



PROVINCIA DI CHIETI

PROGETTO DEFINITIVO

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

LOTTO I

RESPONSABILE PROGETTAZIONE:

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

I PROGETTISTI:

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

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

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

COORDINAMENTO ATTIVITA' IN LOCO:

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

PROGETTAZIONE:

A.T.I.

mandataria



Divisione Progettazione e Studi

mandanti



EM./RE.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.
0	SETTEMBRE'03	EMISSIONE	S.PROTO	M.PIETRANTONI	M.PETRANGELI

OPERE D'ARTE MAGGIORI
Gallerie

Galleria S.Bartolomeo

Relazione tecnica e di predimensionamento

SCALA : -

CODICE IDENTIFICATIVO :

FASE/LOTTO

D 1

DOC.

C L

OPERA/DISCIPLINA

G A 0 1

PROGR.

0 0 1

REV.

A

1	INTRODUZIONE.....	5
2	NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO	5
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E INDAGINI ESEGUITE.....	7
	– 3.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	7
	– 3.2 INDAGINI IN SITO CONSIDERATE.....	7
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	8
	– 4.1 ARGILLE GRIGIO-AZZURRE	8
5	SITUAZIONE GEOTECNICA E SOLUZIONI PROGETTUALI DEGLI IMBOCCHI.....	18
	– 5.1 IMBOCCO NORD	18
	5.2 IMBOCCO SUD	21
6	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI SOSTEGNO DEGLI IMBOCCHI.....	23
	– 6.1 PARATIA DI PALI DIAMETRO 1200 MM, CON CARATTERE DEFINITIVO (PROGR. 740÷770)	23
	6.2 PARATIA PROVVISORIA DI PALI DIAMETRO 800 MM TIRANTATA (PROGR. 840÷870 CIRCA)	24
7	GALLERIA NATURALE	26
	7.1 GENERALITÀ	26
	7.2 PROBLEMATICHE ESECUTIVE	26
	7.3 STABILITÀ DELLO SCAVO	27
	7.4 METODOLOGIA DI AVANZAMENTO.....	31
	7.5 SEZIONI CORRENTI (SEZIONI TIPO B E C)	32
	7.6 SEZIONE IN CORRISPONDENZA DEGLI IMBOCCHI (SEZIONE TIPO A).....	34
	7.7 ANALISI TENSO-DEFORMATIVA DELLE SEZIONI TIPO	36
	7.8 RISULTATI DELLE ANALISI.....	42
	7.9 STIMA DEI CEDIMENTI IN SUPERFICIE	44
8	GALLERIA ARTIFICIALE	46
	8.1 PREMessa	46
	8.2 DESCRIZIONE DELL'OPERA	46
	8.3 ANALISI DELL'INTERAZIONE STRUTTURA-TERRENO.....	46
	8.4 RISULTATI DELLE VERIFICHE	49

APPENDICE A VERIFICA DELLE PARATIE DI PALI DEGLI IMBOCCHI.....52

APPENDICE B - RISULTATI DELLA ANALISI DELLA GALLERIA NATURALE.....83

APPENDICE C - RISULTATI DELLA ANALISI DELLA GALLERIA ARTIFICIALE..... 101

1 INTRODUZIONE

La presente relazione riguarda gli aspetti geotecnici del Progetto Definitivo della galleria "San Bartolomeo" compresa nei lavori per l'Adeguamento delle S.S. 81-84: Tratto Guardiagrele Est - innesto S.S. 652 "Val di Sangro":

A supporto della progettazione definitiva è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche e geotecniche che ha integrato quella eseguita in sede di Progetto Preliminare.

Nella presente relazione sono esaminati e discussi i risultati relativi alle zone di interesse, con specifico riguardo alla caratterizzazione geotecnica dei terreni e alla formulazione degli schemi geotecnici presi a base dei calcoli di verifica e di dimensionamento delle opere. Per la caratterizzazione geotecnica delle formazioni si è tenuto conto dell'insieme dei risultati delle indagini, utilizzando anche i dati raccolti nel tratto adiacente, relativo alla galleria naturale, che interessa le stesse formazioni geologiche.

Sono inoltre esposti i risultati delle verifiche geotecniche e dei calcoli di predimensionamento strutturale relative alle opere in progetto.

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

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

2 NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO

- Decreto 11 Marzo 1988. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Circ. LL.PP. 24 settembre 1988, n. 30483. Norme tecniche per terreni e fondazioni. Istruzioni applicative.
- L. 5/11/1971 n. 1086 : "Norme per la disciplina delle opere in cemento armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- D.M. 9/01/1996: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" .
- Circ. Min. 15/10/1996 n. 252: "Istruzioni relative alle Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. 16/01/1996: "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi".

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

3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E INDAGINI ESEGUITE

– 3.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

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

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

Il rilievo attraversato dalla galleria è costituito dalle argille grigio-azzurre, relative al Pliocene medio - Pleistocene inferiore, appartenenti alla Formazione Mutignano Auct..

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

Nella Carta Geologica la presenza di tale copertura è stata segnalata solo dove essa raggiunge, verosimilmente, spessori di un certo rilievo.

Nella zona in esame non sono segnalati nei documenti degli studi geologici fenomeni di instabilità o accumuli di materiali di frana.

– 3.2 INDAGINI IN SITO CONSIDERATE

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

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

La posizione delle indagini è illustrata nella planimetria D1P5GE00007-8. I risultati delle indagini sono contenuti negli specifici elaborati D1PRGE00001-2-3.

Relativamente alla galleria in progetto sono stati utilizzati i risultati dei sondaggi 1, 2 e 4 che ricadono in asse alla galleria (1 e 2) o interessano la medesima formazione in zone vicine.

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

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

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

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

– 4.1 ARGILLE GRIGIO-AZZURRE

a) Litologia

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

b) Alterazione e suddivisione

La porzione della formazione più prossima alla superficie, sia nelle zone di affioramento, sia dove essa è ricoperta da materiali detritico-eluviali, si presenta generalmente più o meno alterata, ammorbidita ed attraversata da fessure variamente spaziate; il colore passa da grigio ad avana, specie in corrispondenza delle discontinuità (giunti di strato, fessure) e dei livelli sabbiosi. Lo spessore della porzione degradata varia da zona a zona, da pochi metri a una decina di metri; il grado di alterazione e di degradazione diminuisce progressivamente con la profondità.

L'esperienza ricavata da osservazioni di tagli profondi e/o di scavi in sotterraneo ha generalmente mostrato che in profondità le fessure palesi o latenti delle porzioni argillose si ripetono con spaziatura più rada, compresa tra il dm ed il metro. Le facce dei poliedri di materiale "integro", così isolati, sono a volte ancora ingiallite per effetto dei processi di alterazione connessi alla circolazione delle acque attraverso le

discontinuità. Infine, alle maggiori profondità (superiori in genere alla decina di metri dal piano di campagna) la formazione appare pressoché "integra" o attraversata solo da discontinuità rare, per lo più latenti e rivelantesi solo in zone di detensionamento o di disseccamento.

c) Caratteristiche idrauliche

Nei riguardi delle caratteristiche idrauliche, il comportamento della formazione in esame è essenzialmente determinato dalla associazione di orizzonti prevalentemente argillosi e argilloso-limosi tecnicamente impermeabili e di livelli (a volte ridotti a sottilissimi intercalari) francamente sabbiosi o sabbioso-limosi con permeabilità nettamente superiori, fino a qualche ordine di grandezza. Tali livelli limo-sabbiosi hanno un ruolo essenziale nella circolazione idrica nel sottosuolo e nella distribuzione delle pressioni neutre entro l'ammasso, anche quando sono ridotti a rari e sottilissimi intercalari compresi tra strati argillosi.

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

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

d) Aspetti geotecnici

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

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

Granulometria

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

Caratteristiche di plasticità

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

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

Peso di volume

Il peso di volume è risultato tra 20 e 21 kN/m³ con un lieve aumento dei valori in profondità (v. fig. 3).

Caratteristiche di resistenza

i) In tensioni efficaci

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

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

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

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

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

ii) In tensioni totali

¹ Per l'elaborazione delle prove triassiali sono state seguite le raccomandazioni AGI sulle prove di laboratorio (1994): i valori di angolo di attrito e coesione si ricavano dalle: $\tan \phi = \tan \alpha$; $c = b / \cos \phi$, dove α = inclinazione della retta di regressione nel piano $p-q$ e b = intercetta della stessa retta di regressione.

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

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

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

Una stima della coesione non drenata si può ricavare dalla correlazione proposta da A.M. Stroud (1975)

$$c_u \cong 5 \cdot 5 \cdot N_{SPT} \text{ (kPa)}$$

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

Caratteristiche di deformabilità

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

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

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

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

Dalle prove di laboratorio sono stati ottenuti valori del modulo edometrico di circa 30-50 MPa. Si deve tuttavia ricordare che nelle argille sovraconsolidate il disturbo provocato dal prelievo del campione e dalla preparazione dei provini condiziona i risultati delle prove di laboratorio fino a ridurre anche di un ordine di grandezza il valore del modulo edometrico di laboratorio rispetto a quello in sito indisturbato. Tenuto conto dei problemi in esame, che si riferiscono allo scavo in sotterraneo, risulta di maggiore importanza la determinazione del "modulo di scarico"; questo può essere ricavato dal tratto di curva edometrica corrispondente al ciclo di scarico⁽¹⁾. Dalle prove di laboratorio disponibili si ricaverebbero valori del modulo di scarico dell'ordine di 100-120 MPa.

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

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

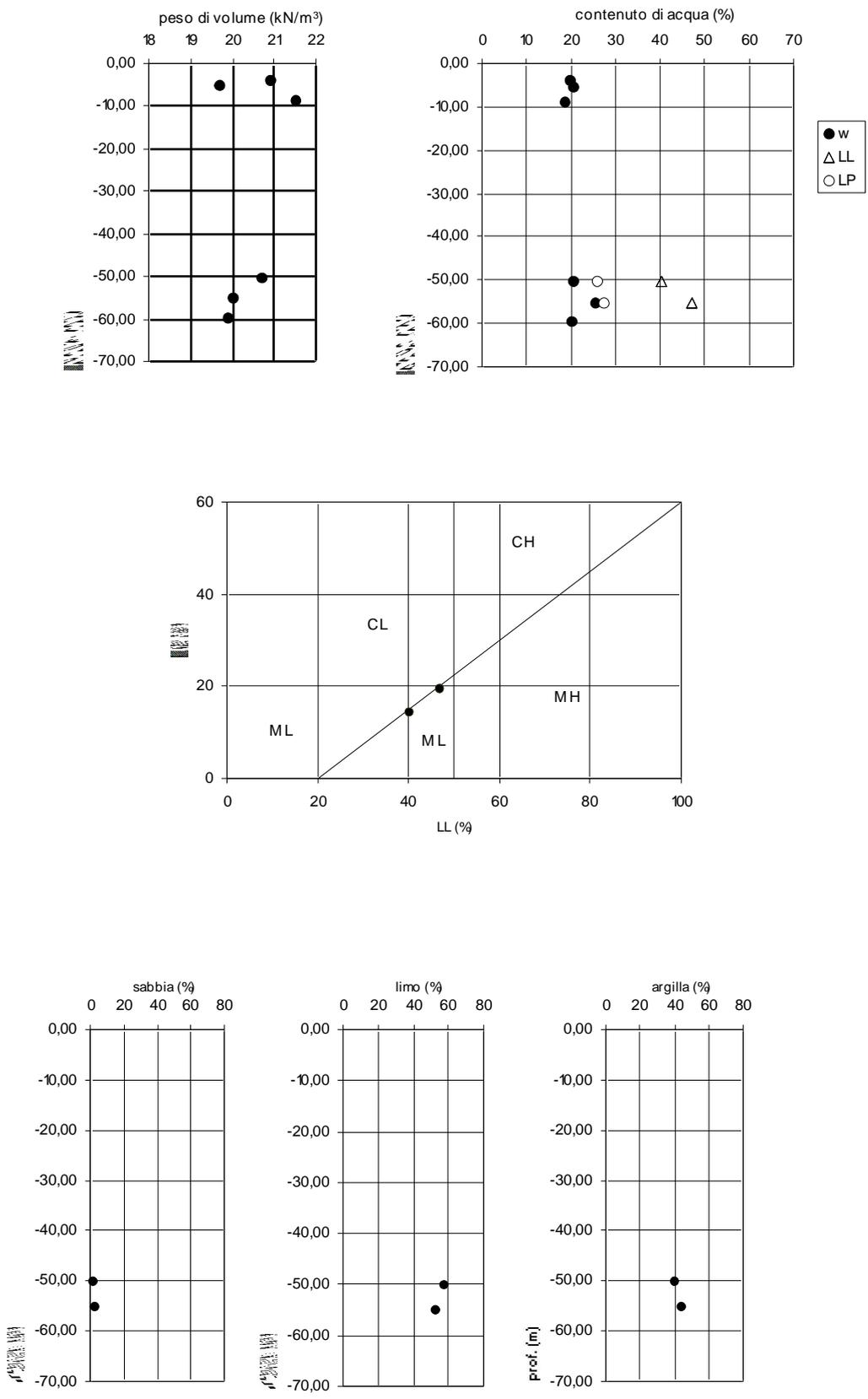
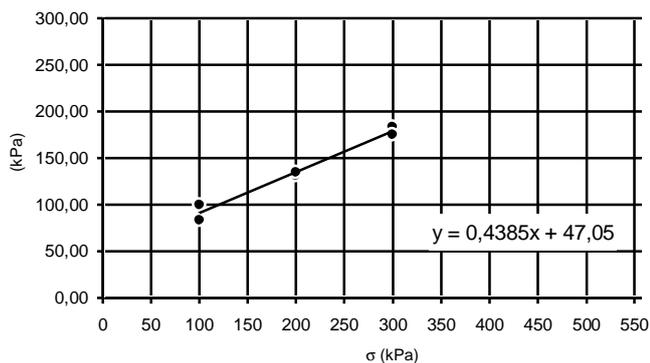
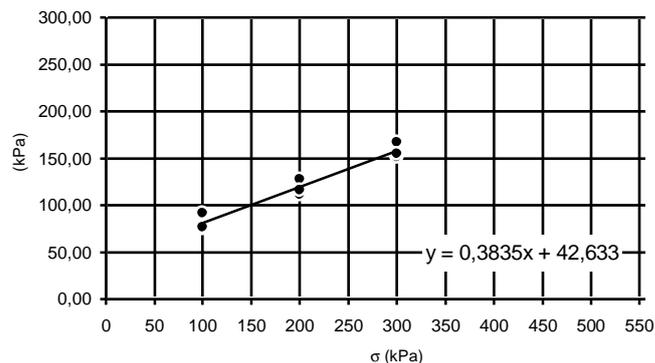


