855$ MPa;

I trefoli sono da 0.6" con una sezione nominale di 140 mm² ed un diametro nominale di 15.2 mm.

In accordo alle Raccomandazioni AICAP la tensione ammissibile per i trefoli d'armatura risulta essere:

$$\sigma_{amm} = 0.9 \cdot 0.6 \cdot f_{ptk} = 0.9 \cdot 0.6 \cdot 1855 = 1002 \text{ MPa}$$

Nella seguente tabella sono riassunte le tensioni nei trefoli sulla base delle forze ottenute dal calcolo:

Ordine	n. trefoli	N _Q	σ _Q	σ _{amm}
	[-]	[kN]	[MPa]	[MPa]
1°	6	798	950	1002
2°	6	798	950	1002
3°	7	931	950	1002
4°	7	931	950	1002

Dove:

N_Q tiro di esercizio del tirante

σ_Q tensione sul singolo trefolo

σ_{amm} tensione ammissibile sul singolo trefolo

2.1.2 Verifica della fondazione

La fondazione dei tiranti (La) sarà eseguita con iniezione di malta cementizia (ed additivi) ad alta pressione, con il metodo IRS (Iniezioni Ripetute e Selettive attraverso valvole disposte ad interasse non superiore a 0.75 m).

La perforazione ha diametro nominale: $Dp \geq 220$ mm per i tiranti a 6 e 7 trefoli.

In considerazione delle caratteristiche tecnologiche e dei terreni si valuta una tensione di adesione laterale limite fondazione-terreno:

$$\alpha\tau_{lim} = 350 \text{ kPa} \quad (\text{riferita al diametro nominale di perforazione}).$$

La portata ultima della fondazione vale:

$$N_{fu} = \pi \cdot Dp \cdot La \cdot \alpha\tau_{lim}$$

Il fattore di sicurezza risulta pertanto essere pari a:

$$FS = N_{fu} / NQ$$

La seguente tabella riassume i coefficienti di sicurezza ottenuti:

Ordine	La	Dp	N_{fu}	NQ	FS
	[m]	[mm]	[kN]	[kN]	[-]
1°	10	220	2419	798	3.03
2°	10	220	2419	798	3.03
3°	12	220	2903	931	3.12
4°	12	220	2903	931	3.12

La verifica è soddisfatta in quanto il coefficiente di sicurezza risulta per tutti i tiranti maggiore di 2.5.

2.2 Verifica delle travi di ripartizione

Le verifiche delle travi di ripartizione (acciaio tipo Fe510) sono state condotte alle tensioni ammissibili considerando come carico la pressione media fornita dai tiranti. Per il calcolo della pressione media si considera il 95% del tiro ammissibile dei tiranti.

Il momento di calcolo è assunto pari a:

$$M = p \cdot l_h^2 / 10$$

dove

N_Q = tiro di esercizio del tirante;

l_h = interasse orizzontale dei tiranti;

l_v = interasse verticale fra i livelli di tirantatura;

$p = N_Q/l_h$ = reazione di equilibrio al tiro del tirante [$F \cdot L^{-1}$].

Le verifiche dei profili metallici vengono svolte alle tensioni ammissibili:

$$\sigma = M / (n \cdot W) < \sigma_{amm}$$

dove

n = numero di profili che costituisce la trave

W = modulo resistente del singolo profilo.

La seguente tabella riassume le verifiche delle travi di ripartizione più sollecitate:

Ordine	n.trefoli	p	l_h	M	trave	n · W	σ
	[-]	[kN/m]	[m]	[kN·m]	[-]	[cm ³]	[MPa]
1°	6	332.5	2.4	192	2 HE 220 A	2 · 515	186
2°	6	332.5	2.4	192	2 HE 220 A	2 · 515	186
3°	7	388	2.4	195	2 HE 220 A	2 · 515	189
4	7	388	2.4	195	2 HE 220 A	2 · 515	189

Le tensioni sono verificate essendo sempre inferiori a 240 MPa.

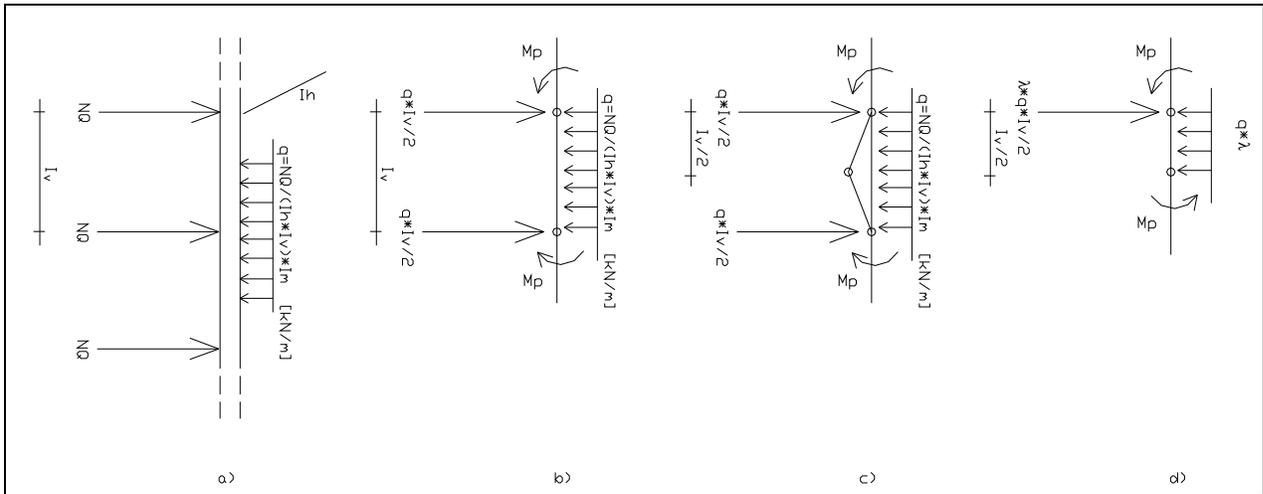
Per ulteriori dettagli sulla metodologia di verifica si rimanda all'Appendice E1.

2.3 Verifica dei micropali

La stabilità globale del complesso è assicurata dai tiranti e dalle travi di ripartizioni. Ai micropali è attribuita la funzione di stabilizzazione locale delle pareti di scavo e di ripartizione delle forze di placcaggio fornite dalla tirantatura. Per maggiori dettagli si rimanda all'Appendice E1.

Si adottano tubi aventi $D_e=139.7$ mm e spessore pari a 10.0 mm.

Le verifiche sono state condotte sulla base della pressione di contrasto trasmessa dai tiranti corrispondente al massimo sforzo di esercizio dei tiranti. Viene determinato il moltiplicatore di collasso che induce la formazione di 3 cerniere plastiche fra due livelli di tirantatura secondo lo schema seguente.



La seguente tabella riporta il calcolo della massima tensione sui micropali, nella zona maggiormente sollecitata:

Ordine	n.trefoli	l _h	l _v	l _m	N _Q	q	λ
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN / m]	[-]
2°	6	2.4	4.0	0.40	798	33.3	1.56
3°	7	2.4	3.0	0.40	931	51.7	1.79

essendo:

$$\lambda = (16 \cdot M_p) / (q \cdot l_v^2)$$

con

M_p = momento plastico della sezione del micropalo = 52.0 [kN · m] per σ_y = 355 MPa.

Come si può osservare, in tale configurazione di progetto, la struttura è dotata di sufficienti risorse in campo post-elastico (λ > 1).

APPENDICE H.1

Analisi di stabilità di paratie multitirantate Metodologie di calcolo

1.1 DIMENSIONAMENTO DI PARATIE DUTTILI CON MOLTI ORDINI DI TIRANTI

1.2 CRITERI DI PROGETTO

1.2.1 Progetto dei Tiranti

1.2.2 Progetto delle Travi di Ripartizione

1.2.3 Progetto dei micropali

1.1 DIMENSIONAMENTO DI PARATIE DUTTILI CON MOLTI ORDINI DI TIRANTI

Nel seguito si descrive la procedura adottata per il dimensionamento delle opere multitirantate a sostegno degli scavi. Tale approccio è valido per strutture duttili tipo paratie di micropali e travi di ripartizione in acciaio.

Il dimensionamento è organizzato secondo una gerarchia di resistenza ove i tiranti rappresentano gli elementi fondamentali per l'equilibrio delle spinte.

1.2 CRITERI DI PROGETTO

Gli elementi strutturali che devono essere dimensionati in un'opera di sostegno del terreno o dell'ammasso roccioso sono:

- 1) Tiranti;
- 2) Travi di ripartizione;
- 3) Micropali;

in ordine di importanza secondo la funzione che il singolo elemento strutturale svolge nei confronti delle spinte.

I tiranti sono gli elementi che assicurano la stabilità globale del sistema; costituiscono l'elemento strutturale più importante. In secondo luogo le travi orizzontali, costituiscono l'elemento di ripartizione del carico applicato dal tirante al pendio; infine i micropali che svolgono un ruolo relativo alla stabilizzazione ed al presidio di meccanismi locali.

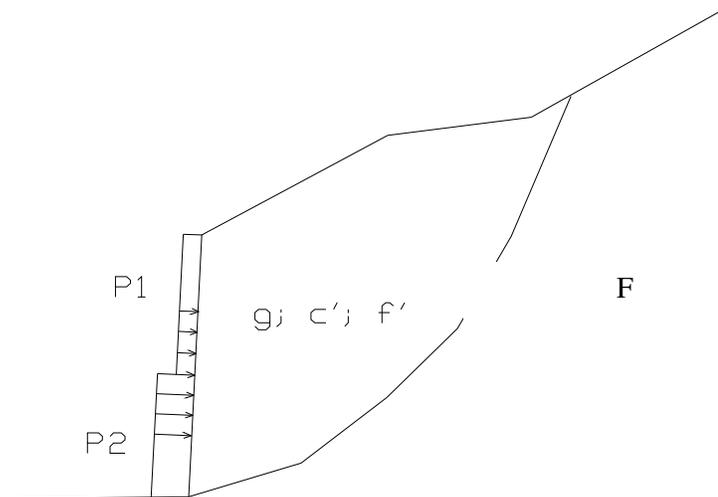
1.2.1 Progetto dei Tiranti

I tiranti sono dimensionati sulla base di considerazioni di equilibrio limite globale in funzione del carico necessario per avere un coefficiente minimo di sicurezza sulla superficie di scivolamento più critica maggiore di 1.0.

Dati i parametri geotecnici dell'ammasso, rappresentativi di condizioni geomeccaniche medie, si svolgono le verifiche di stabilità, per approssimazioni successive finché non si determina il valore del carico (P_i , applicato sul profilo di scavo) che soddisfi il coefficiente di sicurezza minimo. Tale carico rappresenta la forza che il sistema di tiranti deve applicare alla struttura per garantire la stabilità del profilo di scavo.

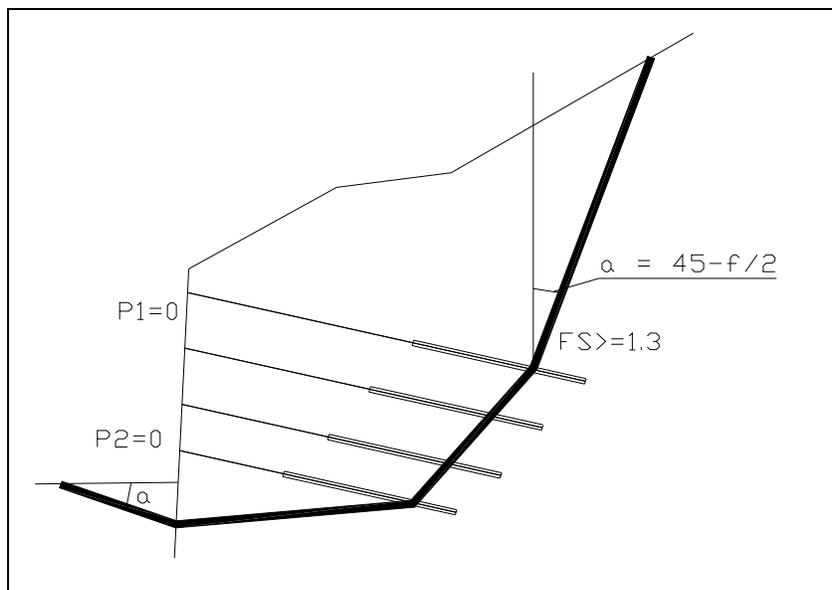
In questo tipo di analisi si considerano dei parametri rappresentativi delle condizioni medie dell'ammasso lungo la potenziale superficie di scivolamento individuata, che deve essere rappresentativa di un cinematiso ammissibile legato ai fenomeni di stabilità globale.

La seguente figura riporta schematicamente il procedimento di analisi:



Dai carichi P1 e P2 si determinano il numero dei tiranti, il numero di trefoli, interassi orizzontali e verticali, tenendo conto delle tensioni ammissibili sui materiali e dei coefficienti di sicurezza in fondazione in relazione alla tipologia di tirante (se provvisorio o definitivo).

Per verificare la lunghezza dei tiranti si esegue una verifica di stabilità globale su una superficie imposta secondo il seguente schema geometrico:

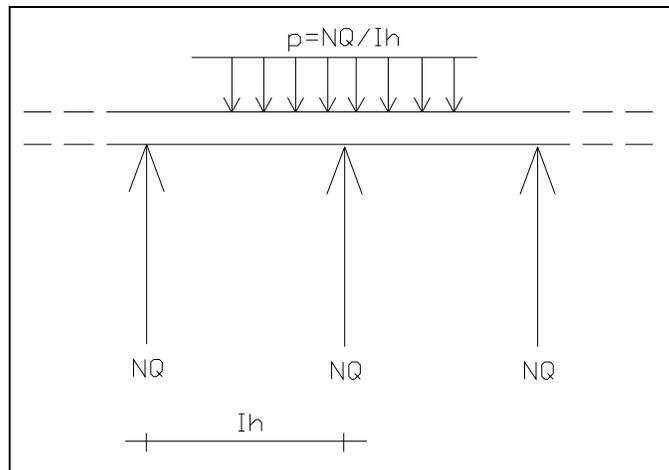


In prossimità della paratia, la superficie passa ad un profondità simile alla distanza tra il fondo scavo e l'ultimo tirante, mentre in prossimità delle fondazioni dei tiranti la superficie passa a $2/3 \div 3/4$ della lunghezza della fondazione. In questo caso non è applicato nessun carico sulla parete di scavo.

1.2.2 Progetto delle Travi di Ripartizione

Le sollecitazioni sulle travi di ripartizione vengono valutate considerando uno schema di trave continua soggetta ai carichi concentrati dei tiranti applicati secondo l'interasse orizzontale degli stessi; per equilibrio la trave subisce una reazione, considerata uniformemente distribuita.

Il seguente schema geometrico illustra le grandezze considerate nei calcoli:



dove:

N_Q = tiro di progetto dei tiranti (95% del tiro ammissibile);

I_h = interasse orizzontale dei tirante;

$p = N_Q / I_h$ = reazione di equilibrio al tiro del tirante.

Il momento flettente viene valutato attraverso la seguente relazione:

$$M = p \cdot I_h^2 / 10 = N_Q \cdot I_h / 10.$$

Le verifiche dei profili metallici vengono svolte alle tensioni ammissibili:

$$\sigma = M / (n \cdot W) < \sigma_{amm}$$

dove

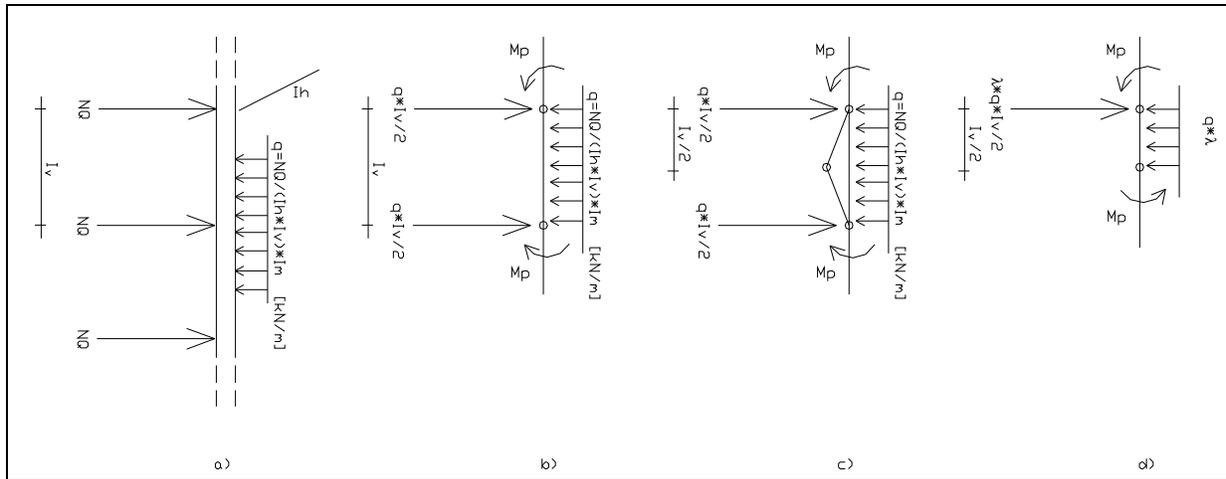
n = numero di profili che costituisce la trave.

W = modulo resistente del singolo profilo

Nella valutazione del momento flettente si tiene conto del comportamento duttile della trave e tale valore assume il significato di momento intermedio tra appoggio e campata.

1.2.3 Progetto dei micropali

I micropali hanno una funzione di stabilizzazione e presidio locale dell'ammasso. Le sollecitazioni vengono valutate considerando la pressione di reazione al carico trasmesso dal tirante secondo il seguente schema che rappresenta l'evoluzione del sistema dall'ambito elastico alla condizione di plasticizzazione mediante la successiva formazione di cerniere plastiche (vedi schemi a, b e c).



dove l_m è l'interasse dei micropali

Dall'equilibrio del tratto di trave incluso fra due cerniere plastiche (schema d) si ottiene:

$$\lambda = 16 \cdot M_p / (q \cdot l_v^2)$$

dove:

$$M_p = f_{y,d} \cdot Z = \text{momento plastico della sezione}$$

con:

$$f_{y,d} = f_y / 1.15; \text{ tensione di progetto}$$

$$Z = (De/3)^3 \cdot [1 - (1 - 2 \cdot t / De)^3]; \text{ modulo di resistenza plastico}$$

Il coefficiente λ assume il significato di moltiplicatore dei carichi che determina il raggiungimento della condizione di plasticizzazione (cerniere plastiche agli appoggi e in mezzeria).

La verifica viene considerata soddisfatta se si ottiene $\lambda \geq 1$.

APPENDICE H.2

**Analisi di stabilità globale
Tabulati di calcolo PCStabI5M**

Verifica della tirantatura

** PCSTABL5M **

by
Purdue University

1

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

Run Date: 04-20-04
Time of Run: 4:05pm
Run By: -
Input Data Filename: C:307.SI
Output Filename: C:307.OUT
Unit: SI
Plotted Output Filename: C:307.PLT

PROBLEM DESCRIPTION Verifica di stabilit... GA Campese2 Vari
ante SS7 Appia

BOUNDARY COORDINATES

6 Top Boundaries
6 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type Below Bnd
1	.00	10.00	16.00	10.00	1
2	16.00	10.00	16.10	22.60	1
3	16.10	22.60	19.10	22.60	1
4	19.10	22.60	26.10	38.60	1
5	26.10	38.60	58.50	58.00	1
6	58.50	58.00	63.50	60.50	1

1

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

1 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (KN/m3)	Saturated Unit Wt. (KN/m3)	Cohesion Intercept (KPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constant (KPa)	Piez. Surface No.
1	22.0	22.0	30.0	35.0	.00	.0	1

1

BOUNDARY LOAD(S)

1 Load(s) Specified

Load No.	X-Left (m)	X-Right (m)	Intensity (KPa)	Deflection (deg)
1	16.00	16.10	14400.0	89.0

NOTE - Intensity Is Specified As A Uniformly Distributed Force Acting On A Horizontally Projected Surface.