Fig. 1 Risultati delle prove di laboratorio nelle Argille grigio-azzurre (Progetto Preliminare)



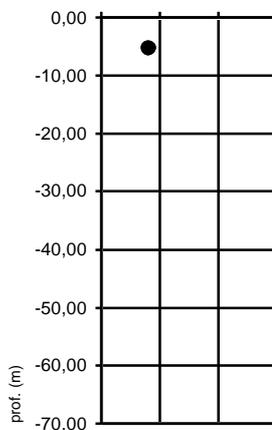
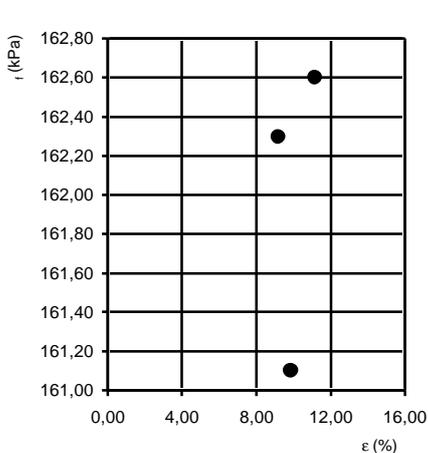
Prove di taglio diretto
 campioni superficiali

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

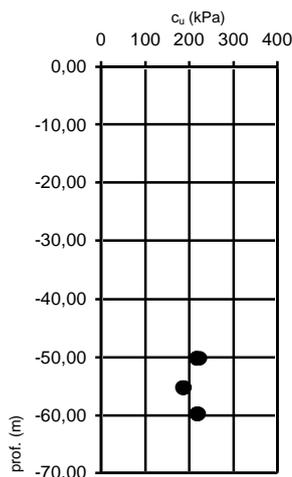
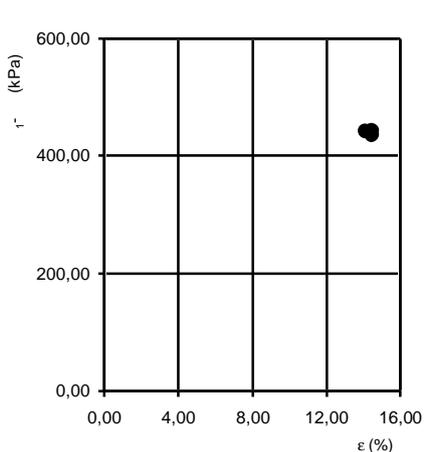


Prove di taglio diretto
 campioni profondi

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

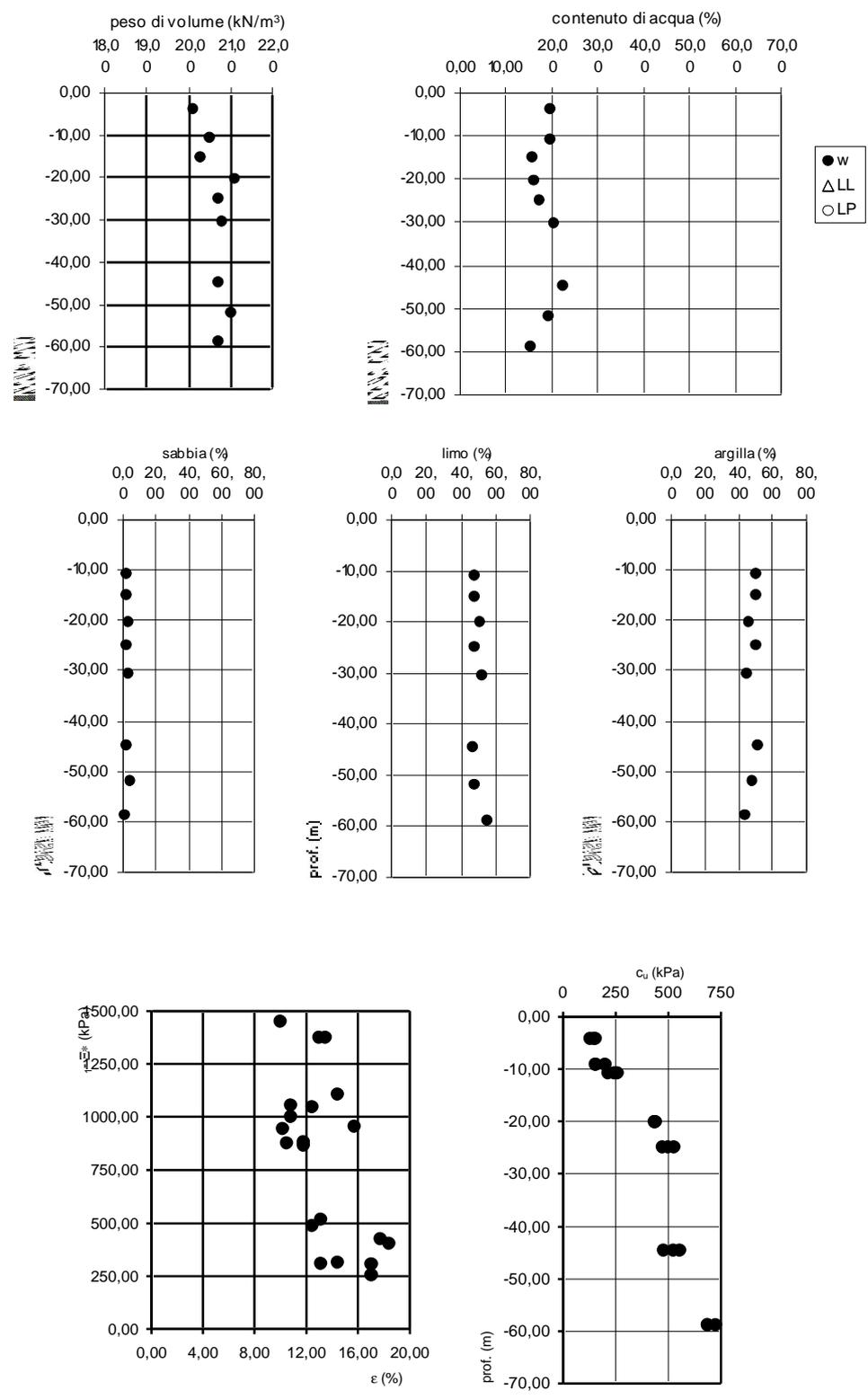


Prove di compressione ad espansione laterale libera



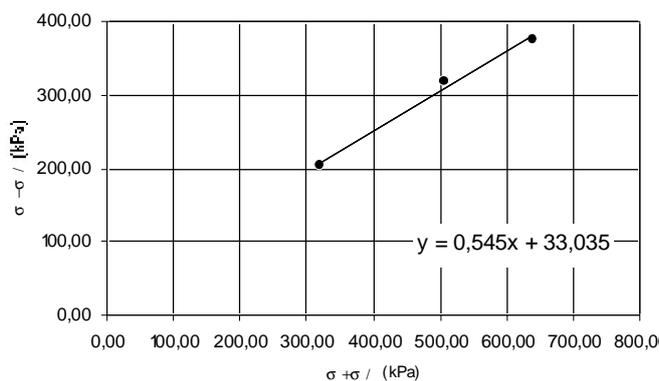
Prove di compressione triassiale UU

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

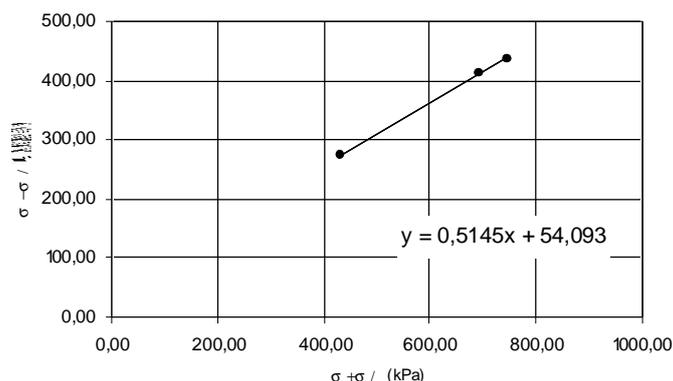


Prove di compressione triassiale UU

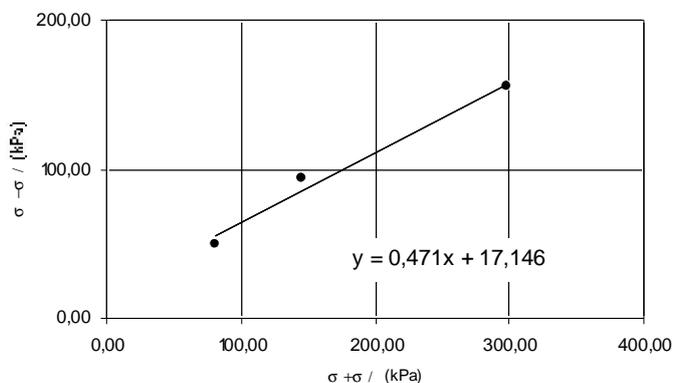
Fig. 3 Risultati delle prove di laboratorio nelle Argille grigio-azzurre (Progetto Definitivo)



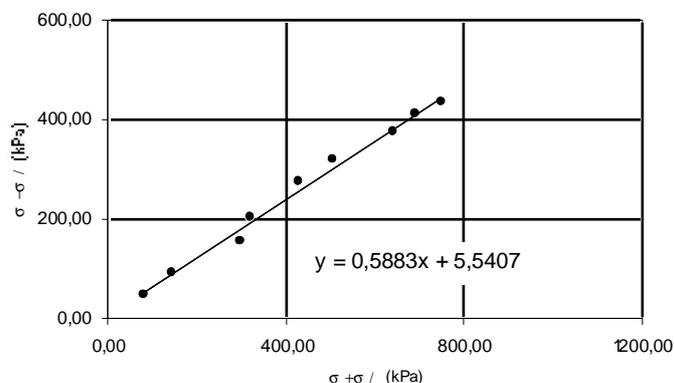
Prove di compressione triassiale CD
 Camp. S1 m 30,4
 b = 33 kPa
 tan α = 0,545
 φ' = 33,02 °
 c' = 39,36 kPa



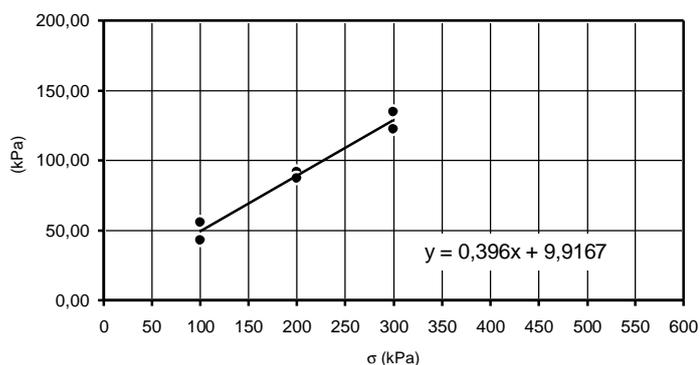
Prove di compressione triassiale CD
 Camp. S1 m 51,75
 b = 54 kPa
 tan α = 0,5145
 φ' = 30,96 °
 c' = 62,97 kPa



Prove di compressione triassiale CD
 Camp. S2 m 15
 b = 17 kPa
 tan α = 0,471
 φ' = 28,10 °
 c' = 19,27 kPa



Prove di compressione triassiale CD
 Insieme delle prove
 b = 5,5 kPa
 tan α = 0,588
 φ' = 36,02 °
 c' = 6,80 kPa



Prove di taglio diretto
 c' = 9,9 kPa
 φ' = 21,6 °

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

Rigonfiabilità

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

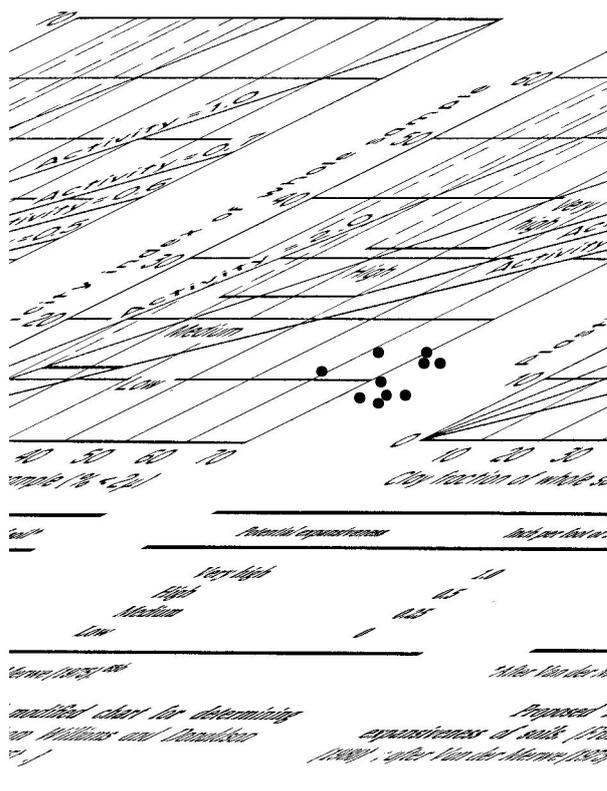


Fig. 5 - Correlazioni per la valutazione delle caratteristiche di rigonfiabilità

Caratteristiche meccaniche a livello di ammasso

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

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

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

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

Per le porzioni profonde

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

5. SITUAZIONE GEOTECNICA E SOLUZIONI PROGETTUALI DEGLI IMBOCCHI

– 5.1 IMBOCCO NORD

L'imbocco nord della galleria è ubicato in un'ampia area di compluvio alla testata di un fosso che scorre in direzione sud-nord. Il tronco che precede l'imbocco della galleria naturale prevede un tratto di circa 150 m che si sviluppa in taglio a mezza costa sul fianco destro della citata area di compluvio.

I sondaggi S1 del Progetto Preliminare (S1PP) e S1 del Progetto Definitivo (S1PD) sono stati eseguiti nelle zone a monte dell'imbocco, in corrispondenza della cresta della dorsale che sovrasta l'area di compluvio.

Entrambi i sondaggi hanno attraversato le argille grigio-azzurre per l'intero intervallo di profondità.

Lo spessore dello strato di alterazione è dell'ordine della decina di metri (9 m nel sondaggio S1PP; 10.9 m nel sondaggio S1PD): In entrambi i casi sembra trattarsi di fenomeni di decolorazione del materiale; le caratteristiche di consistenza, sia pur minori rispetto agli strati profondi, risulterebbero infatti medio-elevate (valori di resistenza al pocket di circa 4 kg/cm^2 ; $N_{SPT}=45$ alla profondità di circa 8 m nel sondaggio S1PD).

Una situazione diversa è da prevedere per la zona di compluvio dove è ubicato l'imbocco. In questa zona non sono stati eseguiti sondaggi per cui non si hanno dati diretti circa lo spessore dei terreni colluviali, verosimilmente presenti in questo settore, e lo spessore e le caratteristiche di consistenza dello strato di alterazione della formazione argillosa.

Le prospezioni sismiche (v. fig. 6) hanno evidenziato un maggiore spessore della coltre detritico-eluviale e/o della parte alterata della formazione nella zona centrale del compluvio; lo spessore della parte più alterata è risultata dell'ordine di 5-6 m.

Nella zona di cresta del rilievo sono presenti alcuni abitazioni e fabbricati interessati da un diffuso stato lesionativo. In particolare il fabbricato (capannone) presente sul piazzale, attualmente in stato di abbandono, presenta delle lesioni molto evidenti che indicano la comparsa di cedimenti molto accentuati e forse di una vera rottura del complesso fondazione-terreno con il tipico meccanismo di rotazione. Un diffuso stato lesionativo è stato rilevato anche sul vicino fabbricato, attualmente abitato.

La presenza di tali lesioni è un chiaro segno delle modeste caratteristiche meccaniche dei terreni più superficiali (e verosimilmente di una carenza fondale dei fabbricati); non si può escludere tuttavia che tali lesioni siano in parte dovuti anche alla presenza di lenti movimenti di pendio; si tratterebbe di fenomeni di soliflusso (o "creep") che interessano le porzioni più corticali del pendio e che possono considerarsi "fisiologici" in terreni dotati di elevata plasticità e con caratteristiche meccaniche generalmente scadenti e fortemente sensibili alle variazioni dello stato di saturazione.

Non si tratta in questo caso di fenomeni classificabili come dissesti di tipo franoso, ma di deformazioni plastiche che non avvengono lungo ben definite superfici di scorrimento; tali deformazioni sono per lungo

tempo quiescenti e possono riattivarsi solo in concomitanza di periodi con intense e prolungate precipitazioni meteoriche.

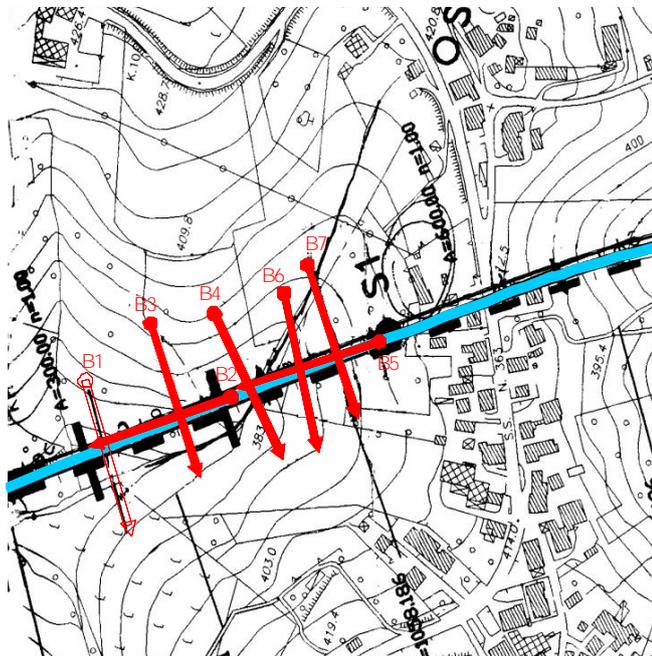


Fig. 6 Planimetria dell'imbocco nord con ubicazione delle prospezioni sismiche

Pur non essendo stati segnalati fenomeni di instabilità in questa zona (v. elaborati sugli studi geologici) è apparso ragionevole adottare soluzioni progettuali cautelative sia per le opere di imbocco sia per il tratto di galleria naturale che interessa le zone descritte.

Nella situazione delineata sono stati proposti i seguenti interventi.

Per limitare la realizzazione di profondi tagli a mezza costa, che potrebbero avere ripercussioni sulle condizioni di stabilità del versante argilloso, è stato previsto un tratto di paratia di pali di grande diametro di carattere definitivo

Tale paratia è stata prevista nel tratto di 30 m tra le progr. 0+740 e 0+770 e sarà attuata solo sul lato di monte con pali $\varnothing 1200$ mm e avrà una altezza massima 6 m.

Il taglio a monte, che avrà carattere definitivo, è previsto profilato con pendenza $h/b = \frac{1}{2}$. Saranno necessari interventi di regimazione delle acque e di inerbimento per prevenire i fenomeni erosivi.

Nel tratto successivo la paratia di pali raggiunge altezze di un certo rilievo e necessita di interventi di tirantatura. Poiché si è ritenuto preferibile non realizzare tiranti in terreni argillosi a carattere definitivo, la paratia avrà carattere provvisorio e sarà mantenuta solo per il tempo necessario alla realizzazione del tratto di galleria artificiale. A partire dalla progr. 0+795 le paratie saranno realizzate su entrambi i lati in quanto la trincea si approfondisce progressivamente procedente verso l'imbocco.

All'interno della trincea sostenuta dalle paratie di pali sarà realizzato un tratto di galleria artificiale lungo 90 m, dalla progr. 0+780 alla progr. 0+870 (imbocco in naturale).

Le paratie provvisorie saranno realizzate con pali $\varnothing 800$ mm e avranno altezze fuori terra progressivamente crescenti. Sul lato sinistro circa 8 m fino alla progr 0+840; da 8 a 10.5 circa nel tratto successivo di raccordo all'imbocco in naturale. Sul lato destro la paratia avrà una altezza di 4 m fino alla progr. 0+840; progressivamente crescente fino a 9.5 m nel tratto successivo.

Le paratie di altezza superiore a 5-6 m saranno tirantate: sono previsti due ordini di tiranti per le paratie di altezza 8 m e tre ordini di tiranti per le paratie fino a 10.5 m di altezza.

Al piede delle paratie lato monte (lato sinistro) sono stati previsti alcuni fori drenanti con lo scopo di mantenere depressi i livelli piezometrici a tergo delle paratie stesse.

Il taglio a monte delle paratie provvisorie è previsto profilato con tratti a pendenza $h/b = 2/3$ e sarà mantenuto aperto solo per il tempo necessario al completamento della galleria artificiale e al suo ritombamento.

Il fronte di imbocco sarà sostenuto da una paratia di micropali tirantata. Poiché lo scavo del fronte di imbocco raggiungerà una altezza complessiva di circa 15 m, pur considerando che si tratta di uno scavo contenuto lateralmente da paratie (in cui cioè l'effetto tridimensionale riveste importanza ai fini della stabilità globale) si dovranno adottare particolare cautele in questa fase.

Per tale motivo l'approfondimento dello scavo in questa zona dovrà avvenire per fasi, contestualmente alla realizzazione degli interventi di consolidamento del fronte della galleria naturale (barre in vetroresina, infilaggi e drenaggi) in modo da ottenere un fronte di scavo già consolidato durante l'approfondimento.

Tutte le lavorazioni dovranno essere condotte con la massima cautela rispettando le seguenti fasi esecutive e le modalità operative previste in progetto, qui di seguito riassunte.

- a) Esecuzione delle piste di lavoro e dei tagli fino alla quota della testa dei pali. Deviazione del fosso.
- b) Esecuzione delle paratie di pali e di micropali e dei cordoli di collegamento.
- c) Approfondimento dello scavo in trincea, con tirantatura progressiva, e applicazione dello strato di spritz-beton fibrorinforzato. In una prima fase il fondo dello scavo raggiungerà una quota superiore a quella dell'arco rovescio della galleria artificiale (all'incirca corrispondente alla quota di progetto, v. sezioni). Esecuzione dei fori drenanti alla base delle paratie.
- d) Realizzazione dell'imbocco della galleria naturale ed esecuzione dei primi tre campi di scavo a foro cieco (con infilaggi in avanzamento).
- e) Approfondimento dello scavo della trincea, per campioni di lunghezza pari ai conci, e getto del rivestimento della galleria artificiale (arco rovescio e piedritti).
- f) Completamento del rivestimento della galleria artificiale e rinterro.
- g) Ricostituzione della situazione morfologica originaria; completamento delle opere di regimazione delle acque meteoriche e degli interventi antiersivi.

5.2 IMBOCCO SUD

L'imbocco sud della galleria è ubicato nella parte alta del versante destro della incisione torrentizia che verrà superata dal viadotto San Bartolomeo I.

Poco a monte dell'imbocco è stato eseguito il sondaggio S2PD che ha attraversato le argille grigio-azzurre per l'intero intervallo di profondità.

Lo spessore dello strato di alterazione è segnalato di 13 m; a partire da questa profondità i valori di resistenza al pocket aumentano da circa 4 kg/cm² a circa 6 kg/cm²; il valore di N_{SPT} alla profondità di 6.5 m risulta in ogni caso elevato (41)

Le prospezioni sismiche (v. fig. 7) hanno evidenziato un spessore della coltre detritico-eluviale e/o della parte alterata della formazione nella zona centrale del compluvio dell'ordine di 6-7 m al massimo.