1

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

70 Trial Surfaces Have Been Generated.

70 Surfaces Initiate From Each Of 1 Points Equally Spaced Along The Ground Surface Between X = 16.00 m and X = 16.00 m

Each Surface Terminates Between X = 30.00 m and X = 45.00 m

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation At Which A Surface Extends Is Y = 5.00 m

2.00 m Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

1

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical First.

* * Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method * *

Failure Surface Specified By 26 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	16.00	10.02
2	17.53	11.31
3	19.03	12.63
4	20.50	13.99
5	21.94	15.37
6	23.35	16.79
7	24.73	18.24
8	26.08	19.71
9	27.40	21.21
10	28.69	22.75
11	29.94	24.30
12	31.16	25.89
13	32.35	27.50
14	33.50	29.13
15	34.62	30.79
16	35.70	32.48
17	36.74	34.18
18	37.75	35.91
19	38.72	37.66
20	39.66	39.43
21	40.55	41.21
22	41.41	43.02
23	42.23	44.85
24	43.01	46.69
25	43.75	48.54
26	44.05	49.35

Circle Center At X = -43.8 ; Y = 82.3 and Radius, 93.9

*** 1.188 ***

Individual data on the 28 slices

Slice No.	Width (m)	Weight (N)	Water Force		Tie Force		Earthquake Force			
			Top (N)	Bot (N)	Norm (N)	Tan (N)	Hor (N)	Ver (N)	Surcharge Load (N)	
1	.1	4183.1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	*****
2	1.4	113850.1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
3	1.5	106873.5	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
4	.1	4837.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
5	1.4	101783.2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
6	1.4	123407.3	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
7	1.4	138473.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
8	1.4	151807.9	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
9	1.4	163442.2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
10	.0	1899.1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
11	1.3	161899.4	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
12	1.3	153425.8	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
13	1.3	142910.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
14	1.2	132298.5	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
15	1.2	121635.2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
16	1.2	110966.2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
17	1.1	100338.1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
18	1.1	89797.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
19	1.0	79391.8	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
20	1.0	69167.3	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
21	1.0	59171.4	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
22	.9	49451.3	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
23	.9	40053.7	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
24	.9	31025.1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
25	.8	22412.1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
26	.8	14260.4	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
27	.7	6615.1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
28	.3	631.2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0

Failure Surface Specified By 26 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	16.00	10.02
2	17.41	11.44
3	18.80	12.88
4	20.17	14.34
5	21.51	15.81
6	22.84	17.31
7	24.14	18.83
8	25.42	20.36
9	26.68	21.92
10	27.92	23.49
11	29.14	25.08
12	30.33	26.68
13	31.50	28.31
14	32.64	29.95
15	33.76	31.60
16	34.86	33.28
17	35.93	34.96
18	36.98	36.67
19	38.01	38.38
20	39.01	40.12
21	39.98	41.86
22	40.93	43.62
23	41.85	45.40
24	42.75	47.18
25	43.62	48.98
26	43.70	49.14

Circle Center At X = -82.1 ; Y = 108.8 and Radius, 139.2

*** 1.193 ***

Verifica di stabilità in condizioni statiche

** PCSTABL5M **

by
Purdue University

1

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

Run Date: 04-20-04
Time of Run: 4:13pm
Run By: -
Input Data Filename: C:307A.SI
Output Filename: C:307A.OUT
Unit: SI
Plotted Output Filename: C:307A.PLT

PROBLEM DESCRIPTION Verifica di stabilit... GA Campese2 Vari
ante SS7 Appia

BOUNDARY COORDINATES

6 Top Boundaries
6 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type Below Bnd
1	.00	10.00	16.00	10.00	1
2	16.00	10.00	16.10	22.60	1
3	16.10	22.60	19.10	22.60	1
4	19.10	22.60	26.10	38.60	1
5	26.10	38.60	58.50	58.00	1
6	58.50	58.00	63.50	60.50	1

1

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

1 Type(s) of Soil

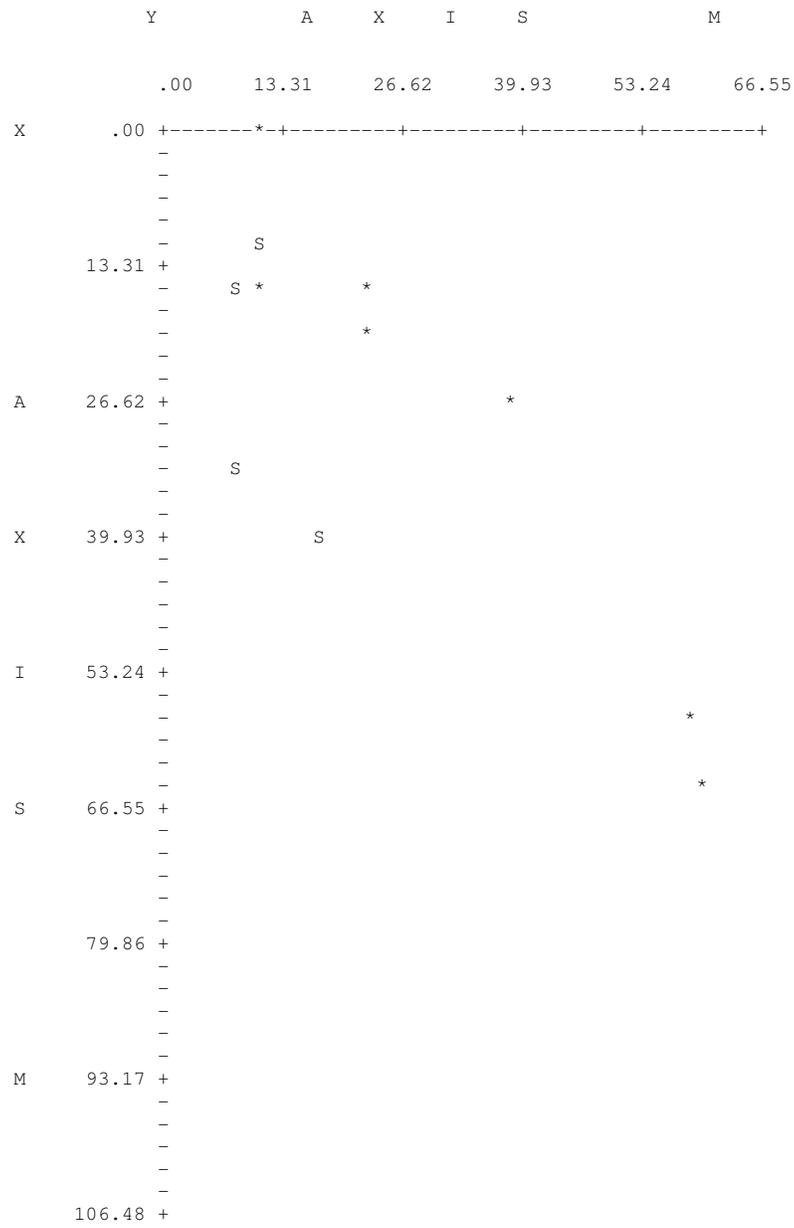
Soil Type No.	Total Unit Wt. (KN/m3)	Saturated Unit Wt. (KN/m3)	Cohesion Intercept (KPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constant (KPa)	Piez. Surface No.
1	22.0	22.0	40.0	35.0	.00	.0	1

1

Trial Failure Surface Specified By 5 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	11.00	10.00
2	16.00	7.50
3	34.00	8.50
4	40.50	17.50
5	58.50	58.00

Factor Of Safety For The Preceding Specified Surface = 1.387



Verifica di stabilità in condizioni sismiche

** PCSTABL5M **

by
Purdue University

1

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

Run Date: 04-20-04
Time of Run: 4:14pm
Run By: -
Input Data Filename: C:307B.SI
Output Filename: C:307B.OUT
Unit: SI
Plotted Output Filename: C:307B.PLT

PROBLEM DESCRIPTION Verifica di stabilit... GA Campese2 Vari
ante SS7 Appia

BOUNDARY COORDINATES

6 Top Boundaries
6 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type Below Bnd
1	.00	10.00	16.00	10.00	1
2	16.00	10.00	16.10	22.60	1
3	16.10	22.60	19.10	22.60	1
4	19.10	22.60	26.10	38.60	1
5	26.10	38.60	58.50	58.00	1
6	58.50	58.00	63.50	60.50	1

1

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

1 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (KN/m3)	Saturated Unit Wt. (KN/m3)	Cohesion Intercept (KPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constant (KPa)	Piez. Surface No.
1	22.0	22.0	50.0	35.0	.00	.0	1

A Horizontal Earthquake Loading Coefficient
Of .070 Has Been Assigned

A Vertical Earthquake Loading Coefficient
Of .000 Has Been Assigned

Cavitation Pressure = .0 (KPa)

1

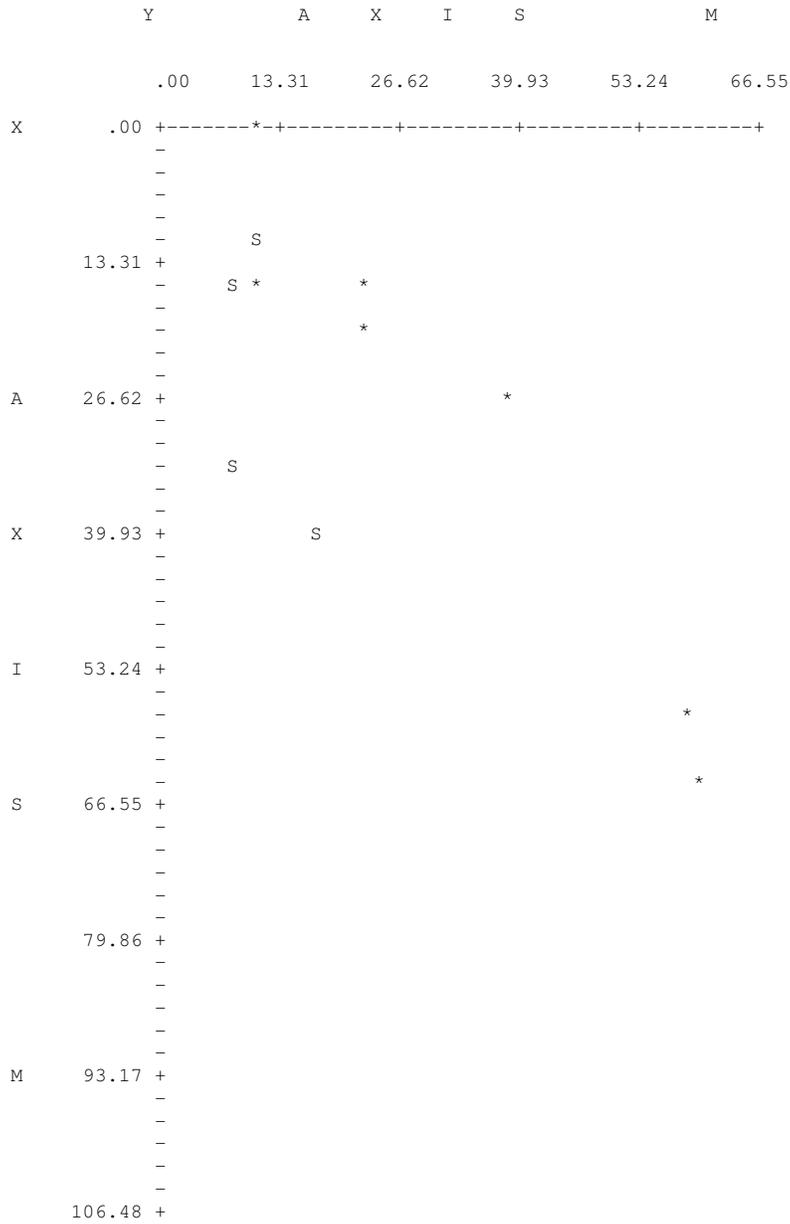
Trial Failure Surface Specified By 5 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
-----------	------------	------------

1	11.00	10.00
2	16.00	7.50
3	34.00	8.50
4	40.50	17.50
5	58.50	58.00

1

Factor Of Safety For The Preceding Specified Surface = 1.305



Verifica di stabilità in condizioni sismiche - zona chiodatura

** PCSTABL5M **

by
Purdue University

1

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

Run Date: 04-20-04
Time of Run: 4:20pm
Run By: -
Input Data Filename: C:307C.SI
Output Filename: C:307C.OUT
Unit: SI
Plotted Output Filename: C:307C.PLT

PROBLEM DESCRIPTION Verifica di stabilit... GA Campese2 Vari
ante SS7 Appia

BOUNDARY COORDINATES

6 Top Boundaries
6 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type Below Bnd
1	.00	10.00	16.00	10.00	1
2	16.00	10.00	16.10	22.60	1
3	16.10	22.60	19.10	22.60	1
4	19.10	22.60	26.10	38.60	1
5	26.10	38.60	58.50	58.00	1
6	58.50	58.00	63.50	60.50	1

1

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

1 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (KN/m3)	Saturated Unit Wt. (KN/m3)	Cohesion Intercept (KPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constant (KPa)	Piez. Surface No.
1	22.0	22.0	20.0	35.0	.00	.0	1

A Horizontal Earthquake Loading Coefficient
Of .070 Has Been Assigned

A Vertical Earthquake Loading Coefficient
Of .000 Has Been Assigned

Cavitation Pressure = .0 (KPa)

1

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random
Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

40 Trial Surfaces Have Been Generated.

20 Surfaces Initiate From Each Of 2 Points Equally Spaced

Along The Ground Surface Between X = 17.00 m
and X = 19.00 m

Each Surface Terminates Between X = 30.00 m
and X = 60.00 m

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation
At Which A Surface Extends Is Y = 1.00 m

2.00 m Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

1

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial
Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical
First.

* * Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method * *

Failure Surface Specified By 31 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	17.00	22.60
2	18.99	22.42
3	20.99	22.36
4	22.99	22.41
5	24.98	22.57
6	26.97	22.84
7	28.93	23.23
8	30.87	23.72
9	32.77	24.33
10	34.64	25.03
11	36.47	25.85
12	38.25	26.76
13	39.97	27.78
14	41.64	28.88
15	43.24	30.08
16	44.77	31.37
17	46.22	32.75
18	47.60	34.20
19	48.89	35.73
20	50.09	37.32
21	51.20	38.99
22	52.22	40.71
23	53.13	42.49
24	53.95	44.31
25	54.66	46.18
26	55.27	48.09
27	55.77	50.03
28	56.15	51.99
29	56.43	53.97
30	56.59	55.96
31	56.62	56.87

Circle Center At X = 21.1 ; Y = 57.9 and Radius, 35.5

*** 1.368 ***

Individual data on the 32 slices

Slice No.	Width (m)	Weight (N)	Water	Water	Tie	Tie	Earthquake		
			Force Top (N)	Force Bot (N)	Force Norm (N)	Force Tan (N)	Force Hor (N)	Force Ver (N)	Force Surcharge Load (N)
1	2.0	1175.4	.0	.0	.0	.0	82.3	.0	.0

2	.1	128.2	.0	.0	.0	.0	9.0	.0	.0
3	1.9	30069.7	.0	.0	.0	.0	2104.9	.0	.0
4	2.0	91473.8	.0	.0	.0	.0	6403.2	.0	.0
5	2.0	150791.0	.0	.0	.0	.0	10555.4	.0	.0
6	1.1	109801.4	.0	.0	.0	.0	7686.1	.0	.0
7	.9	93283.0	.0	.0	.0	.0	6529.8	.0	.0
8	2.0	219370.7	.0	.0	.0	.0	15355.9	.0	.0
9	1.9	226070.3	.0	.0	.0	.0	15824.9	.0	.0
10	1.9	230173.9	.0	.0	.0	.0	16112.2	.0	.0
11	1.9	231673.6	.0	.0	.0	.0	16217.1	.0	.0
12	1.8	230602.6	.0	.0	.0	.0	16142.2	.0	.0
13	1.8	227035.5	.0	.0	.0	.0	15892.5	.0	.0
14	1.7	221085.9	.0	.0	.0	.0	15476.0	.0	.0
15	1.7	212907.0	.0	.0	.0	.0	14903.5	.0	.0
16	1.6	202686.3	.0	.0	.0	.0	14188.0	.0	.0
17	1.5	190646.4	.0	.0	.0	.0	13345.2	.0	.0
18	1.5	177038.3	.0	.0	.0	.0	12392.7	.0	.0
19	1.4	162141.3	.0	.0	.0	.0	11349.9	.0	.0
20	1.3	146256.9	.0	.0	.0	.0	10238.0	.0	.0
21	1.2	129704.4	.0	.0	.0	.0	9079.3	.0	.0
22	1.1	112820.1	.0	.0	.0	.0	7897.4	.0	.0
23	1.0	95946.3	.0	.0	.0	.0	6716.2	.0	.0
24	.9	79433.4	.0	.0	.0	.0	5560.3	.0	.0
25	.8	63629.3	.0	.0	.0	.0	4454.0	.0	.0
26	.7	48878.8	.0	.0	.0	.0	3421.5	.0	.0
27	.6	35515.9	.0	.0	.0	.0	2486.1	.0	.0
28	.5	23861.0	.0	.0	.0	.0	1670.3	.0	.0
29	.4	14214.7	.0	.0	.0	.0	995.0	.0	.0
30	.3	6855.5	.0	.0	.0	.0	479.9	.0	.0
31	.2	2033.9	.0	.0	.0	.0	142.4	.0	.0
32	.0	71.3	.0	.0	.0	.0	5.0	.0	.0

Failure Surface Specified By 32 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	17.00	22.60
2	18.99	22.41
3	20.99	22.33
4	22.99	22.36
5	24.99	22.49
6	26.97	22.73
7	28.94	23.08
8	30.89	23.53
9	32.81	24.08
10	34.70	24.74
11	36.55	25.50
12	38.36	26.35
13	40.12	27.30
14	41.83	28.34
15	43.47	29.48
16	45.06	30.70
17	46.58	32.00
18	48.02	33.38
19	49.39	34.84
20	50.68	36.37
21	51.89	37.96
22	53.00	39.62
23	54.03	41.34
24	54.97	43.10
25	55.81	44.92
26	56.55	46.78
27	57.19	48.67
28	57.73	50.60
29	58.16	52.55
30	58.49	54.52
31	58.71	56.51
32	58.81	58.15

Circle Center At X = 21.5 ; Y = 59.7 and Radius, 37.3
 *** 1.378 ***

APPENCICE I

Analisi di stabilità dei rilevati.

Metodologia di analisi.

Elaborati di calcolo STABL.

Valutazione cedimenti dei rilevati.

Metodologia di analisi.

Elaborati di calcolo CED.

Analisi di stabilità globale dei rilevati

Le verifiche di stabilità globale sono state svolte con il metodo dell'equilibrio limite per due sezioni rappresentative delle situazioni più critiche fra i rilevati individuati: sezione n. 281 e sezione n. 320.