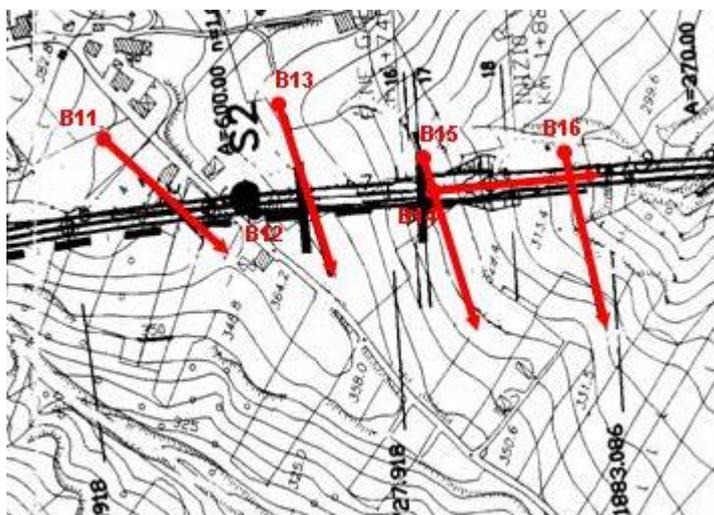


Fig. 7 Planimetria dell'imbocco sud con ubicazione delle prospezioni sismiche

Il versante degrada con pendenze mediamente accentuate verso l'area di fondovalle. Negli studi geologici non sono segnalati fenomeni di instabilità a grande scala; esiste in ogni caso in questa zona un piccolo dissesto che ha verosimilmente coinvolto gli strati argillosi più superficiali. Tenuto conto dei modesti spessori del dissesto, gli scavi per l'imbocco rimuoveranno sicuramente il materiale mobilizzato. E' apparso in ogni caso opportuno adottare un criterio cautelativo per il dimensionamento degli interventi.

In questo caso la trincea di approccio all'imbocco avrà una lunghezza molto più limitata rispetto all'imbocco nord (a causa delle maggiori acclività e dell'andamento del tracciato ortogonale alle curve di livello). Le paratie di pali saranno solo di tipo provvisorie e avranno un sviluppo più limitato.

Le paratie saranno realizzate con pali ø800 mm e avranno altezze fuori terra rapidamente crescenti: da 4 m a 10.5 m circa dalla progr. 1+740 alla progr. 1+720. Le paratie di altezza superiore a 5-6 m saranno tirantate: sono previsti due ordini di tiranti per le paratie di altezza 8 m e tre ordini di tiranti per le paratie

fino a 10.5 m di altezza.

Al piede delle paratie sono stati previsti alcuni fori drenanti con lo scopo di mantenere depressi i livelli piezometrici a tergo delle paratie stesse.

Sono previste le stesse fasi di scavo descritte per l'imbocco lato nord.

6. CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE DI SOSTEGNO DEGLI IMBOCCHI

– 6.1 PARATIA DI PALI DIAMETRO 1200 MM, CON CARATTERE DEFINITIVO (PROGR. 740÷770)

La paratia avrà in esercizio un'altezza massima fuori terra, ad opera ultimata, di 5.7 m. Tuttavia, per realizzare il rivestimento e la pavimentazione stradale sarà necessario approfondire lo scavo al piede della paratia stessa di ulteriori 80 cm (v. sezioni nelle tavole del Progetto). In fase di costruzione l'altezza complessiva fuori terra raggiungerà quindi 6.5 m.

Il dimensionamento della paratia è stato effettuato mediante il codice di calcolo agli elementi finiti "Paratie-CEAS 6.0" (v. appendice A) applicato allo schema geotecnico di terreno stratificato ricavato dai risultati delle indagini. Sono stati definiti tre strati sub-paralleli al piano di campagna:

"argille mediamente alterate"

dalla quota 0 alla quota -5 m

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

"argille poco alterate"

dalla quota -5 alla quota -12 m

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

"argille poco alterate o integre"

dalla quota -12 alla quota -30 m

peso di volume	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
angolo di attrito	$\phi' = 25^\circ$;
coesione drenata	$c' = 20 \text{ kPa}$;
modulo di deformabilità drenato	$E' = 40 \text{ MPa}$;

Lo schema di sottosuolo è riprodotto anche nelle schede allegate in appendice A relative ai risultati dei calcoli.

Il livello della falda idrica è stato considerato alla profondità di 3 m. È stato inoltre previsto durante le fasi di costruzione della paratia l'inserimento di microdreni per l'abbattimento del livello di falda.

La verifica è stata condotta in corrispondenza della sezione alla progr. 765 circa, sul lato sinistro (in corrispondenza dell'inizio del becco di flauto della galleria naturale) alla quale corrispondono le condizioni più gravose per altezze di scavo della paratia con carattere definitivo.

Con le ipotesi di calcolo suddette, il coefficiente di sicurezza della paratia, valutato in termini di rapporto di mobilitazione della spinta passiva (rapporto tra la risultante della resistenza per spinta passiva del

terreno e risultante delle spinte), risulta pari a circa 2.6 nella fase transitoria dello scavo corrispondente all'approfondimento della paratia per realizzare il rivestimento e la pavimentazione stradale.

Nelle schede allegate in Appendice A sono illustrati i risultati delle analisi e in particolare i valori delle sollecitazioni agenti sulla paratia (momenti flettenti e sollecitazioni di taglio) e delle deformazioni orizzontali, nonché lo schema adottato per l'analisi.

Si è inoltre eseguita la verifica alla resistenza sismica della struttura seguendo le indicazioni progettuali dell'Eurocodice 8 (UNI ENV 1998-5) relative alle opere di sostegno. Il coefficiente di accelerazione del terreno α è stato assunto pari a 0.2 come indicato dalla relazione sismica D1AS000001. In tale analisi il coefficiente di spinta attiva del terreno è stato calcolato secondo la formula di Mononobe-Okabe mentre il coefficiente di spinta passiva è stato calcolato considerando l'angolo d'attrito tra muro e terreno nullo. I risultati di tale analisi in termini di sollecitazioni e di deformazioni sono riportati sempre in Appendice A.

6.2 PARATIA PROVVISORIA DI PALI DIAMETRO 800 MM TIRANTATA (PROGR. 840÷870CIRCA)

Il dimensionamento di questa paratia è stato effettuato con lo stesso metodo e con lo stesso schema geotecnico prima descritto per la paratia con carattere definitivo (v. par. 6.1).

In questo caso l'altezza massima è di 10.8 m comprensivi dell'approfondimento di 80 cm in fase di costruzione del rivestimento, che si trova in corrispondenza della sezione di inizio della galleria naturale. Per questa paratia sono stati previsti diversi ordini di tiranti (v. prospetti nelle tavole del Progetto) in funzione delle dimensioni dello scavo. L'intervento di tirantatura infatti è stato proporzionalmente ridotto in funzione della progressiva diminuzione dell'altezza di scavo verso la sezione di inizio della galleria artificiale. Per l'altezza massima dello scavo sono stati previsti tre ordini di tiranti, invece per altezze di paratia comprese tra 8 e 7 metri sono stati previsti due.

La verifica è stata condotta in corrispondenza della progr. 870 che corrisponde all'inizio della galleria naturale in quanto, come detto sopra, vi corrisponde la massima altezza della paratia (v. Appendice A per lo schema adottato nell'analisi).

Sono stati previsti microdreni per l'abbattimento della falda.

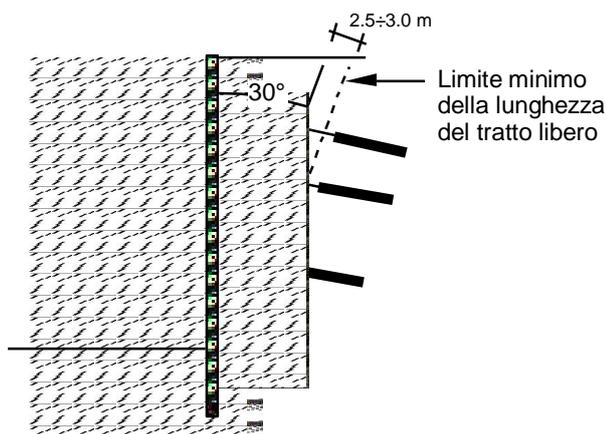
Il coefficiente di sicurezza della paratia, anche in questo caso valutato in termini di rapporto di mobilitazione della spinta passiva, risulta pari a 1.2 nella fase di scavo più gravosa, corrispondente ad un'altezza della paratia pari a 11m. In realtà è presumibile che l'altezza libera per tempi relativamente lunghi resterà dell'ordine della decina di metri e che l'ulteriore approfondimento fino a 11 m venga realizzato all'atto dell'esecuzione della struttura della galleria artificiale (v. sezioni di progetto) per campioni e mantenuto per il tempo strettamente necessario per il getto dell'arco rovescio. In tale situazione, il coefficiente di sicurezza ricavato può considerarsi accettabile.

I risultati dell'analisi condotta sulla sezione di verifica sono riportati in Appendice A, in termini di momento flettente e taglio della paratia e di deformazione della stessa.

Predimensionamento dei bulbi di ancoraggio dei tiranti

i) Lunghezza del tratto libero (L_L)

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



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

ii) Lunghezza del bulbo (o fondazione : L_F)

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

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

Sono stati previsti tiranti a 3 trefoli. Nelle tabelle riportate in Appendice A sono elencati i valori di tesatura dei tiranti e quelli finali, a scavo ultimato, conseguenti all'interazione con il terreno, risultanti dal calcolo effettuato.

Per il dimensionamento preliminare dei tiranti, in termini di diametro della perforazione e lunghezze del tratto libero e del bulbo di ancoraggio, sono state effettuate alcune ipotesi, basate sui risultati delle indagini eseguite.

Tale predimensionamento dovrà essere in ogni caso confermato in fase esecutiva in seguito all'acquisizione dei risultati delle specifiche prove su tiranti previste dalle Raccomandazioni AICAP.

7. GALLERIA NATURALE

7.1 GENERALITÀ

La galleria naturale prevista in progetto ha una lunghezza di 850 m tra la progr.0+870 e la progr.1+720 del tracciato.

Le coperture in calotta si mantengono inferiori a 20 m per tratti di circa 120 m e 80 m a partire rispettivamente dall'imbocco Nord e dall'imbocco Sud per poi aumentare fino ad un massimo di circa 50 m nel tratto centrale della galleria.

La sezione media di scavo è di circa 180 m² con forma policentrica. L'arco rovescio sarà realizzato con profondità massima, di circa 2.0 m sotto la quota del piano di lavoro (base di appoggio delle centine).

Come già illustrato nei paragrafi precedenti e nel profilo geomeccanico, lo scavo della galleria ricade esclusivamente nelle argille grigio-azzurre.

Nei capitoli seguenti vengono descritte le problematiche generali relative alla realizzazione della galleria e individuate le sezioni tipo e le metodologie di avanzamento. Successivamente sono stati eseguiti, mediante modellazione numerica, i calcoli statici delle sezioni di progetto e le verifiche strutturali dei dispositivi di contenimento provvisorio e definitivo.

7.2 PROBLEMATICHE ESECUTIVE

In questo capitolo si affrontano in linea generale le problematiche progettuali relative alla realizzazione di una cavità sotterranea.

Lo scavo di una galleria consiste essenzialmente nell'eliminare una massa di terreno e nel sostituirla con un rivestimento dotato di una propria resistenza e rigidità.

La messa in opera dei sostegni provvisori e/o definitivi può avvenire comunque solo dopo che il terreno ha subito variazioni del suo stato tensionale iniziale e sviluppato certe deformazioni.

In vicinanza delle pareti e del fronte di scavo, l'evoluzione degli stati di sforzo può comportare la formazione di una fascia di materiale plasticizzato la cui estensione dipende principalmente dai seguenti fattori:

- caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'ammasso connesse con le varie strutture geologiche che interessano la galleria;
- carichi litostatici corrispondenti alle coperture;
- forma e dimensioni della sezione di scavo;
- metodologia di avanzamento.

Da un'analisi dei suddetti fattori si nota come i primi tre risultino praticamente imposti dai vincoli progettuali (asse di tracciamento, sagoma limite, franchi tecnici etc) e quindi risulti di fondamentale importanza la scelta di una metodologia di avanzamento che garantisca la stabilità del fronte al procedere

dello scavo ed opportuni margini di sicurezza, nei confronti della rottura, per i materiali costituenti le strutture di contenimento provvisorie e definitive.

Nella realizzazione della galleria i fenomeni deformativi, connessi alla riduzione della pressione di contenimento sulle pareti dello scavo, tendono ad esaurirsi o aumentano progressivamente in relazione alla situazione geomeccanica considerata.

Al fine di limitare tali deformazioni, prima che le stesse determinino fenomeni di eccessivo allentamento dell'ammasso, è necessaria la posa in opera a ridosso del fronte di un sostegno provvisorio ed eventualmente il consolidamento del nucleo di terreno ancora da scavare.

In terreni spingenti per consentire la stabilizzazione della cavità si prevede, in prossimità del fronte di scavo, la chiusura del rivestimento di prima fase mediante il getto delle murette e dell'arco rovescio. Tale operazione evita che possano svilupparsi eccessive deformazioni in campo plastico con conseguente decadimento delle caratteristiche meccaniche del terreno.