Il calcolo è stato eseguito con le seguenti ipotesi:

- in condizioni statiche con un sovraccarico $q = 20$ kPa uniformemente distribuito sulla massicciata;
- in condizioni sismiche con azione sismica convenzionale per le zone 2a categoria ($a_h=0.07 \cdot g$) e con un sovraccarico $q = 10$ kPa uniformemente distribuito sulla massicciata.

Le analisi di stabilità sono state condotte mediante il programma STABL5M [1988] facendo riferimento al metodo di Bishop semplificato [1955]. Data la geometria della sezione ed i parametri geomeccanici del terreno, il codice di calcolo permette di ricercare il minimo del coefficiente di sicurezza utilizzando superfici di forma qualsiasi.

Il criterio di rottura adottato è quello classico di Mohr-Coulomb.

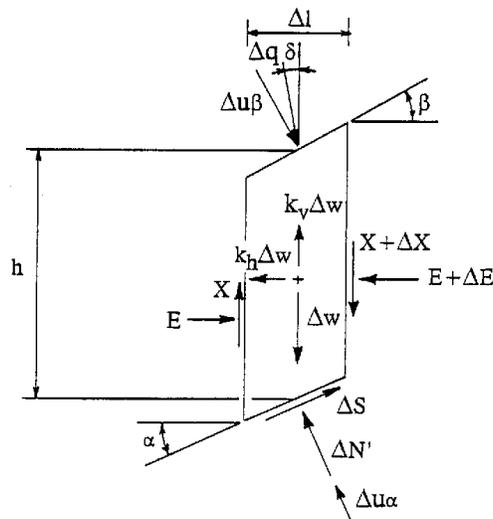
Il valore che si ottiene del coefficiente di sicurezza rappresenta il rapporto fra la resistenza totale al taglio disponibile lungo la superficie di rottura e la forza totale di taglio mobilizzata lungo la stessa superficie.

Il metodo opera nell'ipotesi di stato piano di deformazione. Si può ragionevolmente ritenere che i fattori di sicurezza reali siano maggiori di quelli teorici valutati, tenuto conto dell'effetto tridimensionale. Nella figura 1 si riportano le forze che determinano l'equilibrio del concio elementare.

Nella seguente tabella si riassumono i risultati delle analisi eseguite per le sezioni di calcolo considerate; nelle pagine seguenti si riportano le figure con le superfici di scorrimento più critiche ed i tabulati di calcolo completi.

Tabella 1 – Analisi di stabilità rilevati

Sezione	condizione statica drenata	condizione statica non drenata	condizione sismica
Sez. 181	FS = 1.52 > 1.30	FS = 2.39 > 1.30	FS = 2.35 > 1.30
Sez. 230	FS = 1.50 > 1.30	FS = 1.47 > 1.30	FS = 1.48 > 1.30



ove:

- h = altezza media del concio
- Δl = larghezza del concio
- α, β = inclinazione delle superfici inferiore e superiore rispetto all'orizzontale
- Δq = risultante dei carichi distribuiti sulla superficie inclinati di un angolo qualsiasi δ rispetto alla verticale
- $\Delta u_\alpha, \Delta u_\beta$ = risultanti della pressione neutra sulle facce inferiore e superiore
- Δw = peso totale del concio
- X = azione di taglio verticale tra i concii
- ΔX = incremento dell'azione tagliante verticale
- E = forza orizzontale agente sulla superficie verticale del concio
- ΔE = incremento della forza orizzontale
- k_h, k_v = coefficienti moltiplicatori del peso Δw per tener conto di eventuali sollecitazioni sismiche orizzontali e verticali
- S = risultante delle azioni tangenziali agenti alla base del concio
- N' = sforzo normale agente alla base

Programma STABL - Forze agenti sul concio di terreno

Figura 1

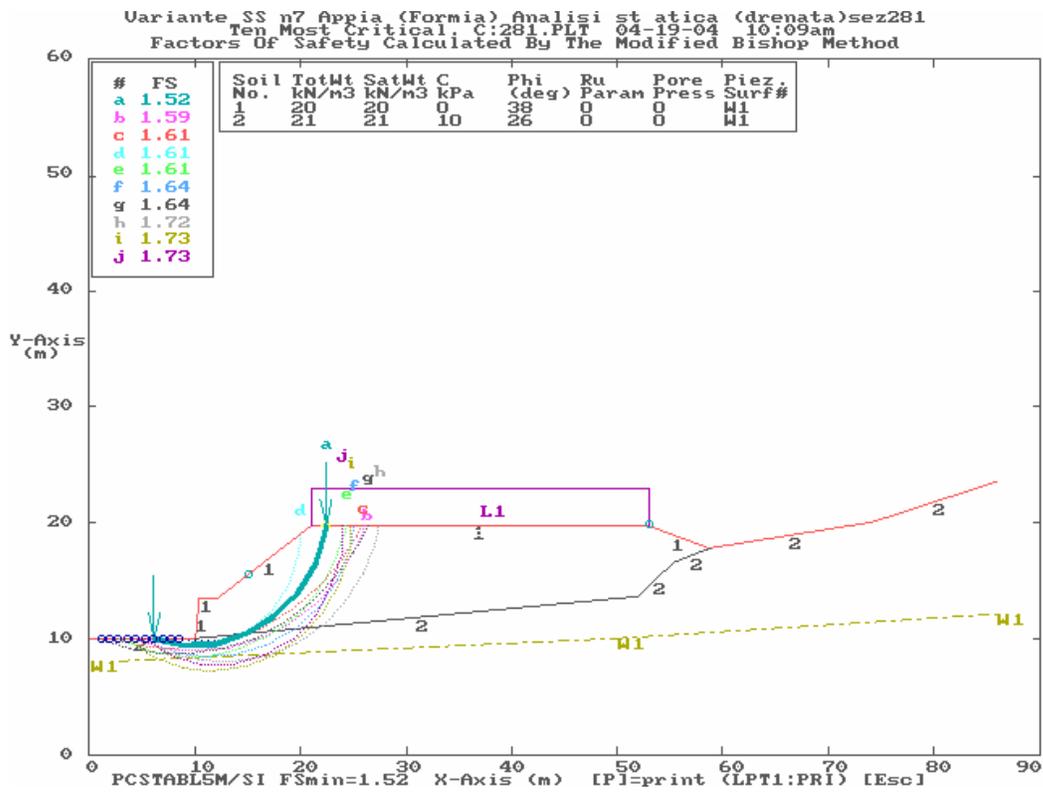


Figura 2 – Analisi statica drenata (sezione 281)

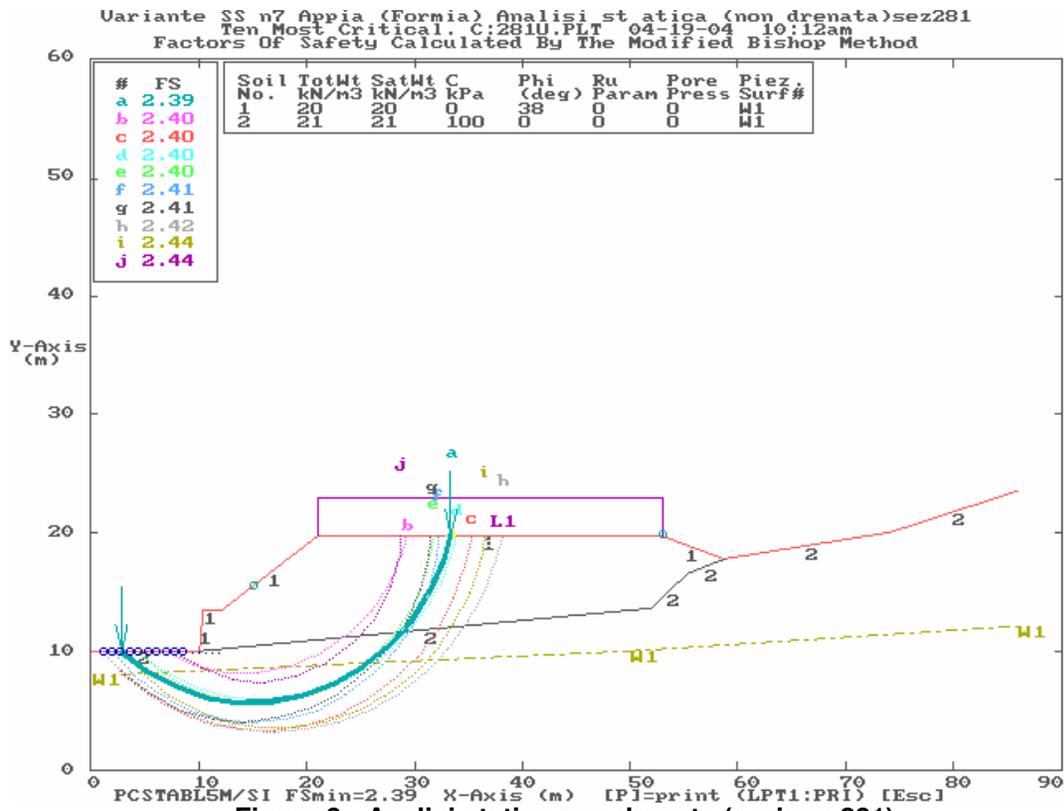


Figura 3 - Analisi statica non drenata (sezione 281)

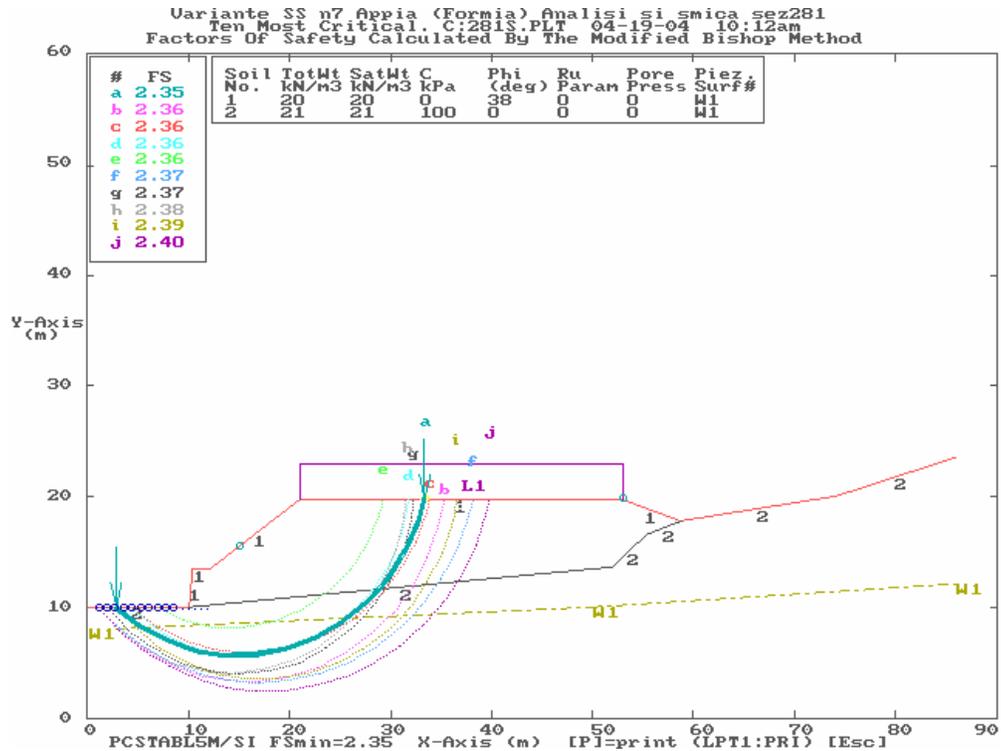


Figura 4 - Analisi sismica (sezione 281)

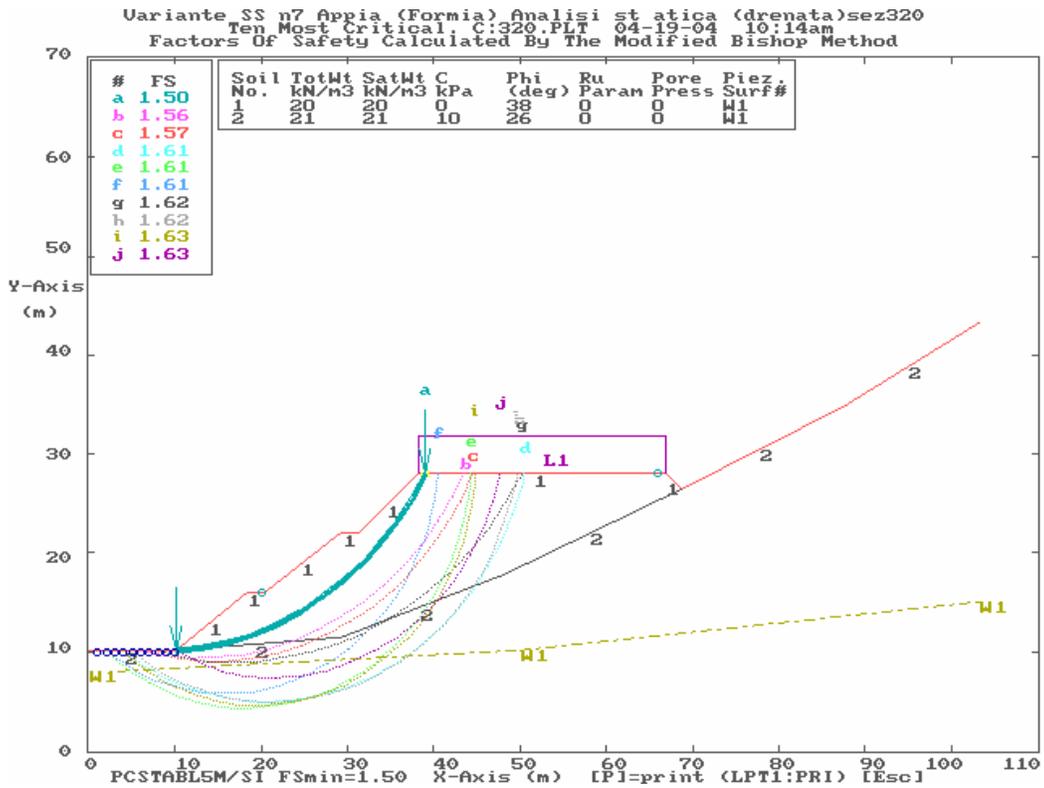


Figura 5 - Analisi statica drenata (sezione 320)

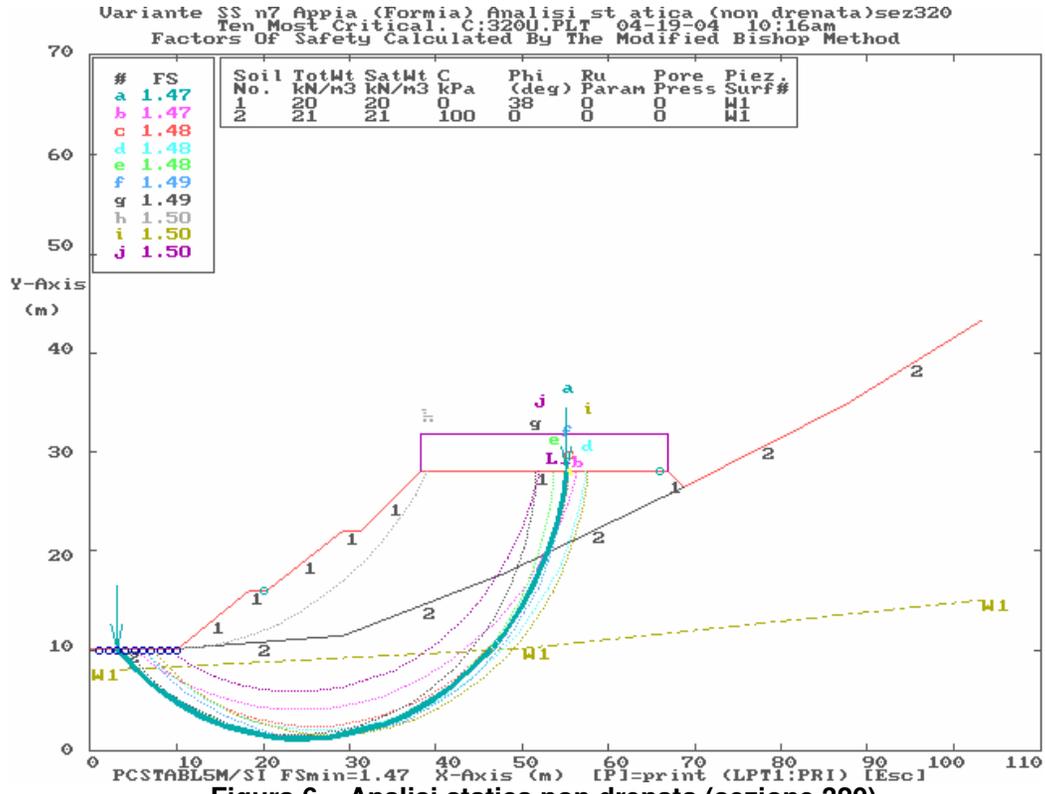


Figure 6 – Analisi statica non drenata (sezione 320)

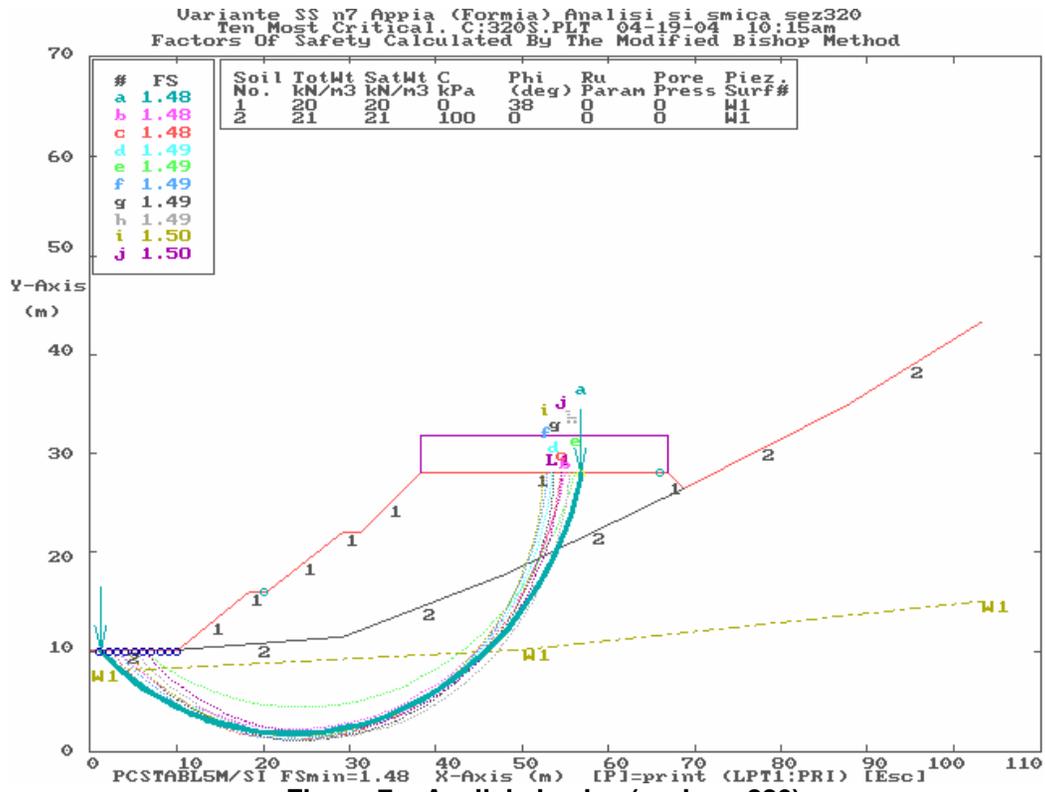


Figure 7 – Analisi sismica (sezione 320)

Analisi statica drenata (sezione 281)

** PCSTABLESM **
by
Purdue University

1

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

Run Date: 04-19-04
Time of Run: 10:09am
Run By:
Input Data Filename: C:281.SI
Output Filename: C:281.OUT
Unit: SI
Plotted Output Filename: C:281.PLT

PROBLEM DESCRIPTION Variante SS n7 Appia (Formia) Analisi statica (drenata) sez281

BOUNDARY COORDINATES

8 Top Boundaries
11 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type Below	End
1	.00	10.00	10.00	10.00	2	
2	10.00	10.00	10.20	13.40	1	
3	10.20	13.40	12.00	13.40	1	
4	12.00	13.40	21.00	19.80	1	
5	21.00	19.80	53.00	19.80	1	
6	53.00	19.80	58.80	17.70	1	
7	58.80	17.70	74.20	20.00	2	
8	74.20	20.00	86.00	23.50	2	
9	10.00	10.00	52.00	13.50	2	
10	52.00	13.50	55.40	16.50	2	
11	55.40	16.50	58.80	17.70	2	

1

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

Soil Type No.	Total Unit Wt. (KN/m3)	Saturated Unit Wt. (KN/m3)	Cohesion Intercept (KPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param. (KPa)	Pressure Constant (KPa)	Piez. Surface No.
1	20.0	20.0	.0	38.0	.00	.0	1
2	21.0	21.0	10.0	26.0	.00	.0	1

1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 10.00

Piezometric Surface No. 1 Specified by 3 Coordinate Points

Point No.	X-Water (m)	Y-Water (m)
1	.00	8.00
2	50.00	10.00
3	86.00	12.00

1

BOUNDARY LOAD(S)

1 Load(s) Specified

Load No.	X-Left (m)	X-Right (m)	Intensity (KPa)	Deflection (deg)
1	21.00	53.00	20.0	.0

NOTE - Intensity Is Specified As A Uniformly Distributed Force Acting On A Horizontally Projected Surface.