La chiusura della sezione con l'arco rovescio permette inoltre una migliore redistribuzione delle sollecitazioni sul rivestimento provvisorio, evitando l'insorgere di problemi strutturali come ad esempio: formazione di cerniere plastiche in corrispondenza delle reni, instabilità per carico di punta dei piedritti, eccessivi abbassamenti del piede centina, riduzione degli spessori necessari al getto del rivestimento definitivo etc..

La posa in opera del rivestimento definitivo assume la funzione di incremento del coefficiente di sicurezza allo scavo e di assorbimento di eventuali incrementi di tensione a lungo termine indotti da fenomeni viscosi del terreno.

7.3 STABILITÀ DELLO SCAVO

Per la valutazione delle condizioni di stabilità di una galleria è di particolare interesse lo studio del comportamento tenso-deformativo della fascia di terreno in corrispondenza del fronte di scavo.

In fase di avanzamento possono essere distinte, all'interno del cavo, tre fasce di terreno caratterizzate da particolari stati tenso-deformativi. Nelle zone di terreno situate sufficientemente lontano, davanti e dietro il fronte di scavo, lo stato di deformazione può essere considerato piano. Trascurando l'influenza della tensione longitudinale parallela all'asse della galleria anche lo stato di tensione può essere ipotizzato piano.

Queste semplificazioni non possono essere estese alla zona in prossimità del fronte di scavo dove lo stato tenso-deformativo è puramente tridimensionale. Infatti nel piano del fronte di scavo nascono sforzi di taglio radiali dovuti al diverso comportamento del terreno davanti al fronte, dove è ancora sostenuto dal nucleo di terreno da scavare, e dietro allo stesso dove il nucleo su cui poggiava è stato eliminato dalle operazioni di scavo.

Da quanto sopra riportato lo studio di stabilità del fronte di scavo rappresenta un problema molto complesso che può essere affrontato rigorosamente solo mediante analisi numeriche tridimensionali.

Cionostante, una stima delle condizioni di stabilità del fronte di scavo può essere ottenuta ricorrendo a metodi semplificativi di facile applicazione.

In questa sede viene proposto il noto metodo delle "linee caratteristiche" (Lombardi e Amberg) che permette di valutare l'andamento delle deformazioni radiali dei diversi elementi della galleria (fronte, cavità, nucleo di terreno al fronte) al variare delle pressioni di contenimento applicate alle pareti dello scavo.

Tale metodo prevede le seguenti ipotesi semplificative: galleria a sezione costante e di forma circolare, stato di tensione iniziale di tipo isotropo e comportamento del terreno di tipo elasto-plastico perfetto.

Il metodo consiste nel tracciare graficamente 3 linee caratteristiche (curve deformazione radiale-pressione di confinamento):

Linea caratteristica della cavità ovvero di una sezione posta a grande distanza dal fronte per cui si può ipotizzare un comportamento bidimensionale.

Linea caratteristica del fronte ovvero di una sezione in corrispondenza del fronte per la quale vengono prese in considerazione gli sforzi radiali menzionati in precedenza.

Linea caratteristica del nucleo di terreno situato immediatamente davanti al fronte di scavo dotato di una resistenza pari alla metà della resistenza uniassiale del terreno, indicata nel seguito come resistenza di $\frac{1}{2}$ nucleo (Lombardi e Amberg):

$$R = c (N)^{0.5}$$

dove:

c = coesione drenata;

$N = (1 + \sin \alpha) / (1 - \sin \alpha)$.

Le equazioni necessarie per la costruzione di tali curve sono facilmente reperibili in letteratura.

L'intersezione tra la linea caratteristica del fronte e quella del nucleo rappresenta il punto di equilibrio della galleria in corrispondenza della zona deformata. Tale punto definisce l'entità dello spostamento radiale scontato dall'ammasso prima che possa essere messo in opera il prerivestimento.

Per il caso in esame sono state costruite le curve relative alla sezione con la massima copertura (50 m) presente lungo il tracciato e ipotizzando lo scavo della galleria all'interno delle argille grigio-azzurre di base. Le caratteristiche di resistenza e deformabilità adottate nei calcoli sono le seguenti

coesione drenata	$c' = 0.04$ MPa;
angolo di attrito	$\alpha = 28^\circ$;
modulo elastico	$E = 120$ MPa;
coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$;
peso di volume	$\gamma = 20$ kN/m ³ .

Dall'esame delle curve caratteristiche riportate nella fig. 8 si osserva come la resistenza di $\frac{1}{2}$ nucleo intercetti la curva caratteristica della cavità al fronte per spostamenti radiali inaccettabili ai fini della stabilità della galleria (circa 15 cm).

Il preconsolidamento del fronte eseguito mediante tubi in VTR conferisce al materiale da scavare un incremento di resistenza rispetto al suo valore caratteristico. Tale incremento può essere schematizzato

mediante una pressione di confinamento equivalente applicata al fronte o mediante un'aumento della coesione:

$$\Delta\sigma_1 = N \sigma_3;$$

$$\Delta c = \sigma_3/2 (N)^{0.5}$$

Operando un precontenimento del fronte mediante l'applicazione di n° 60 barre in VTR con sovrapposizione minima 9 m, l'incremento di resistenza di ½ nucleo può essere calcolato in funzione della resistenza allo sfilamento delle barre e della resistenza alla rottura per trazione delle stesse:

La resistenza allo sfilamento della barra è fornita da:

$$T_s = a \cdot d \cdot \pi \cdot L = 424 \text{ kN}$$

con:

a = aderenza malta-terreno assunta pari a 150 kN/m²;
 d = diametro di perforazione 10 cm;
 L = sovrapposizione minima pari a 9 m.

La resistenza alla rottura per trazione delle barre di più comune utilizzo non è mai inferiore a 700 kN per cui si ottiene:

$$\sigma_3 = T_s n/A = 141 \text{ kN/m}^2;$$

$$\Delta c = 117 \text{ kN/m}^2;$$

$$R' = (c + \Delta c) (N)^{0.5} = 260 \text{ kN/m}^2.$$

dove:

$n = 60$, numero di barre al fronte;

$A = 180 \text{ m}^2$, area della sezione di scavo;

R' = resistenza di ½ nucleo a seguito dell'intervento di consolidamento.

Considerando l'incremento di resistenza calcolato, nel tracciare la curva caratteristica del nucleo, è possibile ridurre la preconvergenza al fronte a circa 5.0 cm e conseguentemente lo sviluppo di eccessive deformazioni in campo plastico (vedi fig .8).

Alla luce delle considerazioni svolte e sulla base delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni interessati dallo scavo della galleria sono state individuate le sezioni tipo e le metodologie di avanzamento descritte nel seguito.

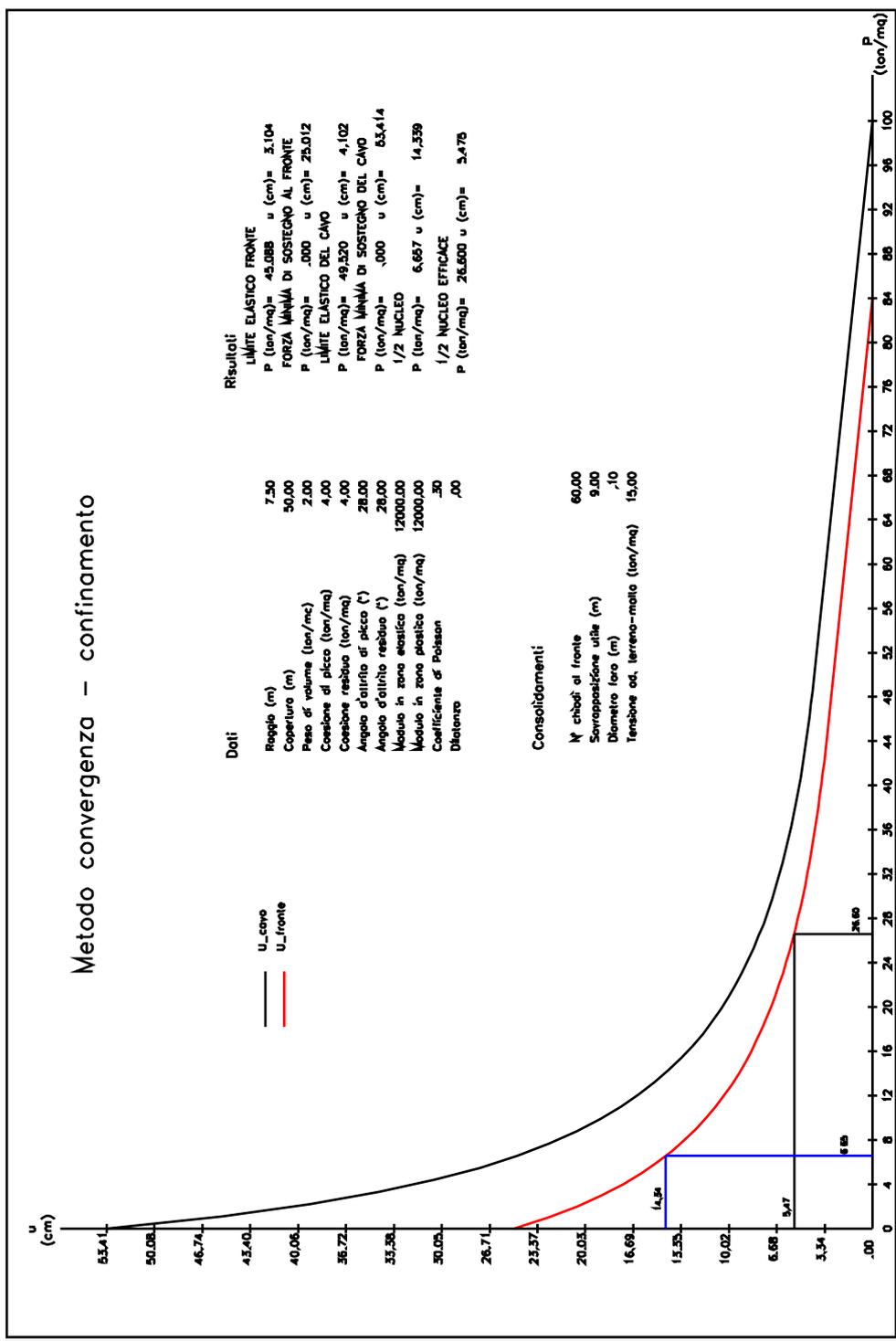


Fig.8 Curve caratteristiche

7.4 METODOLOGIA DI AVANZAMENTO

La realizzazione della galleria prevede in linea generale le seguenti fasi staticamente rilevanti:

- Consolidamento del fronte di scavo con elementi in vetroresina;
- Scavo a piena sezione con mezzo meccanico;
- Messa in opera del prerivestimento costituito da profilati in acciaio e spritz-beton fibrorinforzato ad incorporare le centine;
- Interventi complementari locali (drenaggi, guaina di impermeabilizzazione, infilaggi in calotta);
- Scavo e getto dell'arco rovescio e delle murette;
- Getto del rivestimento definitivo di calotta.

Si prevede un passo di avanzamento dello scavo pari all'interasse previsto delle centine, costituite da profilati accoppiati di tipo IPE 200.

In previsione tale interasse sarà pari ad 1 m e potrà variare del $\pm 20\%$ in relazione alle sollecitazioni trasmesse dal terreno, che essenzialmente sono legate alle altezze di copertura e alle condizioni al contorno.

I sostegni provvisori costituiti dalle centine sono associati all'applicazione di betoncino spruzzato fibrorinforzato di spessore 30 cm. Le modalità esecutive dello spritz dovranno essere tali da garantire il riempimento delle cavità tra terreno e centine in modo da conferire al dispositivo di prerivestimento la rigidità necessaria per contenere al minimo le deformazioni dell'ammasso.

Il getto dell'arco rovescio è previsto a una distanza massima dal fronte di 2.0 volte il diametro e comunque potrà variare in relazione al comportamento tenso-deformativo del cavo. A tale scopo è previsto un programma di monitoraggio in corso d'opera rivolto essenzialmente alle misure delle convergenze.

La distanza massima dal fronte per la posa in opera del rivestimento definitivo è prevista pari a 4 volte il diametro, anche tale distanza potrà variare in funzione del reale comportamento tenso-deformativo del cavo. In ogni caso dovrà essere sempre disponibile l'attrezzatura per il getto nell'eventualità si riscontri l'esigenza di limitare le deformazioni.

Il consolidamento del fronte con barre in vtr, i drenaggi in avanzamento e l'impermeabilizzazione sono previsti lungo tutto lo sviluppo della galleria.

I drenaggi saranno costituiti da tubi in PVC microfessurati con diametro $F=50\text{mm}$ e spessore 4mm, rivestiti all'esterno con geotessuto.

La guaina di impermeabilizzazione, costituita da un telo in PVC, di spessore 2 mm con sottostante strato di compensazione in tessuto non tessuto sarà posizionata tra il prerivestimento e il rivestimento definitivo.

L'ultimo strato di spritz-beton (3÷4 cm) a contatto con la guaina deve essere privo di fibre per evitare la lacerazione della guaina stessa.

Il consolidamento del fronte verrà eseguito mediante elementi strutturali in vetroresina costituiti da tubi F60/40 mm ad aderenza migliorata.

Nelle zone di imbocco fino a quando la copertura si mantiene inferiore a 20 m è prevista la messa in opera di una corona di infilaggi all'estradosso del dispositivo di sostegno provvisorio per prevenire eventuali fenomeni di fornellamento e limitare in generale sensibili rilasci tensionali.

Sulla base di quanto esposto si prevede di realizzare lo scavo della galleria adottando 3 sezioni tipo:

Sezioni correnti – Tipo B e C

Sezione in corrispondenza degli imbocchi – Tipo A

Per ognuna di tali sezioni, è stata prevista una sezione alternativa (Sezioni Tipo A1, B1, C1) in cui si prevede il preconsolidamento al contorno lungo un'arco di calotta di circa 120°, da eseguire mediante tubi in vetroresina iniettati (2 vlv/m) ad interasse 40 cm. Tali sezioni potranno essere applicate localmente in presenza di lenti di sabbia e comunque in presenza di terreni limo-argillosi intercalati da strati sabbiosi con potenza decimetrica. In tali terreni possono infatti manifestarsi venute d'acqua che risultano critiche ai fini della stabilità del fronte qualora interessino le porzioni più elevate del fronte stesso (zone sommitali della calotta).

7.5 SEZIONI CORRENTI (SEZIONI TIPO B E C)

Si prevede l'adozione delle sezioni tipo B e C nei tratti di galleria aventi coperture comprese tra 20 e 50 m (copertura massima).

Le due sezioni differiscono solo per gli spessori del rivestimento definitivo in calotta. La sezione tipo C ha uno spessore maggiore di 10 cm rispetto alla sezione tipo B.

La sezione media di scavo, di forma policentrica, è pari a circa 180 m².

L'avanzamento dello scavo avviene per campi di lunghezza 12m.

Di seguito sono descritte le fasi operative:

Esecuzione del preconsolidamento del fronte.

Dal fronte di scavo si realizza il preconsolidamento del fronte mediante la posa di 60 elementi strutturali in VTR costituiti da tubi F60/40 mm ad aderenza migliorata, aventi lunghezza minima 21.00 m e sovrapposizione ≥ 9.00 m. Le fasi costruttive sono le seguenti:

- esecuzione sul fronte di uno strato di spritz-beton fibrorinforzato avente spessore minimo di 10 cm;
- perforazione eseguita a secco $\varnothing \geq 100$ mm;
- immediata posa dell'elemento strutturale in vetroresina, munito dell'opportuna attrezzatura per la cementazione ed esecuzione di cianfrinatura a boccaforo;

- inghisaggio del tubo mediante una miscela cementizia iniettata a bassa pressione tra tubo e pareti del perforo ed all'interno del tubo stesso. L'iniezione dovrà essere proseguita fino a totale riempimento e la valvola di non ritorno dovrà garantire il mantenimento della bassa pressione per il tempo di presa della miscela cementizia.

Gli elementi strutturali in VTR dovranno garantire le seguenti caratteristiche meccaniche:

densità	$\geq 1.9 \text{ t/m}^3$ (UNI 7092-72)
resistenza a trazione	$\geq 950 \text{ MPa}$ (UNI EN61)
resistenza a taglio	$\geq 140 \text{ MPa}$ (ASTM D 732 85)
modulo elastico	$\geq 15000 \text{ MPa}$ (UNI EN61)
contenuto in vetro	$\geq 60\%$
resistenza a trazione totale	$\geq 65 \text{ t}$

Esecuzione dei drenaggi in avanzamento

L'esecuzione di drenaggi in avanzamento al contorno della sezione, secondo le geometrie indicate in progetto, sono da prevedersi solo in caso di presenza d'acqua osservata durante gli scavi. In tal caso si prevede la realizzazione di n°2 drenaggi costituiti da tubi in PVC, di lunghezza pari a 30 m, microfessurati per 18 m a partire dal fondo foro e ciechi per 12 m verso bocca foro, del diametro =50 mm spessore ≥ 4 mm e protezione con tessuto non tessuto, messi in opera all'interno di un foro con diametro =80-90 mm. Il tratto cieco deve essere reso solidale al foro mediante iniezioni di miscele cementizie; un sacco otturatore o altro sistema analogo dovrà essere posto all'estremità superiore. La posizione e l'inclinazione saranno definite in dettaglio in corso d'opera in funzione della situazione effettivamente riscontrata.

Esecuzione scavo

Esecuzione dello scavo di avanzamento a piena sezione per singoli sfondi pari all'interasse previsto delle centine.

Posa in opera del rivestimento di prima fase

Al termine di ogni singolo sfondo verrà messo in opera il rivestimento di 1a fase costituito da centine metalliche accoppiate IPE 200 passo 1.00 m e da uno strato di spritz-beton, di spessore pari a 30 cm fibrorinforzato, additivato con 40 kg/m^3 di fibre di acciaio. Le centine appena posate dovranno essere collegate alle altre attraverso le apposite catene. L'interasse delle centine potrà variare del $\pm 20\%$ in funzione delle convergenze misurate in corso d'opera.

Getto arco rovescio

Il getto dell'arco rovescio, armato, deve avvenire entro una distanza massima di 2 diametri dal fronte e comunque in funzione del comportamento tenso-deformativo del cavo e del fronte. Si prevede uno spessore pari a 110 cm.

Impermeabilizzazione

Posa in opera dell'impermeabilizzazione da eseguire prima del getto del rivestimento definitivo. Si prevede la messa in opera di uno strato protettivo di tessuto non tessuto, di un telo impermeabilizzante in

PVC di spessore 2 mm e di tubi in PVC microfessurati per la raccolta delle acque ($\phi=125$ mm, spessore ≥ 3 mm).

Getto rivestimento definitivo di calotta

Il getto del rivestimento definito di calotta in cls non armato sarà da eseguire ad una distanza dal fronte regolata in funzione del comportamento tenso-deformativo monitorato e comunque non dovrà essere maggiore di 4 volte il diametro della galleria.

Per la sezione tipo B lo spessore sarà variabile da un minimo di 90 cm in chiave ad un massimo di 110 cm in corrispondenza dei piedritti.

Per la sezione tipo C si prevedono 100 cm in chiave e 120 cm ai piedritti.

Come già esposto in precedenza, in presenza di particolari condizioni geomeccaniche, si prevede di adottare in sostituzione alle sezioni tipo B e C le sezioni tipo B1 e C1.

Quest'ultime prevedono iniezioni di consolidamento ed impermeabilizzazione al contorno da realizzare con la tecnica "a volume e pressione controllati" con tuvi in VTR valvolati (2 vlv/m).

L'immissione della miscela cementizia avverrà, una volta completata la formazione della guaina di inghisaggio a riempimento dell'intercapedine tra tubo e terreno, attraverso le singole valvole opportunamente isolate mediante doppio otturatore (packer), anche in più fasi successive intercalate da un opportuno periodo di maturazione. Si prevede l'utilizzo di miscela ternarie standard (cemento-acqua-additivi) e di miscele chimiche. La prima fase prevede l'iniezione di un volume prestabilito di miscela attraverso le valvole predisposte, previa rottura con adeguata pressione della guaina precedentemente eseguita. L'iniezione verrà arrestata al raggiungimento del valore del volume iniettato stabilito o del valore di pressione indicato. Nella seconda e terza fase si prevede la ripresa delle valvole e l'iniezione di miscela fino al raggiungimento del valore di volume iniettato definito per tale fase o del valore di pressione di rifiuto stabilito.

Sulla base delle prime risultanze in corso d'opera potranno essere ottimizzati i parametri di controllo (volume e pressione) adottati nella esecuzione delle iniezioni.

Per i dettagli costruttivi si rimanda ai relativi elaborati di progetto.

7.6 SEZIONE IN CORRISPONDENZA DEGLI IMBOCCHI (SEZIONE TIPO A)

Tale sezione sarà da applicare in corrispondenza delle zone di imbocco fino a coperture inferiori a 20 m. L'avanzamento dello scavo avviene per campi di lunghezza 9m.

Le fasi esecutive sono le seguenti:

Esecuzione del preconsolidamento del fronte.

Dal fronte di scavo si realizza il preconsolidamento del fronte mediante la posa di 60 elementi strutturali in VTR costituiti da tubi F60/40 mm ad aderenza migliorata, aventi lunghezza minima di 18.00 m e

sovrapposizione ≥ 9.00 m. Per le fasi costruttive e le caratteristiche meccaniche dei tubi in VTR si può fare riferimento a quanto già indicato nel paragrafo precedente.

Esecuzione infilaggi metallici

Gli infilaggi, disposti ad interasse 40 cm lungo un arco di calotta di 120° , avranno diametro di perforazione $\Phi=200$ mm e saranno armati con tubi metallici (Fe 510) di diametro 139.7 mm e spessore 8 mm.

La lunghezza prevista è di 15 m con sovrapposizione di 6 m, l'inclinazione sarà pari al 7%.

Le fasi costruttive sono le seguenti:

- perforazione eseguita a secco $\varnothing \geq 200$ mm;
- immediata posa del tubo in acciaio, munito dell'opportuna attrezzatura per la cementazione ed esecuzione di cianfrinatura a boccaforo;
- inghisaggio del tubo mediante una miscela cementizia iniettata a bassa pressione tra tubo e pareti del perforo ed all'interno del tubo stesso. L'iniezione dovrà essere proseguita fino a totale riempimento e la valvola di non ritorno dovrà garantire il mantenimento della bassa pressione per il tempo di presa della miscela cementizia.

Per le seguenti fasi operative vedi paragrafo precedente:

Esecuzione dei drenaggi in avanzamento

Esecuzione scavo

Posa in opera del rivestimento di prima fase

Getto arco rovescio

Impermeabilizzazione

Getto rivestimento definitivo di calotta

Il getto del rivestimento definito di calotta in cls non armato sarà da eseguire ad una distanza dal fronte regolata in funzione del comportamento monitorato e comunque non dovrà essere maggiore di 4 volte il diametro della galleria. Il rivestimento definitivo avrà sviluppo longitudinale tronco-conico con campi di avanzamento pari a 9 m. Lo spessore sarà variabile in chiave da 80 a 143 cm, ai piedritti da 100 cm a 163 cm, in arco rovescio sarà costante e pari 110 cm.

Anche in questo caso, in presenza di particolari condizioni geomeccaniche, si prevede di adottare in sostituzione alla sezioni tipo A la sezione tipo A1. Per le modalità di esecuzione del consolidamento al contorno vedi paragrafo precedente.

7.7 ANALISI TENSO-DEFORMATIVA DELLE SEZIONI TIPO

Al fine di individuare il comportamento statico e deformativo della galleria in esame sono state eseguite una serie di analisi numeriche, che coerentemente con le varie fasi costruttive, permettono di valutare lo stato tensionale nel terreno, il livello di sicurezza delle opere provvisorie e le sollecitazioni agenti nelle strutture di rivestimento definitivo sia nelle condizioni di breve termine che in quelle di lungo termine.

In particolare le analisi sono state condotte relativamente alla sezione tipo C sotto la massima copertura pari a 50 m ipotizzando che la sezione di scavo ricada completamente nelle argille grigio azzurre di base. Nei successivi paragrafi, dopo avere brevemente esposto le caratteristiche peculiari del programma di calcolo utilizzato, vengono descritte le procedure di calcolo ed esposti i risultati ottenuti in relazione alla sezione tipo analizzata.

Analisi alle differenze finite FLAC 3.4

Le analisi tenso-deformative presentate nel seguito, sono state condotte impiegando il codice di calcolo FLAC 3.4 (Fast Lagrangian Analysis of Continua), sviluppato da ITASCA Consulting, il quale consente di affrontare problemi di meccanica del continuo, determinando gli stati tensionali e deformativi in un dominio bidimensionale, le cui caratteristiche sono definite da leggi di comportamento, di tipo elastico o plastico, e da imposte condizioni al contorno, implementando il metodo delle differenze finite. Tale metodo si basa sulla discretizzazione delle equazioni differenziali che governano il problema fisico in esame (equazioni derivanti dal teorema della divergenza di Gauss), attraverso la sostituzione delle derivate con quozienti di differenze finite. In questo modo, le equazioni differenziali vengono trasformate in equazioni algebriche, da risolversi in successivi passi di calcolo. L'algoritmo di calcolo segue uno schema lagrangiano denominato "esplicito per integrazione diretta nel tempo" (explicit time marking), il quale è in grado di lavorare agevolmente e molto velocemente per sistemi con grandi deformazioni, con stati di collasso molto avanzati e in condizioni di instabilità (la possibilità di giungere al collasso non è infatti limitata da problemi di stabilità numerica, quale l'invertibilità di matrici). L'adattamento del metodo alle differenze finite a casi di griglia di forma qualunque segue l'approccio di Wilkins M.L.