1

Searching Routine Will Be Limited To An Area Defined By 1 Boundaries Of Which The First 0 Boundaries Will Deflect Surfaces Upward

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)
1	9.40	9.80	12.00	9.80

1

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

100 Trial Surfaces Have Been Generated.

10 Surfaces Initiate From Each Of 10 Points Equally Spaced Along The Ground Surface Between X = 1.00 m and X = 8.50 m

Each Surface Terminates Between X = 15.00 m and X = 53.00 m

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation
At Which A Surface Extends Is Y = 1.00 m

3.00 m Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

1

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial
Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical
First.

* * Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method * *

Failure Surface Specified By 9 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	6.00	10.00
2	8.94	9.40
3	11.94	9.51
4	14.83	10.33
5	17.44	11.80
6	19.63	13.84
7	21.29	16.35
8	22.30	19.17
9	22.37	19.80

Circle Center At X = 10.0 ; Y = 22.0 and Radius, 12.6

*** 1.516 ***

Individual data on the 13 slices

Slice No.	Width (m)	Weight (N)	Water Force Top (N)	Water Force Bot (N)	Tie Force Norm (N)	Tie Force Tan (N)	Earthquake Force Hor (N)	Earthquake Force Ver (N)	Surcharge Load (N)
1	2.9	5632.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
2	1.1	3930.2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
3	.2	2784.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
4	1.7	41848.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
5	.1	1484.1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
6	2.8	77411.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
7	.2	4968.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
8	2.5	79148.9	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
9	2.2	69954.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
10	1.4	36928.9	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
11	.3	6384.8	.0	.0	.0	.0	.0	.0	1740.0
12	1.0	12624.2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	6184.2
13	.1	130.1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	413.1

Failure Surface Specified By 10 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	4.33	10.00
2	7.22	9.18
3	10.21	8.89
4	13.20	9.13
5	16.10	9.90
6	18.82	11.16
7	21.27	12.88
8	23.39	15.02
9	25.09	17.49
10	26.14	19.80

Circle Center At X = 10.4 ; Y = 25.8 and Radius, 16.9

*** 1.587 ***

1

Failure Surface Specified By 11 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	1.83	10.00
2	4.76	9.33
3	7.75	9.09
4	10.74	9.29
5	13.67	9.93
6	16.48	10.99
7	19.10	12.45
8	21.48	14.28
9	23.56	16.44
10	25.31	18.88
11	25.78	19.80

Circle Center At X = 7.9 ; Y = 29.5 and Radius, 20.4

*** 1.610 ***

Analisi statica non drenata (sezione 281)

** PCSTABL5M **

by
Purdue University

1

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

Run Date: 04-19-04
Time of Run: 10:12am
Run By:
Input Data Filename: C:281U.SI
Output Filename: C:281U.OUT
Unit: SI
Plotted Output Filename: C:281U.PLT

PROBLEM DESCRIPTION Variante SS n7 Appia (Formia) Analisi statica (non drenata)sez281

BOUNDARY COORDINATES

8 Top Boundaries
11 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type Below Bnd
1	.00	10.00	10.00	10.00	2
2	10.00	10.00	10.20	13.40	1
3	10.20	13.40	12.00	13.40	1
4	12.00	13.40	21.00	19.80	1
5	21.00	19.80	53.00	19.80	1
6	53.00	19.80	58.80	17.70	1
7	58.80	17.70	74.20	20.00	2
8	74.20	20.00	86.00	23.50	2
9	10.00	10.00	52.00	13.50	2
10	52.00	13.50	55.40	16.50	2
11	55.40	16.50	58.80	17.70	2

1

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

2 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (KN/m3)	Saturated Unit Wt. (KN/m3)	Cohesion Intercept (KPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constant (KPa)	Piez. Surface No.
1	20.0	20.0	.0	38.0	.00	.0	1
2	21.0	21.0	100.0	.0	.00	.0	1

1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 10.00

Piezometric Surface No. 1 Specified by 3 Coordinate Points

Point No.	X-Water (m)	Y-Water (m)
1	.00	8.00
2	50.00	10.00
3	86.00	12.00

1

BOUNDARY LOAD(S)

1 Load(s) Specified

Load No.	X-Left (m)	X-Right (m)	Intensity (KPa)	Deflection (deg)
1	21.00	53.00	20.0	.0

NOTE - Intensity Is Specified As A Uniformly Distributed Force Acting On A Horizontally Projected Surface.

1

Searching Routine Will Be Limited To An Area Defined By 1 Boundaries Of Which The First 0 Boundaries Will Deflect Surfaces Upward

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)
1	9.40	9.80	12.00	9.80

1

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

100 Trial Surfaces Have Been Generated.

10 Surfaces Initiate From Each Of 10 Points Equally Spaced Along The Ground Surface Between X = 1.00 m and X = 8.50 m

Each Surface Terminates Between X = 15.00 m and X = 53.00 m

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation At Which A Surface Extends Is Y = 1.00 m

3.00 m Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

1

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical First.

* * Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method * *

Failure Surface Specified By 14 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	2.67	10.00
2	5.12	8.27
3	7.80	6.94
4	10.67	6.05
5	13.64	5.62
6	16.64	5.65
7	19.59	6.16
8	22.44	7.13
9	25.09	8.53
10	27.49	10.32
11	29.58	12.48
12	31.31	14.93
13	32.63	17.62
14	33.31	19.80

Circle Center At X = 14.9 ; Y = 24.6 and Radius, 19.0

*** 2.388 ***

Individual data on the 20 slices

Slice No.	Width (m)	Weight (N)	Water Force		Tie Force Norm (N)	Tie Force Tan (N)	Earthquake Force		Surcharge Load (N)
			Top (N)	Bot (N)			Hor (N)	Ver (N)	
1	2.4	13583.5	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
2	.1	1303.2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
3	2.6	39979.3	.0	6009.6	.0	.0	.0	.0	.0
4	2.2	47822.6	.0	12320.9	.0	.0	.0	.0	.0
5	.2	6906.8	.0	1390.7	.0	.0	.0	.0	.0
6	.5	21395.0	.0	3440.4	.0	.0	.0	.0	.0
7	1.3	62108.9	.0	10250.0	.0	.0	.0	.0	.0
8	1.6	84617.4	.0	14007.6	.0	.0	.0	.0	.0
9	3.0	187170.8	.0	27138.8	.0	.0	.0	.0	.0
10	3.0	217683.2	.0	25724.5	.0	.0	.0	.0	.0
11	1.4	112400.2	.0	10892.9	.0	.0	.0	.0	.0
12	1.4	114759.9	.0	9156.6	.0	.0	.0	.0	8748.1
13	2.7	196363.7	.0	10254.1	.0	.0	.0	.0	16179.5
14	.7	45688.3	.0	608.9	.0	.0	.0	.0	4099.3
15	1.7	107628.4	.0	.0	.0	.0	.0	.0	10544.7
16	1.2	64924.1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	7306.0
17	.9	42345.3	.0	.0	.0	.0	.0	.0	5441.0
18	1.7	64238.5	.0	.0	.0	.0	.0	.0	10535.2
19	1.3	28425.4	.0	.0	.0	.0	.0	.0	8063.2
20	.7	4466.5	.0	.0	.0	.0	.0	.0	4099.3

Failure Surface Specified By 11 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	6.83	10.00
2	9.59	8.82
3	12.53	8.20
4	15.53	8.16
5	18.48	8.69
6	21.27	9.79
7	23.80	11.41
8	25.96	13.48
9	27.69	15.94
10	28.91	18.68
11	29.16	19.80

Circle Center At X = 14.2 ; Y = 23.6 and Radius, 15.4

*** 2.395 ***

Analisi sismica (sezione 281)

** PCSTABL5M **

by
Purdue University

1

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

Run Date: 04-19-04
Time of Run: 10:12am
Run By:
Input Data Filename: C:281S.SI
Output Filename: C:281S.OUT
Unit: SI
Plotted Output Filename: C:281S.PLT

PROBLEM DESCRIPTION Variante SS n7 Appia (Formia) Analisi si
mica sez281

BOUNDARY COORDINATES

8 Top Boundaries
11 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type Below Bnd
1	.00	10.00	10.00	10.00	2
2	10.00	10.00	10.20	13.40	1
3	10.20	13.40	12.00	13.40	1
4	12.00	13.40	21.00	19.80	1
5	21.00	19.80	53.00	19.80	1
6	53.00	19.80	58.80	17.70	1
7	58.80	17.70	74.20	20.00	2
8	74.20	20.00	86.00	23.50	2
9	10.00	10.00	52.00	13.50	2
10	52.00	13.50	55.40	16.50	2
11	55.40	16.50	58.80	17.70	2

1

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

2 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (KN/m3)	Saturated Unit Wt. (KN/m3)	Cohesion Intercept (KPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constant (KPa)	Piez. Surface No.
1	20.0	20.0	.0	38.0	.00	.0	1
2	21.0	21.0	100.0	.0	.00	.0	1

1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 10.00

Piezometric Surface No. 1 Specified by 3 Coordinate Points

Point No.	X-Water (m)	Y-Water (m)
1	.00	8.00
2	50.00	10.00
3	86.00	12.00

1

BOUNDARY LOAD(S)

1 Load(s) Specified

Load No.	X-Left (m)	X-Right (m)	Intensity (KPa)	Deflection (deg)
1	21.00	53.00	20.0	.0

NOTE - Intensity Is Specified As A Uniformly Distributed Force Acting On A Horizontally Projected Surface.

A Horizontal Earthquake Loading Coefficient Of .007 Has Been Assigned

A Vertical Earthquake Loading Coefficient Of .000 Has Been Assigned

Cavitation Pressure = .0 (KPa)

1

Searching Routine Will Be Limited To An Area Defined By 1 Boundaries Of Which The First 0 Boundaries Will Deflect Surfaces Upward

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)
1	9.40	9.80	12.00	9.80

1

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

100 Trial Surfaces Have Been Generated.

10 Surfaces Initiate From Each Of 10 Points Equally Spaced Along The Ground Surface Between X = 1.00 m and X = 8.50 m

Each Surface Terminates Between X = 15.00 m and X = 53.00 m

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation At Which A Surface Extends Is Y = 1.00 m

3.00 m Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

1

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical First.

* * Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method * * Failure Surface Specified By 14 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	2.67	10.00
2	5.12	8.27
3	7.80	6.94
4	10.67	6.05
5	13.64	5.62
6	16.64	5.65
7	19.59	6.16
8	22.44	7.13
9	25.09	8.53
10	27.49	10.32
11	29.58	12.48
12	31.31	14.93
13	32.63	17.62
14	33.31	19.80

Circle Center At X = 14.9 ; Y = 24.6 and Radius, 19.0
*** 2.350 ***

Individual data on the 20 slices

Slice No.	Width (m)	Weight (N)	Water Force		Tie Force		Earthquake Force		Surcharge Load (N)
			Top (N)	Bot (N)	Norm (N)	Tan (N)	Hor (N)	Ver (N)	
1	2.4	13583.5	.0	.0	.0	.0	95.1	.0	.0
2	.1	1303.2	.0	.0	.0	.0	9.1	.0	.0
3	2.6	39979.3	.0	6009.6	.0	.0	279.9	.0	.0
4	2.2	47822.6	.0	12320.9	.0	.0	334.8	.0	.0
5	.2	6906.8	.0	1390.7	.0	.0	48.3	.0	.0
6	.5	21395.0	.0	3440.4	.0	.0	149.8	.0	.0
7	1.3	62108.9	.0	10250.0	.0	.0	434.8	.0	.0
8	1.6	84617.4	.0	14007.6	.0	.0	592.3	.0	.0
9	3.0	187170.8	.0	27138.8	.0	.0	1310.2	.0	.0
10	3.0	217683.2	.0	25724.5	.0	.0	1523.8	.0	.0
11	1.4	112400.2	.0	10892.9	.0	.0	786.8	.0	.0
12	1.4	114759.9	.0	9156.6	.0	.0	803.3	.0	8748.1
13	2.7	196363.7	.0	10254.1	.0	.0	1374.5	.0	16179.5
14	.7	45688.3	.0	608.9	.0	.0	319.8	.0	4099.3
15	1.7	107628.4	.0	.0	.0	.0	753.4	.0	10544.7
16	1.2	64924.1	.0	.0	.0	.0	454.5	.0	7306.0
17	.9	42345.3	.0	.0	.0	.0	296.4	.0	5441.0
18	1.7	64238.5	.0	.0	.0	.0	449.7	.0	10535.2
19	1.3	28425.4	.0	.0	.0	.0	199.0	.0	8063.2
20	.7	4466.5	.0	.0	.0	.0	31.3	.0	4099.3

Failure Surface Specified By 16 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	1.00	10.00
2	3.13	7.89
3	5.56	6.13
4	8.23	4.76
5	11.07	3.81
6	14.03	3.30
7	17.03	3.25
8	20.00	3.66
9	22.88	4.52
10	25.59	5.80
11	28.07	7.48
12	30.27	9.53
13	32.14	11.88
14	33.62	14.48
15	34.69	17.29
16	35.23	19.80

Circle Center At X = 15.8 ; Y = 22.8 and Radius, 19.6
*** 2.356 ***

Analisi statica drenata (sezione 320)

** PCSTABL5M **

by
Purdue University

1

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

Run Date: 04-19-04
Time of Run: 10:14am
Run By:
Input Data Filename: C:320.SI
Output Filename: C:320.OUT
Unit: SI
Plotted Output Filename: C:320.PLT

PROBLEM DESCRIPTION Variante SS n7 Appia (Formia) Analisi statica (drenata) sez320

BOUNDARY COORDINATES

10 Top Boundaries
13 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type Below Bnd
1	.00	10.00	10.00	10.00	2
2	10.00	10.00	18.34	16.00	1
3	18.34	16.00	20.34	16.00	1
4	20.34	16.00	29.30	22.00	1
5	29.30	22.00	31.30	22.00	1
6	31.30	22.00	38.26	28.00	1
7	38.26	28.00	66.76	28.00	1
8	66.76	28.00	68.74	26.40	1
9	68.74	26.40	87.60	34.80	2
10	87.60	34.80	103.20	43.20	2
11	10.00	10.00	29.30	11.40	2
12	29.30	11.40	48.30	17.80	2
13	48.30	17.80	68.74	26.40	2

1

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

2 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (KN/m3)	Saturated Unit Wt. (KN/m3)	Cohesion Intercept (KPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param. (KPa)	Pressure Constant (KPa)	Piez. Surface No.
1	20.0	20.0	.0	38.0	.00	.0	1
2	21.0	21.0	10.0	26.0	.00	.0	1

1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 10.00

Piezometric Surface No. 1 Specified by 3 Coordinate Points

Point No.	X-Water (m)	Y-Water (m)
1	.00	8.00
2	50.00	10.00
3	103.20	15.00

1

BOUNDARY LOAD(S)

1 Load(s) Specified

Load No.	X-Left (m)	X-Right (m)	Intensity (KPa)	Deflection (deg)
1	38.26	66.76	20.0	.0

NOTE - Intensity Is Specified As A Uniformly Distributed Force Acting On A Horizontally Projected Surface.

1

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

100 Trial Surfaces Have Been Generated.

10 Surfaces Initiate From Each Of 10 Points Equally Spaced Along The Ground Surface Between X = 1.00 m and X = 10.00 m
Each Surface Terminates Between X = 20.00 m and X = 66.00 m

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation At Which A Surface Extends Is Y = 1.00 m

3.00 m Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

1 Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical First.

* * Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method * *

Failure Surface Specified By 13 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	10.00	10.00
2	12.99	10.30
3	15.94	10.84
4	18.83	11.64
5	21.65	12.67
6	24.37	13.93
7	26.97	15.42
8	29.44	17.12
9	31.76	19.02
10	33.91	21.12
11	35.88	23.38
12	37.65	25.80
13	39.00	28.00

Circle Center At X = 8.0 ; Y = 45.7 and Radius, 35.7

*** 1.497 ***
Individual data on the 17 slices

Slice No.	Width (m)	Weight (N)	Water Force		Tie Force Norm (N)	Tie Force Tan (N)	Earthquake Force		Surcharge Load (N)
			Top (N)	Bot (N)			Hor (N)	Ver (N)	
1	3.0	16838.5	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
2	2.9	47444.5	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
3	2.4	58083.3	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
4	.5	13205.1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
5	1.5	37655.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
6	1.3	31911.8	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
7	2.7	74388.1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
8	2.6	77681.2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
9	2.3	70956.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
10	.1	4260.5	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
11	1.9	46621.9	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
12	.5	9455.2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
13	2.2	42690.7	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
14	2.0	34243.8	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
15	1.8	22933.4	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
16	.6	5332.1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
17	.7	2699.3	.0	.0	.0	.0	.0	.0	4480.9

Failure Surface Specified By 16 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	6.00	10.00
2	8.96	9.54
3	11.96	9.34
4	14.96	9.40
5	17.94	9.72
6	20.88	10.29
7	23.77	11.13
8	26.57	12.20
9	29.26	13.52
10	31.83	15.07
11	34.26	16.83
12	36.52	18.80
13	38.61	20.96
14	40.50	23.29
15	42.18	25.77
16	43.41	28.00

Circle Center At X = 12.8 ; Y = 43.8 and Radius, 34.5

*** 1.558 ***

1

Failure Surface Specified By 17 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	7.00	10.00
2	9.94	9.42
3	12.93	9.12
4	15.93	9.09
5	18.92	9.33
6	21.87	9.85
7	24.77	10.63
8	27.58	11.68
9	30.29	12.97
10	32.86	14.51
11	35.28	16.28
12	37.53	18.27
13	39.60	20.45
14	41.45	22.81
15	43.08	25.33
16	44.47	27.98
17	44.47	28.00

Circle Center At X = 14.8 ; Y = 41.8 and Radius, 32.8

*** 1.572 ***

Analisi statica non drenata (sezione 320)

** PCSTABL5M **

by
Purdue University

1

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

Run Date: 04-19-04
Time of Run: 10:16am
Run By:
Input Data Filename: C:320U.SI
Output Filename: C:320U.OUT
Unit: SI
Plotted Output Filename: C:320U.PLT

PROBLEM DESCRIPTION Variante SS n7 Appia (Formia) Analisi statica (non drenata)sez320

BOUNDARY COORDINATES

10 Top Boundaries
13 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type Below End
1	.00	10.00	10.00	10.00	2
2	10.00	10.00	18.34	16.00	1
3	18.34	16.00	20.34	16.00	1
4	20.34	16.00	29.30	22.00	1
5	29.30	22.00	31.30	22.00	1
6	31.30	22.00	38.26	28.00	1
7	38.26	28.00	66.76	28.00	1
8	66.76	28.00	68.74	26.40	1
9	68.74	26.40	87.60	34.80	2
10	87.60	34.80	103.20	43.20	2
11	10.00	10.00	29.30	11.40	2
12	29.30	11.40	48.30	17.80	2
13	48.30	17.80	68.74	26.40	2

1

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

2 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (KN/m3)	Saturated Unit Wt. (KN/m3)	Cohesion Intercept (KPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param. (KPa)	Pressure Constant (KPa)	Piez. Surface No.
1	20.0	20.0	.0	38.0	.00	.0	1
2	21.0	21.0	100.0	.0	.00	.0	1

1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 10.00

Piezometric Surface No. 1 Specified by 3 Coordinate Points

Point No.	X-Water (m)	Y-Water (m)
1	.00	8.00
2	50.00	10.00
3	103.20	15.00

1

BOUNDARY LOAD(S)

1 Load(s) Specified

Load No.	X-Left (m)	X-Right (m)	Intensity (KPa)	Deflection (deg)
1	38.26	66.76	20.0	.0

NOTE - Intensity Is Specified As A Uniformly Distributed Force Acting On A Horizontally Projected Surface.