La discretizzazione viene operata sovrapponendo alla porzione di continuo considerata un reticolo, in genere di maglie quadrilatera (elementi quadrilateri e/o triangolari), in corrispondenza dei cui nodi (gridpoints) sono definite le grandezze in gioco. E' allora possibile approssimare la derivata prima di una funzione rispetto a una variabile indipendente, con il rapporto tra la variazione subita dalla funzione stessa nel passare da un nodo ad uno contiguo, e la corrispondente variazione della variabile indipendente.

La legge costitutiva del materiale viene espressa nella seguente forma:

$$\sigma = E \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \Rightarrow \sigma_{i,j}^t = E \cdot \frac{u_{i+1,j}^t - u_{i,j}^t}{\Delta x}$$

Il codice di calcolo FLAC usa uno schema di soluzione "esplicito condizionatamente stabile", la cui sequenza di calcolo iterativo comprende i seguenti passi:

- per ogni nodo della griglia si valuta la massa m , la risultante delle forze esterne F_e (gravità, carichi esterni ...), la risultante delle forze interne F_i , calcolata per integrazione degli sforzi nelle zone collegate al nodo stesso, così che è possibile determinare la forza squilibrata agente sul nodo F_u (unbalanced force $F_u = F_e - F_i$); affinché il sistema sia in equilibrio, tale forza deve essere nulla;
- per ogni nodo si scrive l'equazione di Newton $F_u = m \cdot a$, tramite la quale è possibile determinare l'accelerazione del nodo in esame; integrando due volte l'accelerazione si ottiene la velocità e lo spostamento incrementale di ogni nodo;
- dal campo di spostamenti incrementali, è possibile risalire al campo di deformazioni incrementali e quindi, attraverso il legame costitutivo dei materiali, al campo di variazioni degli sforzi nel reticolo;
- la variazione degli sforzi comporta la modifica, per ogni nodo della griglia, della risultante delle forze interne e conseguentemente la necessità di rideterminare la F_u , dando inizio ad un nuovo passo di calcolo. Il processo iterativo ha termine qualora si ottenga una forza squilibrata che abbia un valore minore di una tolleranza prestabilita. In generale, l'analisi può essere terminata quando la "unbalanced force" è pari allo 0.1% o all'1% della forza iniziale agente sul nodo.

Nell'analisi condotta, per l'ammasso si è assunto modello di comportamento elasto-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb, definito dalle seguente espressione:

$$F = \sigma_1 - \sigma_3 \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) - 2c \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right)^{0.5}$$

$$F = \sigma_{\text{traz}} - \sigma_3$$

secondo tali ipotesi il comportamento del materiale è elastico per sforzi tali da risultare $F < 0$, oppure plastico per sforzi con $F > 0$.

Nel criterio di Mohr-Coulomb i parametri di resistenza sono coesione e angolo di attrito (c, ϕ) integrati dal valore di trazione ammissibile nel materiale (S_{traz}).

Gli elementi rappresentativi dei rivestimenti sono attivati "free stress" (senza sforzi inerziali) e sono soggetti al peso proprio e agli spostamenti indotti dalle variazioni di rigidezza e di sollecitazione che intervengono nello stesso step di calcolo e nei successivi.

Le analisi sono state condotte in condizioni di deformazione piane (PLANE STRAIN), ma con accorgimenti tali, da rappresentare il progressivo passaggio dal problema tridimensionale, vicino al fronte, a quello piano, lontano dal fronte. Le modalità con cui è stato affrontato tale passaggio sono descritte nei paragrafi successivi.

Modello di calcolo e caratteristiche meccaniche dei terreni e dei materiali utilizzati

La galleria è stata schematizzata rispetto al suo asse di simmetria verticale. Il modello di calcolo ha un'altezza di circa 120 m, un'ampiezza di 100 m ed è costituito da 6900 elementi. La copertura considerata nel calcolo è pari a 50 m.

Lo scavo della galleria, alle profondità in cui è prevista l'applicazione della sezione in esame (20m÷50m), interessa sempre la formazione di base delle argille grigio-azzurre.

Nella tabella 7.1 sono riportati i valori dei parametri di resistenza e deformabilità in condizioni non drenate e drenate utilizzati, rispettivamente, nei calcoli a breve e lungo termine.

Tabella 7.1 - Parametri in condizioni drenate e non drenate

Condizioni		γ (kN/m ³)	c' (MPa)	(°)	c_u (MPa)	E (MPa)	E_u (MPa)
non drenate	0.5	2.0	-	-	0.4	-	240
drenate	0.3	2.0	0.04	28	-	120	-

in cui:

E_u = modulo elastico non drenato (MPa);

E = modulo elastico drenato (MPa);

c' = coesione drenata(MPa).

= coefficiente di Poisson;

γ = peso di volume (kN/m³);

c_u = coesione non drenata(MPa).

= angolo di attrito (°).

Nella modellazione dello scavo della galleria sono stati utilizzati i parametri di resistenza e deformabilità a "breve termine" che, tenuto conto delle caratteristiche di permeabilità dei terreni argillosi interessati dallo scavo, corrispondono alle condizioni "non drenate". Ciò in conseguenza dell'ipotesi di completare lo scavo dell'intera galleria entro tempi inferiori a quelli necessari al terreno per dissipare le sovrappressioni interstiziali ed esaurire i processi di consolidazione, indotte nelle argille in seguito alle variazioni tensionali provocate dallo scavo stesso.

Nella verifica della sezione con rivestimento definitivo sono stati introdotti i parametri di resistenza e deformabilità a "lungo termine" corrispondenti alle condizioni drenate (o meglio di totale dissipazione delle pressioni neutre). Conseguentemente il confronto tra la resistenza del terreno e lo stato tensionale è stato espresso in termini di tensioni efficaci. La distribuzione delle pressioni neutre è stata calcolata mediante analisi di filtrazione in cui si è tenuto conto dell'azione drenante dei tubi in PVC microfessurati paralleli all'asse della galleria e posti all'altezza dei piedritti.

Il coefficiente di permeabilità utilizzato nei calcoli è pari $K = 1 \cdot 10^{-7}$ cm/s.

Rivestimenti

I rivestimenti di prima fase e definitivo sono stati simulati mediante elementi strutturali di tipo "beam", collegati ai nodi del reticolo giacenti sul contorno del cavo.

Il prerivestimento, costituito da spritz-beton Rck = -25 MPa per uno spessore di 30 cm, armato con 2 centine IPE 200 in acciaio Fe 430, è stato schematizzato come materiale a comportamento elastico-lineare, avente i seguenti moduli elastici:

- centine E = 210 GPa;
- spritz-beton (breve termine) E = 9.0 GPa;
- spritz-beton (lungo termine) E = 28.5 GPa.

Il modulo elastico del prerivestimento è stato determinato utilizzando la seguente espressione analitica:

$$E = (A_s E_s + A_c E_c) / A$$

In cui:

- A_s = area dello spritz beton
- A_c = area delle centine
- E_s = modulo elastico dello spritz beton
- E_c = modulo elastico dell'acciaio
- A = A_s + A_c

Il rivestimento definitivo è stato schematizzato come materiale a comportamento elastico-lineare avente spessore in calotta variabile da un minimo di 100 cm in chiave ad un massimo di 120 cm in corrispondenza dei piedritti e in arco rovescio con spessore costante pari a 110 cm.

È stato assunto un cls con Rck = 30 MPa avente i seguenti moduli elastici:

- cls di rivestimento (breve termine) E = 4.0 GPa;
- cls di rivestimento (lungo termine) E = 31.2 GPa.

Nella modellazione dei carichi agenti sul rivestimento definitivo nelle condizioni di lungo termine gli elementi strutturali rappresentanti il prerivestimento sono stati eliminati.

Carichi applicati e simulazione dell'effetto fronte

Le analisi sono state effettuate considerando le azioni dei carichi statici corrispondenti alle tensioni litostatiche e alle forze derivanti dallo scavo.

Nella ricostruzione dello stato tensionale preesistente lo scavo, il valore del rapporto K_o tra sforzo orizzontale e sforzo verticale è stato assunto pari a 0.75 in condizioni non drenate e K_o = 0.5 in condizioni drenate.

Nell'analisi, le forze che derivano dallo scavo sono state portate in conto in maniera progressiva, applicando percentuali crescenti a mano a mano che vengono introdotti nuovi elementi della struttura di rivestimento provvisorio e definitivo, ovvero via via che procede l'avanzamento del fronte di scavo. In tal

modo è stata modellata, in termini bidimensionali, la situazione tipicamente tridimensionale presente nella sezione al fronte di avanzamento, legata alla presenza del nucleo di materiale da scavare.

Per stimare l'effetto di contenimento del nucleo al fronte in relazione alle varie fasi costruttive è stato fatto riferimento, secondo quanto suggerito dall'AFTES (cfr. Recommendation for use of convergence confinement method), alla curva di Panet "pressione fittizia σ_f / distanza x dal fronte" con un parametro N_s pari a 3.

In pratica, la presenza del nucleo di avanzamento corrisponde, nel passaggio dal problema tridimensionale a quello bidimensionale, ad una pressione di confinamento esercitata sul contorno dello scavo pari a:

$$\sigma_f = (1-\lambda) \sigma_0;$$

dove σ_0 è la pressione radiale sul contorno del cavo esercitata dal carico geostatico, mentre λ è un coefficiente di rilassamento che assume valori variabili da 0 a 1 in funzione della distanza della sezione in esame dal fronte di scavo. Valori di $\lambda=0$ corrispondono alle condizioni iniziali ($\sigma_f=\sigma_0$), valori di $\lambda=1$ corrispondono ad una situazione in cui il terreno è stato completamente scavato ovvero il fronte si trova a grande distanza dalla sezione di riferimento ($\sigma_f=0$).

Nei paragrafi seguenti la riduzione della pressione di confinamento esercitata sul contorno del cavo sarà indicata come un rilascio in percentuale ($\lambda\%=\lambda \cdot 100$) della pressione radiale originaria σ_0 (forze di scavo).

Fasi di calcolo

L'analisi è stata organizzata in 9 successive fasi di calcolo che consentono la descrizione dei vari interventi costruttivi e la schematizzazione di diverse condizioni di carico per il priverivestimento e per il rivestimento definitivo.

Fase 1 In questa prima fase di calcolo viene applicato il peso proprio del terreno; viene cioè ricostruito lo stato tensionale preesistente lo scavo.

Fase 2 Questa fase corrisponde alla sezione della galleria in prossimità del fronte di scavo, immediatamente prima della messa in opera del priverivestimento. Il contributo statico fornito dalla porzione di ammasso oltre il fronte non ancora scavato viene simulato rilasciando il 50 % delle forze di scavo. Lo scavo della galleria è stato simulato a piena sezione, incluso lo scavo dell'arco rovescio.

Fase 3 Viene simulato lo scavo a piena sezione per 1.0 m e la posa in opera del priverivestimento adottando per lo spritz beton un modulo elastico non ancora maturo. In questa fase viene rilasciata un'ulteriore aliquota delle forze di scavo pari al 38% (totale 88%).

Fase 4 Viene simulata la maturazione del modulo elastico dello spritz beton. Le forze di scavo vengono ridotte fino al 92%, valore stimato per una distanza dal fronte di circa 8 m.

Fase 5 Viene simulato l'avanzamento dello scavo fino ad una distanza di circa 1 diametro dal fronte e il getto dell'arco rovescio e delle murette. Il modulo elastico del calcestruzzo viene assunto pari a

4 GPa, corrispondente a quello di un getto con maturazione parziale. In questa fase si effettua un rilascio delle forze di scavo fino al 95%.

Fase 6 In questa fase viene simulata la maturazione del getto dell'arco rovescio incrementando il modulo elastico del cls a 31.2 GPa e il getto del rivestimento definitivo con un modulo elastico non ancora maturo. In questa fase viene eliminato completamente il contributo delle forze di scavo (rilascio del 100%).

Le analisi delle fasi di calcolo sopra riportate sono state effettuate in condizioni di breve termine utilizzando parametri di resistenza e deformabilità del materiale in condizioni non drenate. Successivamente l'analisi è stata proseguita attraverso ulteriori 3 fasi di calcolo utilizzando i parametri meccanici in tensioni efficaci.

Fase 7 Sostituzione dei parametri del terreno da non drenati a drenati e maturazione del rivestimento definitivo. In questa fase viene eliminato il contributo del priverivestimento.

Fase 8 In questa fase vengono inibite momentaneamente le calcolazioni meccaniche (sforzi e deformazioni) per definire la distribuzione delle pressioni neutre mediante analisi di filtrazione. Le condizioni idrauliche al contorno prevedono un'altezza della falda di 20 sopra il colmo della calotta e imposizione di una pressione nulla in corrispondenza del tubo drenante in PVC posto all'altezza dei piedritti.

Fase 9 Sulla base della distribuzione delle pressioni neutre, determinata nella fase precedente, viene ricalcolato lo stato tenso-deformativo del terreno che evolve ad una nuova condizione di equilibrio. In questa fase per il calcolo delle condizioni tensionali è stata utilizzata la seguente relazione:

$$S'_{F9} = S_{F7} - p$$

in cui S_{F7} è lo stato tensionale al termine della fase 7, p è la pressione neutra ottenuta nel calcolo di filtrazione (Fase 8).