1

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified. 100 Trial Surfaces Have Been Generated.

10 Surfaces Initiate From Each Of 10 Points Equally Spaced Along The Ground Surface Between X = 1.00 m and X = 10.00 m

Each Surface Terminates Between X = 20.00 m and X = 66.00 m

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation At Which A Surface Extends Is Y = 1.00 m

3.00 m Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

1

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical First.

* * Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method * *

Failure Surface Specified By 24 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	3.00	10.00
2	5.23	7.99
3	7.64	6.20
4	10.21	4.66
5	12.92	3.38
6	15.75	2.37
7	18.66	1.64
8	21.63	1.20
9	24.62	1.05
10	27.62	1.19
11	30.59	1.63
12	33.50	2.35
13	36.33	3.35
14	39.04	4.63
15	41.62	6.16
16	44.04	7.94
17	46.27	9.94
18	48.29	12.16
19	50.09	14.56
20	51.65	17.12
21	52.95	19.82
22	53.98	22.64
23	54.73	25.55
24	55.11	28.00

Circle Center At X = 24.7 ; Y = 31.7 and Radius, 30.7

*** 1.467 ***

Slice No.	Width (m)	Weight (N)	Individual data on the		33 slices		Earthquake		Surcharge Load (N)
			Water Force Top (N)	Water Force Bot (N)	Tie Force Norm (N)	Tie Force Tan (N)	Force Hor (N)	Force Ver (N)	
1	2.0	11480.5	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0
2	.2	2846.2	.0	105.4	.0	.0	.0	.0	.0
3	2.4	44814.2	.0	10602.1	.0	.0	.0	.0	.0
4	2.4	68055.6	.0	23927.0	.0	.0	.0	.0	.0
5	.2	7268.9	.0	2771.9	.0	.0	.0	.0	.0
6	2.7	122507.3	.0	40554.5	.0	.0	.0	.0	.0
7	2.8	182758.8	.0	52036.5	.0	.0	.0	.0	.0
8	2.6	212272.7	.0	53956.0	.0	.0	.0	.0	.0
9	.3	28752.4	.0	7079.3	.0	.0	.0	.0	.0
10	1.7	153054.7	.0	37580.1	.0	.0	.0	.0	.0
11	1.3	122428.8	.0	29884.6	.0	.0	.0	.0	.0
12	3.0	314708.0	.0	71263.6	.0	.0	.0	.0	.0
13	3.0	351676.5	.0	72395.4	.0	.0	.0	.0	.0
14	1.7	211258.2	.0	40464.4	.0	.0	.0	.0	.0
15	1.3	164638.2	.0	30385.1	.0	.0	.0	.0	.0
16	.7	90275.1	.0	16809.0	.0	.0	.0	.0	.0
17	2.2	286811.2	.0	49831.6	.0	.0	.0	.0	.0
18	2.8	392718.7	.0	59808.8	.0	.0	.0	.0	.0
19	1.9	281320.1	.0	36976.3	.0	.0	.0	.0	.0
20	.8	114848.4	.0	13443.2	.0	.0	.0	.0	4773.2
21	2.6	362985.8	.0	38562.4	.0	.0	.0	.0	15719.5
22	2.4	315195.2	.0	24350.7	.0	.0	.0	.0	14731.9
23	2.1	252643.2	.0	7940.0	.0	.0	.0	.0	12957.4
24	.1	11929.6	.0	.0	.0	.0	.0	.0	646.1
25	2.0	213204.9	.0	.0	.0	.0	.0	.0	12345.3
26	.0	517.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	32.1
27	1.8	162746.8	.0	.0	.0	.0	.0	.0	10936.9
28	1.6	116824.8	.0	.0	.0	.0	.0	.0	9488.0
29	1.3	73743.5	.0	.0	.0	.0	.0	.0	7664.3
30	.0	2071.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	252.0
31	1.0	42412.5	.0	.0	.0	.0	.0	.0	6269.0
32	.7	17809.3	.0	.0	.0	.0	.0	.0	4561.8
33	.4	2850.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	2325.0

Failure Surface Specified By 23 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	5.00	10.00
2	7.53	8.39
3	10.20	7.02
4	12.98	5.89
5	15.85	5.01
6	18.78	4.40
7	21.76	4.05
8	24.76	3.96
9	27.76	4.15
10	30.72	4.60
11	33.64	5.32
12	36.47	6.29
13	39.21	7.52
14	41.83	8.98
15	44.31	10.68
16	46.62	12.59
17	48.76	14.69
18	50.69	16.98
19	52.42	19.44
20	53.92	22.04
21	55.18	24.76
22	56.19	27.59
23	56.29	28.00

Circle Center At X = 24.2 ; Y = 37.4 and Radius, 33.5

*** 1.474 ***

Analisi sismica (sezione 320)

** PCSTABL5M **

by
Purdue University

1

--Slope Stability Analysis--
Simplified Janbu, Simplified Bishop
or Spencer's Method of Slices

Run Date: 04-19-04
Time of Run: 10:15am
Run By:
Input Data Filename: C:320S.SI
Output Filename: C:320S.OUT
Unit: SI
Plotted Output Filename: C:320S.PLT

PROBLEM DESCRIPTION Variante SS n7 Appia (Formia) Analisi si
smica sez320

BOUNDARY COORDINATES

10 Top Boundaries
13 Total Boundaries

Boundary No.	X-Left (m)	Y-Left (m)	X-Right (m)	Y-Right (m)	Soil Type Below Bnd
1	.00	10.00	10.00	10.00	2
2	10.00	10.00	18.34	16.00	1
3	18.34	16.00	20.34	16.00	1
4	20.34	16.00	29.30	22.00	1
5	29.30	22.00	31.30	22.00	1
6	31.30	22.00	38.26	28.00	1
7	38.26	28.00	66.76	28.00	1
8	66.76	28.00	68.74	26.40	1
9	68.74	26.40	87.60	34.80	2
10	87.60	34.80	103.20	43.20	2
11	10.00	10.00	29.30	11.40	2
12	29.30	11.40	48.30	17.80	2
13	48.30	17.80	68.74	26.40	2

1

ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

2 Type(s) of Soil

Soil Type No.	Total Unit Wt. (KN/m3)	Saturated Unit Wt. (KN/m3)	Cohesion Intercept (KPa)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Param.	Pressure Constant (KPa)	Piez. Surface No.
1	20.0	20.0	.0	38.0	.00	.0	1
2	21.0	21.0	100.0	.0	.00	.0	1

1

1 PIEZOMETRIC SURFACE(S) HAVE BEEN SPECIFIED

Unit Weight of Water = 10.00

Piezometric Surface No. 1 Specified by 3 Coordinate Points

Point No.	X-Water (m)	Y-Water (m)
1	.00	8.00
2	50.00	10.00
3	103.20	15.00

1

BOUNDARY LOAD(S)

1 Load(s) Specified

Load No.	X-Left (m)	X-Right (m)	Intensity (KPa)	Deflection (deg)
1	38.26	66.76	10.0	.0

NOTE - Intensity Is Specified As A Uniformly Distributed Force Acting On A Horizontally Projected Surface.

A Horizontal Earthquake Loading Coefficient
Of .007 Has Been Assigned

A Vertical Earthquake Loading Coefficient
Of .000 Has Been Assigned

1

Cavitation Pressure = .0 (KPa)

A Critical Failure Surface Searching Method, Using A Random
Technique For Generating Circular Surfaces, Has Been Specified.

100 Trial Surfaces Have Been Generated.

10 Surfaces Initiate From Each Of 10 Points Equally Spaced
Along The Ground Surface Between X = 1.00 m
and X = 10.00 m

Each Surface Terminates Between X = 20.00 m
and X = 66.00 m

Unless Further Limitations Were Imposed, The Minimum Elevation
At Which A Surface Extends Is Y = 1.00 m

2.00 m Line Segments Define Each Trial Failure Surface.

1

Following Are Displayed The Ten Most Critical Of The Trial
Failure Surfaces Examined. They Are Ordered - Most Critical
First.

* * Safety Factors Are Calculated By The Modified Bishop Method * *

Failure Surface Specified By 37 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	1.00	10.00
2	2.55	8.74
3	4.18	7.57
4	5.87	6.50
5	7.61	5.53
6	9.42	4.66
7	11.27	3.90
8	13.16	3.25
9	15.08	2.71
10	17.03	2.28
11	19.01	1.96
12	21.00	1.76
13	23.00	1.68
14	25.00	1.72
15	26.99	1.87
16	28.97	2.13
17	30.94	2.51
18	32.88	3.01
19	34.78	3.61
20	36.65	4.33
21	38.47	5.15
22	40.24	6.08
23	41.96	7.11
24	43.61	8.24
25	45.19	9.46
26	46.70	10.77
27	48.13	12.17
28	49.48	13.65
29	50.74	15.20
30	51.90	16.83
31	52.97	18.52
32	53.94	20.27
33	54.81	22.07
34	55.57	23.92
35	56.22	25.81
36	56.76	27.74
37	56.82	28.00

Circle Center At X = 23.4 ; Y = 36.0 and Radius, 34.4

*** 1.476 ***

Individual data on the 46 slices

Slice No.	Width (m)	Weight (N)	Water Force		Tie Force		Earthquake Force		
			Top (N)	Bot (N)	Norm (N)	Tan (N)	Hor (N)	Ver (N)	Surcharge Load (N)

1	1.6	6263.1	.0	.0	.0	.0	43.8	.0	.0
2	.8	8398.8	.0	.0	.0	.0	58.8	.0	.0
3	.8	10765.2	.0	874.6	.0	.0	75.4	.0	.0
4	1.7	32034.5	.0	7091.9	.0	.0	224.2	.0	.0
5	1.7	44590.0	.0	13730.4	.0	.0	312.1	.0	.0
6	1.8	56559.8	.0	19763.2	.0	.0	395.9	.0	.0
7	.6	20397.9	.0	7396.9	.0	.0	142.8	.0	.0
8	1.3	50822.4	.0	17772.7	.0	.0	355.8	.0	.0
9	1.9	96174.1	.0	29931.5	.0	.0	673.2	.0	.0
10	1.9	121489.6	.0	34032.6	.0	.0	850.4	.0	.0
11	2.0	146034.6	.0	37459.2	.0	.0	1022.2	.0	.0
12	1.3	109592.2	.0	26294.1	.0	.0	767.1	.0	.0
13	.7	58869.5	.0	13905.4	.0	.0	412.1	.0	.0
14	1.3	117896.9	.0	28043.3	.0	.0	825.3	.0	.0
15	.7	59844.2	.0	14201.0	.0	.0	418.9	.0	.0
16	2.0	193000.4	.0	43586.6	.0	.0	1351.0	.0	.0
17	2.0	209854.4	.0	44222.0	.0	.0	1469.0	.0	.0
18	2.0	224463.4	.0	44148.3	.0	.0	1571.2	.0	.0
19	2.0	236635.3	.0	43365.6	.0	.0	1656.4	.0	.0
20	.3	40024.3	.0	7064.2	.0	.0	280.2	.0	.0
21	1.6	200826.9	.0	34812.5	.0	.0	1405.8	.0	.0
22	.4	43920.1	.0	7602.7	.0	.0	307.4	.0	.0
23	1.6	195500.9	.0	32083.9	.0	.0	1368.5	.0	.0
24	1.9	248033.3	.0	36802.7	.0	.0	1736.2	.0	.0
25	1.9	253993.1	.0	33234.8	.0	.0	1778.0	.0	.0
26	1.6	226639.0	.0	25859.2	.0	.0	1586.5	.0	.0
27	.2	30171.4	.0	3135.9	.0	.0	211.2	.0	645.8
28	1.8	246643.1	.0	24097.7	.0	.0	1726.5	.0	5399.8
29	1.7	228269.0	.0	18559.4	.0	.0	1597.9	.0	5226.0
30	1.7	208785.8	.0	12399.0	.0	.0	1461.5	.0	5034.5
31	1.6	188495.0	.0	5637.2	.0	.0	1319.5	.0	4826.0
32	.4	47634.0	.0	291.6	.0	.0	333.4	.0	1272.7
33	1.1	120075.2	.0	.0	.0	.0	840.5	.0	3328.4
34	1.4	146754.1	.0	.0	.0	.0	1027.3	.0	4360.6
35	.2	16303.6	.0	.0	.0	.0	114.1	.0	509.1
36	1.2	109673.0	.0	.0	.0	.0	767.7	.0	3596.2
37	1.3	105711.9	.0	.0	.0	.0	740.0	.0	3836.1
38	1.2	86254.5	.0	.0	.0	.0	603.8	.0	3554.0
39	1.1	67921.9	.0	.0	.0	.0	475.5	.0	3259.8
40	.9	47786.7	.0	.0	.0	.0	334.5	.0	2747.0
41	.1	3233.5	.0	.0	.0	.0	22.6	.0	207.5
42	.9	36048.7	.0	.0	.0	.0	252.3	.0	2639.2
43	.8	23164.4	.0	.0	.0	.0	162.2	.0	2315.0
44	.7	12423.5	.0	.0	.0	.0	87.0	.0	1983.0
45	.5	4025.6	.0	.0	.0	.0	28.2	.0	1644.2
46	.1	45.4	.0	.0	.0	.0	.3	.0	173.9

Failure Surface Specified By 35 Coordinate Points

Point No.	X-Surf (m)	Y-Surf (m)
1	3.00	10.00
2	4.54	8.73
3	6.16	7.56
4	7.86	6.49
5	9.61	5.53
6	11.42	4.69
7	13.29	3.96
8	15.19	3.35
9	17.13	2.87
10	19.10	2.50
11	21.09	2.27
12	23.08	2.16
13	25.08	2.18
14	27.08	2.32
15	29.06	2.59
16	31.02	2.99
17	32.95	3.50
18	34.85	4.14
19	36.70	4.90
20	38.50	5.78
21	40.23	6.77
22	41.91	7.86
23	43.51	9.06
24	45.03	10.36
25	46.47	11.75
26	47.81	13.23
27	49.06	14.80
28	50.20	16.43
29	51.24	18.14
30	52.17	19.91
31	52.99	21.74
32	53.69	23.61
33	54.26	25.53
34	54.72	27.48
35	54.81	28.00

Circle Center At X = 23.8 ; Y = 33.7 and Radius, 31.5

*** 1.479 ***

Analisi dei cedimenti dei rilevati

L'analisi dei cedimenti è stata svolta mediante l'ausilio del programma di calcolo CED [G. Guiducci, 1994]. per la sezione di rilevato di massima altezza in condizioni di rilevato illimitato.

In particolare il calcolo è stato eseguito considerando la seguente geometria di rilevato:

- $H = 8.0-10.0$ m altezza del rilevato;
- $B_{min} = 32.0$ m larghezza base sommatata del rilevato;
- $p = 2/3$ pendenza scarpate del rilevato;
- $B_{ban} = 2.0$ m larghezza banca del rilevato (inserita per $H=10.0$ m).

Nella seguente tabella si riassumono i risultati dell'analisi.

Tabella – Analisi cedimenti dei rilevati

H [m]	S_{asse} [mm]	S_{ciglio} [mm]
8.0	225	180
10.0	301	254

Dove:

H = altezza del rilevato

S_{asse} = cedimento in asse al rilevato

S_{ciglio} = cedimento al ciglio del rilevato.

Nelle pagine seguenti si riportano i tabulati di calcolo completi e le metodologie di calcolo implementate nel programma di calcolo utilizzato.

Metodologie di calcolo delle tensioni indotte nel sottosuolo dai carichi applicati in superficie

La valutazione dell'incremento dello stato tensionale indotto nel terreno dai carichi applicati viene condotta con riferimento a soluzioni basate sulle seguenti ipotesi semplificative:

- il terreno è schematizzato come un semispazio elastico lineare, omogeneo ed isotropo (modello di Boussinesq).;
- l'area di carico è posta sulla superficie del semispazio ed è supposta di rigidità nulla.

Per una generica condizione di carico viene eseguita una discretizzazione in un numero finito di superfici rettangolari sulle quali è applicata una pressione uniforme.

Per ogni direttrice di calcolo del cedimento vengono valutati gli incrementi di tensione indotti da ogni singola superficie di carico componendo poi gli effetti.

La soluzione base impiegata è quella di Florin (1959) che fornisce gli incrementi di tensione in corrispondenza di una verticale passante per lo spigolo di un'area di carico rettangolare:

$$\delta\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \cdot \left[\tan^{-1} \frac{ab}{zR_3} + \frac{abz}{R_3} \cdot \left(\frac{1}{R_1^2} + \frac{1}{R_2^2} \right) \right]$$

$$\delta\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \cdot \left[\tan^{-1} \frac{ab}{zR_3} - \frac{abz}{R_1^2 R_3} \right]$$

$$\delta\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \cdot \left[\tan^{-1} \frac{ab}{zR_3} - \frac{abz}{R_2^2 R_3} \right]$$

dove:

$\delta\sigma_z$ = incremento di tensione verticale,

$\delta\sigma_{x,y}$ = incrementi di tensioni orizzontali;

$R_{12} = (a^2 + z^2)$,

$R_{22} = (b^2 + z^2)$,

$R_{32} = (a^2 + b^2 + z^2)$;

q = carico applicato (pressione),

a = semilato dell'area di carico in direzione x

b = semilato dell'area di carico in direzione y

z = asse verticale.

Calcolo dei cedimenti

Il cedimento (s) viene valutato, dopo avere discretizzato l'altezza significativa di terreno in "n" strati, in base alla seguente relazione:

$$z = H_c$$
$$s = \sum_{z=0} [(\delta\sigma_{z,i} - \nu(\delta\sigma_{x,i} + \delta\sigma_{y,i})) \cdot h_i / E'_i]$$
$$z = 0.$$

dove:

E'_i = modulo di deformazione dello strato i-esimo;

h_i = altezza dello strato i-esimo,

H_c = altezza del volume di terreno significativo,

$\delta\sigma_z$ = incremento di tensione verticale,

$\delta\sigma_{x,y}$ = incrementi di tensioni orizzontali.

Il calcolo dei cedimenti è limitato agli strati di terreno che realisticamente risentono del carico applicato in superficie. Ciò è individuato entro la profondità H_c per cui:

$$\delta\sigma_z / \sigma'_{v0} > 0.10;$$

essendo:

σ'_{v0} = tensione verticale efficace litostatica.

Il cedimento totale dato dagli strati coesivi (di bassa permeabilità) è generalmente dato dalla somma di tre contributi:

$$S_t = S_i + S_c + S_s$$

dove:

S_t = cedimento totale;

S_i = cedimento immediato; esso si sviluppa all'applicazione del carico, viene valutato con il modulo E_u (in condizioni non drenate).

S_c = cedimento per consolidazione, con sviluppo completo al tempo in cui sarà avvenuta la completa dissipazione delle sovrappressioni interstiziali indotte dai carichi.

S_s = cedimento secondario, dovuto a deformazioni viscosi del terreno con carico costante e pressioni interstiziali stabilizzate.

Il contributo del cedimento secondario diventa importante in pochi casi, quando il cedimento dipende in gran parte da uno strato argilloso di rilevante spessore nel quale il completamento della consolidazione avviene in pochi mesi (inserimento di dreni verticali molto fitti).

Nei casi in cui il cedimento secondario può essere trascurato si valuterà:

S_t , con il modulo E' (in condizioni drenate),
 S_i , con il modulo E_u (in condizioni non drenate),
 $S_c = S_t - S_i$.

Rilevato H = 8.0 m

*** CED ***
 Programma per l'analisi dei cedimenti
 per aree di carico di rigidità nulla

(C) G.Guiducci - aprile 1999

pag./ 1

Variante alla SS n7 Appia (Formia)
 Rilevato H=8m-cedimento totale

Coefficiente di Frolich = 4
 S'z a quota piano di posa = .0 kPa
 Profondità falda = 2.0 m
 Coefficiente di Poisson = .30

Caratteristiche stratigrafiche e meccaniche

n.	Z in m	Z fin m	E in kPa	E fin kPa	G nat kN/m3	G eff kN/m3	N dv
1	.0	8.0	15000.	15000.	21.0	11.0	8
2	8.0	100.0	20000.	80000.	21.0	11.0	30

S'z = tensione verticale efficace litostatica
 Z in = profondità inizio strato
 Z fin = profondità fine strato
 E in = modulo elastico inizio strato
 E fin = modulo elastico fine strato
 G nat = peso di volume naturale
 G eff = peso di volume efficace
 N dv = numero suddivisioni dello strato

Dati riguardanti il rilevato (Y - asse longitudinale)

Altezza complessiva = 8.0 m
 Larghezza sommità = 32.0 m
 Pendenza scarpate = .667 (vert/orizz)
 Peso di volume = 20.0 kN/m3
 Sovraccarico in sommità = .0 kPa

pag./ 2

Variante alla SS n7 Appia (Formia)
 Rilevato H=8m-cedimento totale

Caratteristiche delle aree di carico equivalenti al rilevato

N.	Press. kPa	X c m	Y c m	X lato m	Y lato m	Carico MN
1	32.0	.00	.00	53.59	1759.76	3017.733
2	32.0	.00	.00	48.79	1759.76	2747.569
3	32.0	.00	.00	43.99	1759.76	2477.405
4	32.0	.00	.00	39.20	1759.76	2207.240
5	32.0	.00	.00	34.40	1759.76	1937.076

Carico totale = 12387.020 MN

Variante alla SS n7 Appia (Formia)
Rilevato H=8m-cedimento totale

RISULTATI relativi alla direttrice 1

X = .00 m Y = .00 m

Incrementi di tensioni dovuti ai carichi

Prof. m	D S'z kPa	D S'x kPa	D S'y kPa	.10 S'z	E medio
.5	160.0	79.9	80.0	1.1	15000.
1.5	160.0	79.4	79.8	3.2	15000.
2.5	160.0	78.4	79.5	4.8	15000.
3.5	160.0	76.8	78.9	5.8	15000.
4.5	159.9	74.9	78.3	7.0	15000.
5.5	159.7	72.6	77.4	8.1	15000.
6.5	159.5	70.0	76.5	9.2	15000.
7.5	159.2	67.2	75.5	10.3	15000.
9.5	158.1	61.0	73.0	12.5	21000.
12.6	155.4	51.5	68.9	15.9	23000.
15.7	151.3	42.6	64.6	19.2	25000.
18.7	146.3	34.8	60.4	22.6	27000.
21.8	140.5	28.4	56.3	26.0	29000.
24.9	134.4	23.2	52.5	29.4	31000.
27.9	128.2	19.0	49.1	32.7	33000.
31.0	122.2	15.6	45.9	36.1	35000.
34.1	116.3	12.9	43.1	39.5	37000.
37.1	110.7	10.8	40.5	42.8	39000.
40.2	105.4	9.1	38.2	46.2	41000.
43.3	100.5	7.7	36.0	49.6	43000.
46.3	95.9	6.5	34.1	53.0	45000.
49.4	91.6	5.6	32.4	56.3	47000.
52.5	87.6	4.8	30.8	59.7	49000.
55.5	83.9	4.2	29.3	63.1	51000.
58.6	80.4	3.6	28.0	66.5	53000.
61.7	77.2	3.2	26.8	69.8	55000.
64.7	74.2	2.8	25.6	73.2	57000.

D S'z,x,y = incrementi di tensione indotti dai carichi
S'z = tensione verticale efficace litostatica

Variante alla SS n7 Appia (Formia)
Rilevato H=8m-cedimento totale

RISULTATI relativi alla direttrice 1

X = .00 m Y = .00 m

Cedimenti totali

Cedimenti parziali

Prof. m	Cedimento mm	da m	a m	D cedim. mm
.0	224.6			
1.0	217.1	.0	1.0	7.5
2.0	209.6	1.0	2.0	7.5
3.0	202.1	2.0	3.0	7.5
4.0	194.6	3.0	4.0	7.5
5.0	187.0	4.0	5.0	7.6
6.0	179.3	5.0	6.0	7.6
7.0	171.6	6.0	7.0	7.7
8.0	163.9	7.0	8.0	7.8
11.1	146.6	8.0	11.1	17.2
14.1	130.7	11.1	14.1	15.9
17.2	116.1	14.1	17.2	14.6
20.3	102.8	17.2	20.3	13.4
23.3	90.6	20.3	23.3	12.2
26.4	79.5	23.3	26.4	11.1
29.5	69.5	26.4	29.5	10.0
32.5	60.4	29.5	32.5	9.1
35.6	52.2	32.5	35.6	8.2
38.7	44.7	35.6	38.7	7.5
41.7	37.9	38.7	41.7	6.8
44.8	31.6	41.7	44.8	6.2
47.9	25.9	44.8	47.9	5.7
50.9	20.7	47.9	50.9	5.2
54.0	15.9	50.9	54.0	4.8
57.1	11.4	54.0	57.1	4.4
60.1	7.3	57.1	60.1	4.1
63.2	3.5	60.1	63.2	3.8
66.3	.0	63.2	66.3	3.5

Cedimento totale = 224.6 mm

Variante alla SS n7 Appia (Formia)
Rilevato H=8m-cedimento totale

RISULTATI relativi alla direttrice 2

X = 16.00 m Y = .00 m

Incrementi di tensioni dovuti ai carichi

Prof. m	D S'z kPa	D S'x kPa	D S'y kPa	.10 S'z	E medio
.5	159.9	77.9	79.3	1.1	15000.
1.5	156.9	70.9	75.9	3.2	15000.
2.5	152.8	65.5	72.8	4.8	15000.
3.5	149.1	61.0	70.1	5.8	15000.
4.5	145.7	57.1	67.6	7.0	15000.
5.5	142.5	53.7	65.4	8.1	15000.
6.5	139.3	50.7	63.3	9.2	15000.
7.5	136.3	48.1	61.5	10.3	15000.
9.5	130.7	43.7	58.1	12.5	21000.
12.6	123.4	38.5	54.0	15.9	23000.
15.7	117.3	34.2	50.5	19.2	25000.
18.7	112.1	30.5	47.5	22.6	27000.
21.8	107.5	27.2	44.9	26.0	29000.
24.9	103.4	24.2	42.5	29.4	31000.
27.9	99.6	21.5	40.4	32.7	33000.
31.0	96.1	19.0	38.4	36.1	35000.
34.1	92.8	16.8	36.5	39.5	37000.
37.1	89.6	14.9	34.8	42.8	39000.
40.2	86.5	13.2	33.2	46.2	41000.
43.3	83.6	11.7	31.8	49.6	43000.
46.3	80.8	10.4	30.4	53.0	45000.
49.4	78.1	9.2	29.1	56.3	47000.
52.5	75.5	8.2	27.9	59.7	49000.
55.5	73.1	7.3	26.8	63.1	51000.
58.6	70.7	6.6	25.7	66.5	53000.

D S'z,x,y = incrementi di tensione indotti dai carichi
S'z = tensione verticale efficace litostatica

Variante alla SS n7 Appia (Formia)
Rilevato H=8m-cedimento totale

RISULTATI relativi alla direttrice 2

X = 16.00 m Y = .00 m

Cedimenti totali

Cedimenti parziali

Prof. m	Cedimento mm	da m	a m	D cedim. mm
.0	181.6			
1.0	174.1	.0	1.0	7.5
2.0	166.6	1.0	2.0	7.5
3.0	159.1	2.0	3.0	7.4
4.0	151.8	3.0	4.0	7.3
5.0	144.6	4.0	5.0	7.2
6.0	137.5	5.0	6.0	7.1
7.0	130.5	6.0	7.0	7.0
8.0	123.6	7.0	8.0	6.9
11.1	108.9	8.0	11.1	14.6
14.1	96.2	11.1	14.1	12.8
17.2	84.9	14.1	17.2	11.3
20.3	74.9	17.2	20.3	10.1
23.3	65.8	20.3	23.3	9.1
26.4	57.5	23.3	26.4	8.2
29.5	50.0	26.4	29.5	7.5
32.5	43.1	29.5	32.5	6.9
35.6	36.7	32.5	35.6	6.4
38.7	30.8	35.6	38.7	5.9
41.7	25.4	38.7	41.7	5.4
44.8	20.4	41.7	44.8	5.0
47.9	15.7	44.8	47.9	4.7
50.9	11.4	47.9	50.9	4.3
54.0	7.3	50.9	54.0	4.0
57.1	3.5	54.0	57.1	3.8
60.1	.0	57.1	60.1	3.5

Cedimento totale = 181.6 mm

Variante alla SS n7 Appia (Formia)
Rilevato H=8m-cedimento totale

Tabella riassuntiva dei cedimenti a piano campagna

n.	X m	Y m	Cedim. mm
	-16.00	.00	181.6
1	.00	.00	224.6
2	16.00	.00	181.6

Rilevato H = 10.0 m

*** CED ***
 Programma per l'analisi dei cedimenti
 per aree di carico di rigidità nulla

(C) G.Guiducci - aprile 1999

pag./ 1

Variante alla SS n7 Appia (Formia)
 Rilevato H=8m-cedimento totale

Coefficiente di Frolich = 4
 S'z a quota piano di posa = .0 kPa
 Profondità falda = 2.0 m
 Coefficiente di Poisson = .30

Caratteristiche stratigrafiche e meccaniche

n.	Z in m	Z fin m	E in kPa	E fin kPa	G nat kN/m3	G eff kN/m3	N dv
1	.0	8.0	15000.	15000.	21.0	11.0	8
2	8.0	100.0	20000.	80000.	21.0	11.0	30

S'z = tensione verticale efficace litostatica
 Z in = profondità inizio strato
 Z fin = profondità fine strato
 E in = modulo elastico inizio strato
 E fin = modulo elastico fine strato
 G nat = peso di volume naturale
 G eff = peso di volume efficace
 N dv = numero suddivisioni dello strato

Dati riguardanti il rilevato (Y - asse longitudinale)

Altezza complessiva = 10.0 m
 Larghezza sommità' = 32.0 m
 Pendenza scarpate = .667 (vert/orizz)
 Peso di volume = 20.0 kN/m3
 Sovraccarico in sommità' = .0 kPa

 Quota banca = 4.0 m
 Larghezza banca = 2.0 m

pag./ 2

Variante alla SS n7 Appia (Formia)
 Rilevato H=8m-cedimento totale

Caratteristiche delle aree di carico equivalenti al rilevato

N.	Press. kPa	X c m	Y c m	X lato m	Y lato m	Carico MN
1	40.0	.00	.00	62.99	1959.70	4937.387
2	40.0	.00	.00	56.99	1959.70	4467.294
3	40.0	.00	.00	46.99	1959.70	3683.649
4	40.0	.00	.00	41.00	1959.70	3213.556
5	40.0	.00	.00	35.00	1959.70	2743.463

Carico totale = 19045.350 MN

Variante alla SS n7 Appia (Formia)
Rilevato H=8m-cedimento totale

RISULTATI relativi alla direttrice 1

X = .00 m Y = .00 m

Incrementi di tensioni dovuti ai carichi

Prof. m	D S'z kPa	D S'x kPa	D S'y kPa	.10 S'z	E medio
.5	200.0	99.9	100.0	1.1	15000.
1.5	200.0	99.3	99.8	3.2	15000.
2.5	200.0	98.2	99.4	4.8	15000.
3.5	200.0	96.6	98.8	5.8	15000.
4.5	199.9	94.4	98.1	7.0	15000.
5.5	199.7	91.9	97.2	8.1	15000.
6.5	199.5	89.0	96.2	9.2	15000.
7.5	199.2	85.9	95.0	10.3	15000.
9.5	198.1	79.0	92.3	12.5	21000.
12.6	195.2	68.1	87.8	15.9	23000.
15.7	191.0	57.6	82.9	19.2	25000.
18.7	185.5	48.3	78.0	22.6	27000.
21.8	179.3	40.4	73.2	26.0	29000.
24.9	172.5	33.7	68.7	29.4	31000.
27.9	165.6	28.1	64.6	32.7	33000.
31.0	158.6	23.6	60.7	36.1	35000.
34.1	151.8	19.8	57.2	39.5	37000.
37.1	145.2	16.8	54.0	42.8	39000.
40.2	138.9	14.3	51.1	46.2	41000.
43.3	132.9	12.2	48.4	49.6	43000.
46.3	127.3	10.5	45.9	53.0	45000.
49.4	122.0	9.1	43.7	56.3	47000.
52.5	117.0	7.9	41.6	59.7	49000.
55.5	112.3	6.9	39.7	63.1	51000.
58.6	107.9	6.0	38.0	66.5	53000.
61.7	103.8	5.3	36.4	69.8	55000.
64.7	100.0	4.7	34.9	73.2	57000.
67.8	96.4	4.2	33.5	76.6	59000.
70.9	93.0	3.7	32.2	80.0	61000.
73.9	89.8	3.3	31.0	83.3	63000.
77.0	86.8	3.0	29.9	86.7	65000.

D S'z,x,y = incrementi di tensione indotti dai carichi
S'z = tensione verticale efficace litostatica

Variante alla SS n7 Appia (Formia)
Rilevato H=8m-cedimento totale

RISULTATI relativi alla direttrice 1

X = .00 m Y = .00 m

Cedimenti totali

Cedimenti parziali

Prof. m	Cedimento mm	da m	a m	D cedim. mm
.0	301.5			
1.0	292.2	.0	1.0	9.3
2.0	282.8	1.0	2.0	9.4
3.0	273.4	2.0	3.0	9.4
4.0	264.0	3.0	4.0	9.4
5.0	254.5	4.0	5.0	9.5
6.0	245.0	5.0	6.0	9.5
7.0	235.4	6.0	7.0	9.6
8.0	225.8	7.0	8.0	9.7
11.1	204.3	8.0	11.1	21.4
14.1	184.5	11.1	14.1	19.8
17.2	166.3	14.1	17.2	18.3
20.3	149.5	17.2	20.3	16.8
23.3	134.2	20.3	23.3	15.4
26.4	120.1	23.3	26.4	14.0
29.5	107.3	26.4	29.5	12.8
32.5	95.6	29.5	32.5	11.7
35.6	85.0	32.5	35.6	10.7
38.7	75.2	35.6	38.7	9.7
41.7	66.3	38.7	41.7	8.9
44.8	58.1	41.7	44.8	8.2
47.9	50.6	44.8	47.9	7.5
50.9	43.7	47.9	50.9	6.9
54.0	37.3	50.9	54.0	6.4
57.1	31.4	54.0	57.1	5.9
60.1	25.9	57.1	60.1	5.5
63.2	20.8	60.1	63.2	5.1
66.3	16.1	63.2	66.3	4.7
69.3	11.6	66.3	69.3	4.4
72.4	7.5	69.3	72.4	4.1
75.5	3.6	72.4	75.5	3.9
78.5	.0	75.5	78.5	3.6

Cedimento totale = 301.5 mm

Variante alla SS n7 Appia (Formia)
Rilevato H=8m-cedimento totale

RISULTATI relativi alla direttrice 2

X = 16.00 m Y = .00 m

Incrementi di tensioni dovuti ai carichi

Prof. m	D S'z kPa	D S'x kPa	D S'y kPa	.10 S'z	E medio
.5	199.9	98.2	99.4	1.1	15000.
1.5	197.6	91.0	96.2	3.2	15000.
2.5	193.5	85.3	92.9	4.8	15000.
3.5	189.6	80.6	90.1	5.8	15000.
4.5	186.1	76.4	87.5	7.0	15000.
5.5	182.8	72.6	85.1	8.1	15000.
6.5	179.6	69.1	82.9	9.2	15000.
7.5	176.6	66.0	80.9	10.3	15000.
9.5	170.9	60.3	77.1	12.5	21000.
12.6	163.1	53.1	72.1	15.9	23000.
15.7	156.2	47.1	67.8	19.2	25000.
18.7	150.0	41.9	63.9	22.6	27000.
21.8	144.3	37.3	60.5	26.0	29000.
24.9	139.0	33.2	57.4	29.4	31000.
27.9	134.1	29.5	54.5	32.7	33000.
31.0	129.4	26.2	51.9	36.1	35000.
34.1	125.0	23.3	49.4	39.5	37000.
37.1	120.8	20.7	47.2	42.8	39000.
40.2	116.8	18.4	45.1	46.2	41000.
43.3	112.9	16.4	43.1	49.6	43000.
46.3	109.2	14.6	41.3	53.0	45000.
49.4	105.6	13.1	39.6	56.3	47000.
52.5	102.3	11.7	38.0	59.7	49000.
55.5	99.0	10.5	36.5	63.1	51000.
58.6	95.9	9.4	35.1	66.5	53000.
61.7	92.9	8.5	33.8	69.8	55000.
64.7	90.1	7.7	32.6	73.2	57000.
67.8	87.4	6.9	31.4	76.6	59000.
70.9	84.8	6.3	30.4	80.0	61000.

D S'z,x,y = incrementi di tensione indotti dai carichi
S'z = tensione verticale efficace litostatica

Variante alla SS n7 Appia (Formia)
Rilevato H=8m-cedimento totale

RISULTATI relativi alla direttrice 2

X = 16.00 m Y = .00 m

Cedimenti totali		Cedimenti parziali		
Prof. m	Cedimento mm	da m	a m	D cedim. mm
.0	254.3			
1.0	245.0	.0	1.0	9.4
2.0	235.5	1.0	2.0	9.4
3.0	226.2	2.0	3.0	9.3
4.0	217.0	3.0	4.0	9.2
5.0	207.8	4.0	5.0	9.1
6.0	198.8	5.0	6.0	9.0
7.0	189.9	6.0	7.0	8.9
8.0	181.0	7.0	8.0	8.8
11.1	162.1	8.0	11.1	18.9
14.1	145.4	11.1	14.1	16.7
17.2	130.4	14.1	17.2	14.9
20.3	117.0	17.2	20.3	13.4
23.3	104.8	20.3	23.3	12.2
26.4	93.8	23.3	26.4	11.1
29.5	83.7	26.4	29.5	10.1
32.5	74.4	29.5	32.5	9.3
35.6	65.8	32.5	35.6	8.6
38.7	57.9	35.6	38.7	7.9
41.7	50.6	38.7	41.7	7.3
44.8	43.8	41.7	44.8	6.8
47.9	37.5	44.8	47.9	6.3
50.9	31.7	47.9	50.9	5.9
54.0	26.2	50.9	54.0	5.5
57.1	21.1	54.0	57.1	5.1
60.1	16.3	57.1	60.1	4.8
63.2	11.9	60.1	63.2	4.5
66.3	7.7	63.2	66.3	4.2
69.3	3.7	66.3	69.3	3.9
72.4	.0	69.3	72.4	3.7

Cedimento totale = 254.3 mm

Variante alla SS n7 Appia (Formia)
Rilevato H=8m-cedimento totale

Tabella riassuntiva dei cedimenti a piano campagna

n.	X m	Y m	Cedim. mm
	-16.00	.00	254.3
1	.00	.00	301.5
2	16.00	.00	254.3

APPENDICE L

Valutazione capacità portante pali

Elaborati di calcolo PAL

Valutazione momento adimensionale lungo il fusto dei pali

Elaborati di calcolo LPAL

Valutazione capacità portante pali

D=800 mm

*** P A L ***

Programma per l'analisi della capacità portante
assiale di un palo di fondazione

(C) G. Guiducci - aprile 1999

pag./ 2

Variante alla SS 7 Appia (Formia)
Capacità portante palo D=800 mm

Quota testa palo da p.c.	=	3.00 m
Quota falda da p.c.	=	5.00 m
Peso di volume del palo	=	5.00 kN/m ³
Fattore di sicurezza portata laterale	=	2.50 (FS,l)
Fattore di sicurezza portata di base	=	2.50 (FS,b)

Elemento cilindrico, Diametro fusto = 800. mm

Criterio per la determinazione della portata di base in uno strato "i"
quando la $Q_{b,i}$ ad esso attribuibile è superiore a quella degli
strati adiacenti:

La base del palo deve essere situata almeno: $4.0 * .800 = 3.20$ m
entro lo strato se quello sovrastante è più debole

La base del palo deve essere situata almeno: $4.0 * .800 = 3.20$ m
sopra lo strato sottostante se esso è più debole

La variazione di Q_b viene assunta lineare dal passaggio di strato

pag./ 3

Variante alla SS 7 Appia (Formia)
Capacità portante palo D=800 mm

DEFINIZIONE PARAMETRI E CRITERI DI CALCOLO PER GLI STRATI DI TERRENO

Strato 1 "arg " (Incoerente) da .00 a 50.00 m

$G_n = 20.0$ kN/m³ $G_e = 10.0$ kN/m³

$\tau = \beta * S'v < 120.0$ kPa
Criterio $\beta(zz/diam)$ nel seguito

Q_b variabile lin. da 3000. a 3000. kPa

Variante alla SS 7 Appia (Formia)
 Capacit... portante palo D=800 mm

MOLTIPLICATORI per i parametri di calcolo

strato	Molt. Tau	Molt. Qb	Molt. Cu
1 "arg "	1.00	1.00	-

NOTA: i moltiplicatori non influenzano le limitazioni superiori o inferiori dei parametri

Per terreni incoerenti: Criterio Tau = beta * S'v

zd	zz	beta
-	m	-
.00	.00	.55
10.00	8.00	.45
25.00	20.00	.40
50.00	40.00	.35

zd = rapporto: (profondita' da piano campagna) / (diametro testa palo)
 zz = profondita' da piano campagna

Variante alla SS 7 Appia (Formia)
 Capacita' portante palo D=800 mm

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau kPa	qb kPa
3.00	60.0	60.0	--	30.8	3000.
4.00	80.0	80.0	--	40.0	3000.
5.00	100.0	100.0	--	48.8	3000.
6.00	110.0	120.0	--	52.3	3000.
7.00	120.0	140.0	--	55.5	3000.
8.00	130.0	160.0	--	58.5	3000.
9.00	140.0	180.0	--	62.4	3000.
10.00	150.0	200.0	--	66.3	3000.
11.00	160.0	220.0	--	70.0	3000.
12.00	170.0	240.0	--	73.7	3000.
13.00	180.0	260.0	--	77.3	3000.
14.00	190.0	280.0	--	80.8	3000.
15.00	200.0	300.0	--	84.2	3000.
16.00	210.0	320.0	--	87.5	3000.
17.00	220.0	340.0	--	90.8	3000.
18.00	230.0	360.0	--	93.9	3000.
19.00	240.0	380.0	--	97.0	3000.
20.00	250.0	400.0	--	100.0	3000.
21.00	260.0	420.0	--	103.3	3000.
22.00	270.0	440.0	--	106.7	3000.
23.00	280.0	460.0	--	109.9	3000.
24.00	290.0	480.0	--	113.1	3000.
25.00	300.0	500.0	--	116.3	3000.
26.00	310.0	520.0	--	119.3	3000.
27.00	320.0	540.0	--	120.0	3000.
28.00	330.0	560.0	--	120.0	3000.
29.00	340.0	580.0	--	120.0	3000.
30.00	350.0	600.0	--	120.0	3000.
31.00	360.0	620.0	--	120.0	3000.
32.00	370.0	640.0	--	120.0	3000.

Variante alla SS 7 Appia (Formia)
 Capacit... portante palo D=800 mm

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau kPa	qb kPa
33.00	380.0	660.0	--	120.0	3000.
34.00	390.0	680.0	--	120.0	3000.
35.00	400.0	700.0	--	120.0	3000.
36.00	410.0	720.0	--	120.0	3000.
37.00	420.0	740.0	--	120.0	3000.
38.00	430.0	760.0	--	120.0	3000.
39.00	440.0	780.0	--	120.0	3000.
40.00	450.0	800.0	--	120.0	3000.
41.00	460.0	820.0	--	120.0	3000.
42.00	470.0	840.0	--	120.0	3000.
43.00	480.0	860.0	--	120.0	3000.
44.00	490.0	880.0	--	120.0	3000.
45.00	500.0	900.0	--	120.0	3000.
46.00	510.0	920.0	--	120.0	3000.
47.00	520.0	940.0	--	120.0	3000.
48.00	530.0	960.0	--	120.0	3000.
49.00	540.0	980.0	--	120.0	3000.
50.00	550.0	1000.0	--	120.0	3000.

zz = Profondita' da piano campagna
 S'v = Tensione verticale efficace
 Sv = Tensione verticale totale
 Cu = Coesione non drenata
 Tau = Tensione di adesione laterale limite
 qb = Portata di base limite unitaria

Variante alla SS 7 Appia (Formia)
 Capacit... portante palo D=800 mm

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qad kN
12.00	1867.	1508.	30.	3345.	1320.
13.00	2083.	1508.	33.	3558.	1404.
14.00	2307.	1508.	35.	3780.	1491.
15.00	2539.	1508.	38.	4009.	1581.
16.00	2779.	1508.	40.	4247.	1675.
17.00	3027.	1508.	43.	4492.	1771.
18.00	3282.	1508.	45.	4745.	1871.
19.00	3546.	1508.	48.	5006.	1974.
20.00	3818.	1508.	50.	5276.	2080.
21.00	4098.	1508.	53.	5554.	2190.
22.00	4387.	1508.	55.	5839.	2303.
23.00	4683.	1508.	58.	6133.	2418.
24.00	4984.	1508.	60.	6432.	2537.
25.00	5286.	1508.	63.	6731.	2655.
26.00	5587.	1508.	65.	7030.	2773.
27.00	5889.	1508.	68.	7329.	2891.
28.00	6191.	1508.	70.	7628.	3009.
29.00	6492.	1508.	73.	7927.	3127.
30.00	6794.	1508.	75.	8226.	3245.
31.00	7095.	1508.	78.	8525.	3363.
32.00	7397.	1508.	80.	8824.	3482.
33.00	7698.	1508.	83.	9124.	3600.
34.00	8000.	1508.	85.	9423.	3718.
35.00	8302.	1508.	88.	9722.	3836.
36.00	8603.	1508.	90.	10021.	3954.
37.00	8905.	1508.	93.	10320.	4072.
38.00	9206.	1508.	96.	10619.	4190.
39.00	9508.	1508.	98.	10918.	4308.
40.00	9810.	1508.	101.	11217.	4427.

Lp = Lunghezza utile del palo

Ql1 = Portata laterale limite

Qb1 = Portata di base limite

Wp = Peso efficace del palo

Qu = Portata totale limite

Qad = Portata ammissibile = $Ql1/FS,1 + Qb1/FS,b - Wp$

Variante alla SS 7 Appia (Formia)
 Capacit... portante palo D=1000 mm

MOLTIPLICATORI per i parametri di calcolo

strato	Molt. Tau	Molt. Qb	Molt. Cu
1 "arg "	1.00	1.00	-

NOTA: i moltiplicatori non influenzano le limitazioni superiori o inferiori dei parametri

Per terreni incoerenti: Criterio Tau = beta * S'v

zd	zz	beta
-	m	-
.00	.00	.55
10.00	10.00	.45
25.00	25.00	.40
50.00	50.00	.35

zd = rapporto: (profondita' da piano campagna) / (diametro testa palo)
 zz = profondita' da piano campagna

Variante alla SS 7 Appia (Formia)
 Capacit... portante palo D=1000 mm

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau kPa	qb kPa
3.00	60.0	60.0	--	31.2	3000.
4.00	80.0	80.0	--	40.8	3000.
5.00	100.0	100.0	--	50.0	3000.
6.00	110.0	120.0	--	53.9	3000.
7.00	120.0	140.0	--	57.6	3000.
8.00	130.0	160.0	--	61.1	3000.
9.00	140.0	180.0	--	64.4	3000.
10.00	150.0	200.0	--	67.5	3000.
11.00	160.0	220.0	--	71.5	3000.
12.00	170.0	240.0	--	75.4	3000.
13.00	180.0	260.0	--	79.2	3000.
14.00	190.0	280.0	--	83.0	3000.
15.00	200.0	300.0	--	86.7	3000.
16.00	210.0	320.0	--	90.3	3000.
17.00	220.0	340.0	--	93.9	3000.
18.00	230.0	360.0	--	97.4	3000.
19.00	240.0	380.0	--	100.8	3000.
20.00	250.0	400.0	--	104.2	3000.
21.00	260.0	420.0	--	107.5	3000.
22.00	270.0	440.0	--	110.7	3000.
23.00	280.0	460.0	--	113.9	3000.
24.00	290.0	480.0	--	117.0	3000.
25.00	300.0	500.0	--	120.0	3000.
26.00	310.0	520.0	--	120.0	3000.
27.00	320.0	540.0	--	120.0	3000.
28.00	330.0	560.0	--	120.0	3000.
29.00	340.0	580.0	--	120.0	3000.
30.00	350.0	600.0	--	120.0	3000.
31.00	360.0	620.0	--	120.0	3000.
32.00	370.0	640.0	--	120.0	3000.

Variante alla SS 7 Appia (Formia)
 Capacita' portante palo D=1000 mm

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau kPa	qb kPa
33.00	380.0	660.0	--	120.0	3000.
34.00	390.0	680.0	--	120.0	3000.
35.00	400.0	700.0	--	120.0	3000.
36.00	410.0	720.0	--	120.0	3000.
37.00	420.0	740.0	--	120.0	3000.
38.00	430.0	760.0	--	120.0	3000.
39.00	440.0	780.0	--	120.0	3000.
40.00	450.0	800.0	--	120.0	3000.
41.00	460.0	820.0	--	120.0	3000.
42.00	470.0	840.0	--	120.0	3000.
43.00	480.0	860.0	--	120.0	3000.
44.00	490.0	880.0	--	120.0	3000.
45.00	500.0	900.0	--	120.0	3000.
46.00	510.0	920.0	--	120.0	3000.
47.00	520.0	940.0	--	120.0	3000.
48.00	530.0	960.0	--	120.0	3000.
49.00	540.0	980.0	--	120.0	3000.
50.00	550.0	1000.0	--	120.0	3000.

zz = Profondita' da piano campagna
 S'v = Tensione verticale efficace
 Sv = Tensione verticale totale
 Cu = Coesione non drenata
 Tau = Tensione di adesione laterale limite
 qb = Portata di base limite unitaria

Variante alla SS 7 Appia (Formia)
Capacita' portante palo D=1000 mm

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qad kN
12.00	2398.	2356.	47.	4707.	1855.
13.00	2676.	2356.	51.	4981.	1962.
14.00	2966.	2356.	55.	5267.	2074.
15.00	3266.	2356.	59.	5563.	2190.
16.00	3577.	2356.	63.	5871.	2311.
17.00	3899.	2356.	67.	6189.	2435.
18.00	4232.	2356.	71.	6517.	2564.
19.00	4574.	2356.	75.	6856.	2698.
20.00	4927.	2356.	79.	7205.	2835.
21.00	5290.	2356.	82.	7564.	2976.
22.00	5662.	2356.	86.	7932.	3121.
23.00	6039.	2356.	90.	8305.	3268.
24.00	6416.	2356.	94.	8678.	3415.
25.00	6793.	2356.	98.	9051.	3562.
26.00	7170.	2356.	102.	9424.	3708.
27.00	7547.	2356.	106.	9797.	3855.
28.00	7924.	2356.	110.	10170.	4002.
29.00	8301.	2356.	114.	10543.	4149.
30.00	8678.	2356.	118.	10916.	4296.
31.00	9055.	2356.	122.	11289.	4443.
32.00	9432.	2356.	126.	11662.	4590.
33.00	9809.	2356.	130.	12036.	4736.
34.00	10186.	2356.	134.	12409.	4883.
35.00	10563.	2356.	137.	12782.	5030.
36.00	10940.	2356.	141.	13155.	5177.
37.00	11317.	2356.	145.	13528.	5324.
38.00	11694.	2356.	149.	13901.	5471.
39.00	12071.	2356.	153.	14274.	5618.
40.00	12448.	2356.	157.	14647.	5765.

Lp = Lunghezza utile del palo

Ql1 = Portata laterale limite

Qb1 = Portata di base limite

Wp = Peso efficace del palo

Qu = Portata totale limite

Qad = Portata ammissibile = $Ql1/FS,1 + Qb1/FS,b - Wp$

Variante alla SS 7 Appia (Formia)
 Capacit... portante palo D=1200 mm

MOLTIPLICATORI per i parametri di calcolo

strato	Molt. Tau	Molt. Qb	Molt. Cu
1 "arg "	1.00	1.00	-

NOTA: i moltiplicatori non influenzano le limitazioni superiori o inferiori dei parametri

Per terreni incoerenti: Criterio Tau = beta * S'v

zd	zz	beta
-	m	-
.00	.00	.55
10.00	12.00	.45
25.00	30.00	.40
50.00	60.00	.35

zd = rapporto: (profondita' da piano campagna) / (diametro testa palo)
 zz = profondita' da piano campagna

Variante alla SS 7 Appia (Formia)
 Capacita' portante palo D=1200 mm

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau kPa	qb kPa
3.00	60.0	60.0	--	31.5	3000.
4.00	80.0	80.0	--	41.3	3000.
5.00	100.0	100.0	--	50.8	3000.
6.00	110.0	120.0	--	55.0	3000.
7.00	120.0	140.0	--	59.0	3000.
8.00	130.0	160.0	--	62.8	3000.
9.00	140.0	180.0	--	66.5	3000.
10.00	150.0	200.0	--	70.0	3000.
11.00	160.0	220.0	--	73.3	3000.
12.00	170.0	240.0	--	76.5	3000.
13.00	180.0	260.0	--	80.5	3000.
14.00	190.0	280.0	--	84.4	3000.
15.00	200.0	300.0	--	88.3	3000.
16.00	210.0	320.0	--	92.2	3000.
17.00	220.0	340.0	--	95.9	3000.
18.00	230.0	360.0	--	99.7	3000.
19.00	240.0	380.0	--	103.3	3000.
20.00	250.0	400.0	--	106.9	3000.
21.00	260.0	420.0	--	110.5	3000.
22.00	270.0	440.0	--	114.0	3000.
23.00	280.0	460.0	--	117.4	3000.
24.00	290.0	480.0	--	120.0	3000.
25.00	300.0	500.0	--	120.0	3000.
26.00	310.0	520.0	--	120.0	3000.
27.00	320.0	540.0	--	120.0	3000.
28.00	330.0	560.0	--	120.0	3000.
29.00	340.0	580.0	--	120.0	3000.
30.00	350.0	600.0	--	120.0	3000.
31.00	360.0	620.0	--	120.0	3000.
32.00	370.0	640.0	--	120.0	3000.

Variante alla SS 7 Appia (Formia)
 Capacit... portante palo D=1200 mm

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau kPa	qb kPa
33.00	380.0	660.0	--	120.0	3000.
34.00	390.0	680.0	--	120.0	3000.
35.00	400.0	700.0	--	120.0	3000.
36.00	410.0	720.0	--	120.0	3000.
37.00	420.0	740.0	--	120.0	3000.
38.00	430.0	760.0	--	120.0	3000.
39.00	440.0	780.0	--	120.0	3000.
40.00	450.0	800.0	--	120.0	3000.
41.00	460.0	820.0	--	120.0	3000.
42.00	470.0	840.0	--	120.0	3000.
43.00	480.0	860.0	--	120.0	3000.
44.00	490.0	880.0	--	120.0	3000.
45.00	500.0	900.0	--	120.0	3000.
46.00	510.0	920.0	--	120.0	3000.
47.00	520.0	940.0	--	120.0	3000.
48.00	530.0	960.0	--	120.0	3000.
49.00	540.0	980.0	--	120.0	3000.
50.00	550.0	1000.0	--	120.0	3000.

zz = Profondita' da piano campagna
 S'v = Tensione verticale efficace
 Sv = Tensione verticale totale
 Cu = Coesione non drenata
 Tau = Tensione di adesione laterale limite
 qb = Portata di base limite unitaria

Variante alla SS 7 Appia (Formia)
Capacita' portante palo D=1200 mm

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qad kN
12.00	2942.	3393.	68.	6267.	2466.
13.00	3282.	3393.	74.	6602.	2596.
14.00	3637.	3393.	79.	6950.	2733.
15.00	4005.	3393.	85.	7314.	2875.
16.00	4388.	3393.	90.	7691.	3022.
17.00	4784.	3393.	96.	8081.	3175.
18.00	5194.	3393.	102.	8486.	3333.
19.00	5618.	3393.	107.	8903.	3497.
20.00	6054.	3393.	113.	9334.	3666.
21.00	6503.	3393.	119.	9777.	3839.
22.00	6955.	3393.	124.	10224.	4015.
23.00	7407.	3393.	130.	10670.	4190.
24.00	7860.	3393.	136.	11117.	4365.
25.00	8312.	3393.	141.	11564.	4541.
26.00	8765.	3393.	147.	12010.	4716.
27.00	9217.	3393.	153.	12457.	4891.
28.00	9669.	3393.	158.	12904.	5067.
29.00	10122.	3393.	164.	13351.	5242.
30.00	10574.	3393.	170.	13797.	5417.
31.00	11027.	3393.	175.	14244.	5592.
32.00	11479.	3393.	181.	14691.	5768.
33.00	11931.	3393.	187.	15138.	5943.
34.00	12384.	3393.	192.	15584.	6118.
35.00	12836.	3393.	198.	16031.	6294.
36.00	13288.	3393.	204.	16478.	6469.
37.00	13741.	3393.	209.	16925.	6644.
38.00	14193.	3393.	215.	17371.	6820.
39.00	14646.	3393.	221.	17818.	6995.
40.00	15098.	3393.	226.	18265.	7170.

Lp = Lunghezza utile del palo

Ql1 = Portata laterale limite

Qb1 = Portata di base limite

Wp = Peso efficace del palo

Qu = Portata totale limite

Qad = Portata ammissibile = $Ql1/FS,1 + Qb1/FS,b - Wp$

Variante alla SS 7 Appia (Formia)
 Capacit... portante palo D=1500 mm

MOLTIPLICATORI per i parametri di calcolo

strato	Molt. Tau	Molt. Qb	Molt. Cu
1 "arg "	1.00	1.00	-

NOTA: i moltiplicatori non influenzano le limitazioni superiori o inferiori dei parametri

Per terreni incoerenti: Criterio Tau = beta * S'v

zd	zz	beta
-	m	-
.00	.00	.55
10.00	15.00	.45
25.00	37.50	.40
50.00	75.00	.35

zd = rapporto: (profondita' da piano campagna) / (diametro testa palo)
 zz = profondita' da piano campagna

Variante alla SS 7 Appia (Formia)
 Capacita' portante palo D=1500 mm

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau kPa	qb kPa
3.00	60.0	60.0	--	31.8	3000.
4.00	80.0	80.0	--	41.9	3000.
5.00	100.0	100.0	--	51.7	3000.
6.00	110.0	120.0	--	56.1	3000.
7.00	120.0	140.0	--	60.4	3000.
8.00	130.0	160.0	--	64.6	3000.
9.00	140.0	180.0	--	68.6	3000.
10.00	150.0	200.0	--	72.5	3000.
11.00	160.0	220.0	--	76.3	3000.
12.00	170.0	240.0	--	79.9	3000.
13.00	180.0	260.0	--	83.4	3000.
14.00	190.0	280.0	--	86.8	3000.
15.00	200.0	300.0	--	90.0	3000.
16.00	210.0	320.0	--	94.0	3000.
17.00	220.0	340.0	--	98.0	3000.
18.00	230.0	360.0	--	102.0	3000.
19.00	240.0	380.0	--	105.9	3000.
20.00	250.0	400.0	--	109.7	3000.
21.00	260.0	420.0	--	113.5	3000.
22.00	270.0	440.0	--	117.3	3000.
23.00	280.0	460.0	--	120.0	3000.
24.00	290.0	480.0	--	120.0	3000.
25.00	300.0	500.0	--	120.0	3000.
26.00	310.0	520.0	--	120.0	3000.
27.00	320.0	540.0	--	120.0	3000.
28.00	330.0	560.0	--	120.0	3000.
29.00	340.0	580.0	--	120.0	3000.
30.00	350.0	600.0	--	120.0	3000.
31.00	360.0	620.0	--	120.0	3000.
32.00	370.0	640.0	--	120.0	3000.

Variante alla SS 7 Appia (Formia)
 Capacit... portante palo D=1500 mm

STAMPA parametri per valutazione capacita' portante

zz m	S'v kPa	Sv kPa	Cu kPa	Tau kPa	qb kPa
33.00	380.0	660.0	--	120.0	3000.
34.00	390.0	680.0	--	120.0	3000.
35.00	400.0	700.0	--	120.0	3000.
36.00	410.0	720.0	--	120.0	3000.
37.00	420.0	740.0	--	120.0	3000.
38.00	430.0	760.0	--	120.0	3000.
39.00	440.0	780.0	--	120.0	3000.
40.00	450.0	800.0	--	120.0	3000.
41.00	460.0	820.0	--	120.0	3000.
42.00	470.0	840.0	--	120.0	3000.
43.00	480.0	860.0	--	120.0	3000.
44.00	490.0	880.0	--	120.0	3000.
45.00	500.0	900.0	--	120.0	3000.
46.00	510.0	920.0	--	120.0	3000.
47.00	520.0	940.0	--	120.0	3000.
48.00	530.0	960.0	--	120.0	3000.
49.00	540.0	980.0	--	120.0	3000.
50.00	550.0	1000.0	--	120.0	3000.

zz = Profondita' da piano campagna
 S'v = Tensione verticale efficace
 Sv = Tensione verticale totale
 Cu = Coesione non drenata
 Tau = Tensione di adesione laterale limite
 qb = Portata di base limite unitaria

Variante alla SS 7 Appia (Formia)
Capacita... portante palo D=1500 mm

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp m	Ql1 kN	Qb1 kN	Wp kN	Qu kN	Qad kN
12.00	3784.	5301.	106.	8980.	3528.
13.00	4218.	5301.	115.	9405.	3693.
14.00	4671.	5301.	124.	9848.	3865.
15.00	5142.	5301.	133.	10311.	4045.
16.00	5632.	5301.	141.	10792.	4232.
17.00	6140.	5301.	150.	11291.	4426.
18.00	6666.	5301.	159.	11808.	4628.
19.00	7209.	5301.	168.	12343.	4836.
20.00	7770.	5301.	177.	12895.	5052.
21.00	8336.	5301.	186.	13452.	5269.
22.00	8901.	5301.	194.	14008.	5487.
23.00	9467.	5301.	203.	14565.	5704.
24.00	10032.	5301.	212.	15122.	5921.
25.00	10598.	5301.	221.	15678.	6139.
26.00	11163.	5301.	230.	16235.	6356.
27.00	11729.	5301.	239.	16792.	6574.
28.00	12294.	5301.	247.	17348.	6791.
29.00	12860.	5301.	256.	17905.	7008.
30.00	13425.	5301.	265.	18462.	7226.
31.00	13991.	5301.	274.	19018.	7443.
32.00	14556.	5301.	283.	19575.	7660.
33.00	15122.	5301.	292.	20132.	7878.
34.00	15687.	5301.	300.	20688.	8095.
35.00	16253.	5301.	309.	21245.	8312.
36.00	16818.	5301.	318.	21801.	8530.
37.00	17384.	5301.	327.	22358.	8747.
38.00	17949.	5301.	336.	22915.	8964.
39.00	18515.	5301.	345.	23471.	9182.
40.00	19080.	5301.	353.	24028.	9399.

Lp = Lunghezza utile del palo

Ql1 = Portata laterale limite

Qb1 = Portata di base limite

Wp = Peso efficace del palo

Qu = Portata totale limite

Qad = Portata ammissibile = $Ql1/FS,1 + Qb1/FS,b - Wp$

Valutazione momento adimensionale lungo il fusto dei pali

D=800 mm

Variante SS 7 Appia (Formia) D=800 mm

Lunghezza palo Lp = 20.00 m
Diametro palo D = .80 m
Modulo elastico palo Ep = 25000.00 MPa
Rigidezza flessionale EJ = 502654.90 kN*m2

Definizione per punti del modulo di reazione del terreno E

```
-----  
Prof.      E  
m          kN/m2  
-----  
.000      24000.00  
7.000     24000.00  
7.010     45000.00  
50.000    60000.00  
-----
```

Per il primo segmento:

Modulo iniziale Eo = 24000.000 kN/m2
Gradiente del modulo Kh = .000 kN/m3

Lunghezza elastica $T = (EJ/Eo)^{0.25} = 2.139$ m
 $Z_{max} = Lp/T = 9.349$

Coefficienti adimensionali di flessibilita' della sommita' del palo:

Ay = 1.4052
As = By = .9902
Bs = 1.4040

Spostamento: $d = Ay Fo T^3/EJ + By Mo T^2/EJ$
Rotazione: $r = As Fo T^2/EJ + Bs Mo T /EJ$

Per sommita' palo impedita di ruotare:

$Mo = - (T As/Bs) * Fo = - \alpha * Fo$ $\alpha = 1.5088$ m

Sollecitazioni lungo il fusto del palo

Taglio: $F = Av Fo + Bv Mo/T$
Momento: $M = Am Fo T + Bm Mo$

Variante SS 7 Appia (Formia) D=800 mm

Momento adimensionale lungo il fusto del palo
con sommita' impedita di ruotare

z m	Mad -
.000	1.0000
.625	.6283
1.250	.3385
1.875	.1230
2.500	-.0283
3.125	-.1268
3.750	-.1835
4.375	-.2085
5.000	-.2108
6.000	-.1844
7.000	-.1406
8.000	-.0932
9.000	-.0523
10.000	-.0226
11.667	.0027
13.333	.0084
15.000	.0062
17.500	.0015
20.000	.0000

Momento: $M(z) = M_0 * Mad(z)$

Coefficienti adimensionali di Matlock e Reese

z/T	Av	Am	Bv	Bm
.000	1.0000	.0000	.0000	1.0000
.292	.6319	.2354	-.2335	.9620
.584	.3445	.3752	-.3721	.8704
.876	.1306	.4421	-.4380	.7498
1.169	-.0202	.4561	-.4514	.6183
1.461	-.1189	.4341	-.4295	.4886
1.753	-.1765	.3896	-.3860	.3689
2.045	-.2034	.3332	-.3317	.2638
2.337	-.2083	.2723	-.2702	.1753
2.805	-.1900	.1778	-.1895	.0677
3.272	-.1573	.0963	-.1227	-.0040
3.740	-.1032	.0341	-.0497	-.0449
4.207	-.0538	-.0017	-.0002	-.0547
4.675	-.0178	-.0181	.0237	-.0482
5.454	.0068	-.0202	.0274	-.0259
6.233	.0111	-.0118	.0165	-.0084
7.012	.0069	-.0044	.0056	.0000
8.180	.0012	.0000	-.0010	.0015
9.349	.0000	.0000	.0000	.0000

D=1000 mm

Variante SS 7 Appia (Formia) D=1000 mm

Lunghezza palo Lp = 23.00 m
Diametro palo D = 1.00 m
Modulo elastico palo Ep = 25000.00 MPa
Rigidezza flessionale EJ = 1227185.00 kN*m2

Definizione per punti del modulo di reazione del terreno E

```
-----  
Prof.      E  
m          kN/m2  
-----  
.000      24000.00  
7.000     24000.00  
7.010     45000.00  
50.000    60000.00  
-----
```

Per il primo segmento:

Modulo iniziale Eo = 24000.000 kN/m2
Gradiente del modulo Kh = .000 kN/m3

Lunghezza elastica $T = (EJ/Eo)^{0.25} = 2.674$ m
 $Z_{max} = Lp/T = 8.601$

Coefficienti adimensionali di flessibilita' della sommita' del palo:

Ay = 1.3998
As = By = .9841
Bs = 1.3928

Spostamento: $d = Ay Fo T^3/EJ + By Mo T^2/EJ$
Rotazione: $r = As Fo T^2/EJ + Bs Mo T /EJ$

Per sommita' palo impedita di ruotare:

$Mo = - (T As/Bs) * Fo = - \alpha * Fo$ $\alpha = 1.8895$ m

Sollecitazioni lungo il fusto del palo

Taglio: $F = Av Fo + Bv Mo/T$
Momento: $M = Am Fo T + Bm Mo$

Variante SS 7 Appia (Formia) D=1000 mm

Momento adimensionale lungo il fusto del palo
con sommita' impedita di ruotare

z m	Mad -
.000	1.0000
.719	.6555
1.437	.3807
2.156	.1699
2.875	.0153
3.594	-.0917
4.313	-.1599
5.031	-.1978
5.750	-.2129
6.900	-.2046
8.050	-.1720
9.200	-.1253
10.350	-.0800
11.500	-.0433
13.417	-.0061
15.333	.0076
17.250	.0085
20.125	.0030
23.000	.0000

Momento: $M(z) = M_0 * Mad(z)$

Coefficienti adimensionali di Matlock e Reese

z/T	Av	Am	Bv	Bm
.000	1.0000	.0000	.0000	1.0000
.269	.6583	.2205	-.2181	.9676
.538	.3853	.3586	-.3549	.8882
.806	.1753	.4319	-.4277	.7812
1.075	.0207	.4565	-.4530	.6615
1.344	-.0869	.4462	-.4449	.5399
1.613	-.1565	.4124	-.4151	.4237
1.881	-.1963	.3642	-.3730	.3175
2.150	-.2148	.3084	-.3221	.2236
2.580	-.2128	.2150	-.2520	.0998
3.010	-.1766	.1294	-.1520	.0112
3.440	-.1260	.0642	-.0682	-.0344
3.870	-.0787	.0206	-.0148	-.0507
4.301	-.0389	-.0046	.0156	-.0498
5.017	-.0044	-.0184	.0273	-.0321
5.734	.0086	-.0153	.0205	-.0141
6.451	.0088	-.0083	.0094	-.0033
7.526	.0035	-.0014	.0003	.0010
8.601	.0000	.0000	.0000	.0000

D=1200 mm

Variante SS 7 Appia (Formia) D=1200 mm

Lunghezza palo Lp = 28.00 m
Diametro palo D = 1.20 m
Modulo elastico palo Ep = 25000.00 MPa
Rigidezza flessionale EJ = 2544691.00 kN*m2

Definizione per punti del modulo di reazione del terreno E

```
-----  
Prof.      E  
m          kN/m2  
-----  
.000      24000.00  
7.000     24000.00  
7.010     45000.00  
50.000    60000.00  
-----
```

Per il primo segmento:

Modulo iniziale Eo = 24000.000 kN/m2
Gradiente del modulo Kh = .000 kN/m3

Lunghezza elastica $T = (EJ/Eo)^{0.25} = 3.209$ m
 $Z_{max} = Lp/T = 8.726$

Coefficienti adimensionali di flessibilita' della sommita' del palo:

Ay = 1.4014
As = By = .9837
Bs = 1.3842

Spostamento: $d = Ay Fo T^3/EJ + By Mo T^2/EJ$
Rotazione: $r = As Fo T^2/EJ + Bs Mo T /EJ$

Per sommita' palo impedita di ruotare:

$Mo = - (T As/Bs) * Fo = - \alpha * Fo$ $\alpha = 2.2806$ m

Sollecitazioni lungo il fusto del palo

Taglio: $F = Av Fo + Bv Mo/T$
Momento: $M = Am Fo T + Bm Mo$

Variante SS 7 Appia (Formia) D=1200 mm

Momento adimensionale lungo il fusto del palo
con sommita' impedita di ruotare

z m	Mad -
.000	1.0000
.875	.6529
1.750	.3766
2.625	.1651
3.500	.0104
4.375	-.0968
5.250	-.1655
6.125	-.2045
7.000	-.2217
8.400	-.2132
9.800	-.1702
11.200	-.1180
12.600	-.0710
14.000	-.0350
16.333	-.0011
18.667	.0094
21.000	.0085
24.500	.0026
28.000	.0000

Momento: $M(z) = M_0 * Mad(z)$

Coefficienti adimensionali di Matlock e Reese

z/T	Av	Am	Bv	Bm
.000	1.0000	.0000	.0000	1.0000
.273	.6540	.2231	-.2202	.9668
.545	.3787	.3617	-.3582	.8854
.818	.1678	.4341	-.4314	.7759
1.091	.0133	.4570	-.4571	.6534
1.363	-.0935	.4446	-.4500	.5288
1.636	-.1620	.4086	-.4218	.4095
1.909	-.2007	.3583	-.3821	.2996
2.181	-.2181	.3006	-.3349	.2013
2.618	-.2100	.2051	-.2274	.0754
3.054	-.1697	.1212	-.1242	.0003
3.490	-.1191	.0581	-.0512	-.0363
3.927	-.0728	.0167	-.0063	-.0475
4.363	-.0344	-.0066	.0178	-.0442
5.090	-.0023	-.0182	.0250	-.0266
5.817	.0089	-.0142	.0173	-.0106
6.544	.0083	-.0073	.0072	-.0017
7.635	.0029	-.0010	-.0002	.0011
8.726	.0000	.0000	.0000	.0000

D=1500 mm

Variante SS 7 Appia (Formia) D=1500 mm

Lunghezza palo Lp = 30.00 m
Diametro palo D = 1.50 m
Modulo elastico palo Ep = 25000.00 MPa
Rigidezza flessionale EJ = 6212623.00 kN*m2

Definizione per punti del modulo di reazione del terreno E

```
-----  
Prof.      E  
m          kN/m2  
-----  
.000      24000.00  
7.000     24000.00  
7.010     45000.00  
50.000    60000.00  
-----
```

Per il primo segmento:

Modulo iniziale Eo = 24000.000 kN/m2
Gradiente del modulo Kh = .000 kN/m3

Lunghezza elastica $T = (EJ/Eo)^{0.25} = 4.011$ m
 $Z_{max} = Lp/T = 7.479$

Coefficienti adimensionali di flessibilita' della sommita' del palo:

Ay = 1.3958
As = By = .9889
Bs = 1.3727

Spostamento: $d = Ay Fo T^3/EJ + By Mo T^2/EJ$
Rotazione: $r = As Fo T^2/EJ + Bs Mo T /EJ$

Per sommita' palo impedita di ruotare:

$Mo = - (T As/Bs) * Fo = - \alpha * Fo$ $\alpha = 2.8897$ m

Sollecitazioni lungo il fusto del palo

Taglio: $F = Av Fo + Bv Mo/T$
Momento: $M = Am Fo T + Bm Mo$

Variante SS 7 Appia (Formia) D=1500 mm

Momento adimensionale lungo il fusto del palo
con sommita' impedita di ruotare

z m	Mad -
.000	1.0000
.938	.7015
1.875	.4534
2.813	.2523
3.750	.0936
4.688	-.0284
5.625	-.1196
6.563	-.1858
7.500	-.2286
9.000	-.2421
10.500	-.2152
12.000	-.1702
13.500	-.1216
15.000	-.0781
17.500	-.0259
20.000	.0005
22.500	.0088
26.250	.0049
30.000	.0000

Momento: $M(z) = M_0 * Mad(z)$

Coefficienti adimensionali di Matlock e Reese

z/T	Av	Am	Bv	Bm
.000	1.0000	.0000	.0000	1.0000
.234	.6997	.1971	-.1966	.9750
.467	.4524	.3302	-.3304	.9118
.701	.2540	.4115	-.4139	.8235
.935	.1004	.4517	-.4580	.7206
1.169	-.0140	.4608	-.4725	.6112
1.402	-.0954	.4471	-.4660	.5010
1.636	-.1494	.4178	-.4457	.3941
1.870	-.2036	.3769	-.3932	.2946
2.244	-.2351	.2926	-.2997	.1639
2.618	-.2210	.2056	-.2044	.0702
2.992	-.1823	.1295	-.1241	.0096
3.366	-.1355	.0700	-.0631	-.0245
3.740	-.0875	.0279	-.0185	-.0394
4.363	-.0344	-.0092	.0143	-.0387
4.986	-.0027	-.0190	.0222	-.0258
5.609	.0100	-.0156	.0170	-.0129
6.544	.0094	-.0050	.0062	-.0021
7.479	.0000	.0000	.0000	.0000