Criteri di verifica

Priverivestimento

Dato il carattere provvisorio della struttura nelle verifiche sono state utilizzate le seguenti tensioni limiti:

spritz-beton ($R_{ck} = 25$ MPa) $\sigma_s = R_{ck} / 1.3 = 19.2$ MPa;

acciaio centine (Fe 430) $\sigma_c = \sigma_{snerv} (275 \text{ MPa}) / 1.3 = 211.5$ MPa.

A partire dalle sollecitazioni interne determinate mediante l'analisi numerica descritta precedentemente, azione assiale N e momento flettente M , le tensioni massime agenti sui materiali sono state calcolate nel seguente modo:

$$\sigma_s = N/A^* + M/I^*y ; \sigma_c = m (N/A^* + M/I^*y) \text{ con } m=15$$

essendo y la distanza della fibra considerata dal baricentro della sezione omogeneizzata, ed A^* e I^* rispettivamente l'area ed il momento d'inerzia ideali, ottenuti omogeneizzando la centina metallica allo spritz-beton.

Rivestimento definitivo

Le verifiche strutturali delle sezioni si basano sul metodo degli stati limite facendo riferimento al D.M. del 09/01/96, con il supporto dell'Eurocodice 2.

Le tensioni calcolo adottate sono le seguenti:

calcestruzzo

R_{ck}	= 30 MPa;
$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 24.9 MPa;
$f_{ctk,0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm}$	= 1.82 MPa (trazione);
$f_{ctk,0.05} = 1.2 \cdot f_{ctm}$	= 3.13 MPa (flessione);
$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$	= 15.56 MPa;
$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck}$	= 14.94 MPa (comb. rara),
$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck}$	= 11.20 MPa (comb. quasi permanente),
E_c	= 31220 MPa

acciaio per cemento armato: FeB44k

f_{yk}	= 430 MPa;
f_{yd}	= 374 MPa;
ϵ_{yd}	= 1.87 %;
$\sigma_s = 0.70 \cdot f_{yk}$	= 301 MPa (comb. rara);
E_s	= 206000 MPa

7.8 RISULTATI DELLE ANALISI

Le verifiche dei rivestimenti provvisori e definitivi sono state eseguite in corrispondenza delle sezioni resistenti più sollecitate al termine delle fasi di calcolo ritenute più gravose. Per identificare di volta in volta le sezioni prese a base delle verifiche, si può fare riferimento alla figure riportate in Appendice in cui sono riportati i nodi strutturali rappresentanti i rivestimenti.

I diagrammi delle sollecitazioni in termini di forza assiale, momento flettente e forza di taglio sono riportati in Appendice B sotto forma di grafici. I valori sono espressi in N e Nm, proporzionalmente ad una scala graduata.

Nei grafici suddetti si nota spesso che i valori massimi delle sollecitazioni si ottengono in prossimità di singolarità geometriche del modello (punti angolosi) e non sono quindi da ritenere significativi.

Prerivestimento

Nelle tabella 7.2 sono riportati gli sforzi massimi e minimi agenti nelle strutture di prerivestimento ottenuti al termine della fase di calcolo 5.

Tabella – 7.2

Nodi	Posiz.	H [cm]	N [kN]	M [kN m]	e [cm]	H/6 [cm]	σ_s [MPa]	σ_c [MPa]
46-47	Chiave	30	2001	0.44	0.02	5.0	5.3	79.3
26-27	Rene	30	2071	18.29	0.88	5.0	6.3	95.2
15-16	Pied-Rene	30	1959	105.50	5.39	5.0	10.3	154.8
5-6	Piedritto	30	1020	83.84	8.22	5.0	6.8	101.8

σ_c = tensione nelle centine;

σ_s = tensione nello spritz-beton;

$e = M/N$;

Valori negativi: stato tensionale di trazione;

Valori positivi: stato tensionale di compressione.

Le tensioni risultano inferiori ai valori limiti definiti nel par.7.7.

Rivestimento definitivo

Nelle tabelle 7.3 e 7.4 sono riportate le sollecitazioni agenti in calotta e in arco rovescio ottenute al termine della fase di calcolo 9.

Per le sezioni resistenti armate (arco rovescio, muretta e piedritti) è stata considerata un'armatura compatibile con l'incidenza prevista in progetto.

Tab – 7.3 – Sezioni armate

Nodi	Posiz.	H [cm]	N [kN]	M [kN m]	Af = Af'
74-75	Mur-AR	120	1990	1180	1 26/20
61-62	Intermedia	110	2010	605	"
48-49	Mezzeria	110	2090	847	"
3-4	Piedritto	120	2300	1190	"

Tab – 7.4 - Calotta

Nodi	Posiz.	H [cm]	N [kN]	M [kN m]	e=M/N [cm]	H/6 [cm]	σ_c [MPa]
46-47	Chiave	100	2175	121	5.56	16.67	2.9
26-27	Rene	100	2372	353	14.88	16.67	4.5

Le sollecitazioni di verifica per lo stato limite ultimo sono state ottenute moltiplicando le sollecitazioni ottenute dalle analisi per un coefficiente di sicurezza $\gamma_G=1.4$, corrispondente a condizioni di carico permanente ($\sum \gamma_G \cdot G_k$).

Nelle verifiche si è considerato un copriferro minimo, distanza tra bordo esterno elemento e inizio ferro esterno, pari a 35 mm, secondo quanto dettato dalle direttive di durabilità prescritte dall'Eurodice.

Per le verifiche delle sezioni resistenti non armate è stato verificato che le sezioni siano completamente reagenti ($e < H/6$) e che lo sforzo massimo di compressione sia inferiore a $\sigma_c=11.20$ MPa.

Verifiche a pressoflessione (S.L.U.)

Per le verifiche delle sezioni presso-inflesse in c.a.; i risultati vengono riportati in termini di domini di rottura e la verifica è soddisfatta se il coefficiente di sicurezza ottenuto è superiore o al più uguale ad 1 (ovvero il punto che rappresenta lo stato di sollecitazione ricade all'interno dello stesso dominio di resistenza o al più sul suo contorno).

Le verifiche da quanto riportato nelle figure riportate in appendice B sono tutte soddisfatte.

Elaborati grafici

In Appendice B sono riportate, relativamente alle fasi di calcolo più significative i seguenti grafici:

- diagrammi delle tensioni principali massime e minime agenti nel terreno (Pa);
- le zone all'intorno del cavo sede di deformazioni plastiche (%);
- spostamenti in direzione orizzontale (m)

Le tensioni principali massime al contorno del profilo di scavo subiscono una deviazione rispetto alla situazione geostatica e tendono a disporsi in direzione tangenziale al profilo di scavo con valore massimo pari a 1.5 MPa.

Il terreno all'intorno del cavo sviluppa deformazioni plastiche inferiori allo 1.0 %.

Lo spostamento radiale misurato all'altezza del piedritto raggiunge valori di circa 5.0 cm prima della messa in opera del rivestimento definitivo.

L'esame dei dati raccolti conferma l'adeguatezza statica dell'intervento proposto da progetto.

7.9 STIMA DEI CEDIMENTI IN SUPERFICIE

Le esperienze acquisite con le lavorazioni in sotterraneo hanno evidenziato come gli andamenti della curva di subsidenza in direzione trasversale rispetto all'asse di una galleria sono ben rappresentabili con una funzione probabilistica di tipo gaussiano, caratterizzata da due parametri:

W_{max} = cedimento verticale massimo in corrispondenza dell'asse della galleria;

i_y = distanza corrispondente al punto di flesso della curva del cedimento in funzione della distanza dall'asse della galleria.

In questa sede viene adottato il metodo proposto da W.J. Rankin (1987) che permette di definire compiutamente il bacino di subsidenza in funzione delle seguenti relazioni:

$$W = W_{max} \cdot e^{(A)}$$

dove:

$$A = - y^2 / (2 i_y^2);$$

y = distanza dal punto del cedimento massimo W_{max} ;

$$i_y = k z_0$$

con k che varia in un campo compreso tra 0.2 e 0.7;

z_0 = copertura dal piano dei centri della galleria;

$$W_{max} = 0.0125 V_l r^2 / i_y;$$

dove r è il raggio della galleria e V_1 è la percentuale di volume perso che può essere espressa in funzione del tipo del terreno.

Per il caso in esame i valori di k e V_1 possono essere assunti secondo O'Reilly (1982) e Yeates (1985) rispettivamente pari a 0.45 e 1.5%.

Nella fig. 9 è riportata la curva di subsidenza relativa ad una copertura in calotta pari a 50 m.

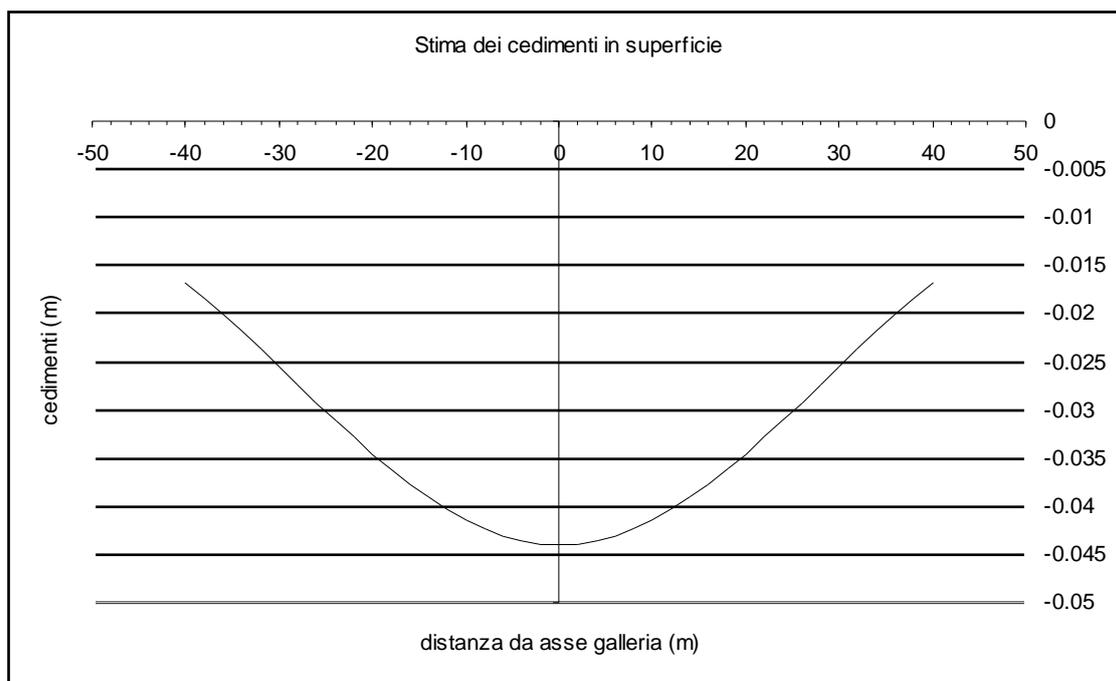


Figura 9

In base ad un criterio di classificazioni dei rischi indotti dai cedimenti sugli edifici (Rankin,1988), il massimo cedimento stimato pari a 4.4 cm rientra nella categoria di rischio 2 con descrizione :”Leggero, crepe facilmente rimovibili con una tinteggiatura).

Si ricorda tuttavia che nella zona con copertura 40-50 m i fabbricati sono già interessati da lesionamenti più o meno vistosi. Si renderà quindi necessaria in fase esecutiva una perizia preventiva per l'accertamento dello stato dei fabbricati; dovrà essere previsto inoltre il monitoraggio dei fabbricati stessi in fase di scavo prendendo in ogni caso come probabile l'eventualità di interventi di riparazione nel caso di un aggravamento dello stato lesionativo.

In questa fase sono stati previsti interventi di consolidamento aggiuntivi (con l'adozione della sezione di scavo C1) nel tratto di attraversamento dei fabbricati.

8. GALLERIA ARTIFICIALE

8.1 PREMESSA

In questo capitolo si affrontano le problematiche di carattere progettuale connesse alla realizzazione della galleria artificiale prevista in corrispondenza dell'imbocco sud (lunghezza 15 m) e dell'imbocco nord (lunghezza 90 m) della galleria naturale S.Bartolomeo.

Nei successivi paragrafi, dopo aver descritto le principali fasi operative, vengono riportate le verifiche relative alla sezione trasversale in prossimità dell'attacco in galleria naturale. Tale sezione (vedi tav. di progetto) risulta staticamente la più gravosa sia per i carichi agenti in calotta (terreno di ricoprimento) sia per le spinte laterali trasmesse dal terreno.

Sono state inoltre considerati gli effetti del sisma secondo quanto previsto nelle normative vigenti.

Per la caratterizzazione geologica e geotecnica dei terreni si può fare riferimento al cap. 5 e 6.

8.2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La realizzazione della galleria artificiale richiede prima lo scavo di una trincea ($h/b=2/3$) e, operando dal piano di base della trincea, l'esecuzione di due paratie tirantate di pali verticali Φ 800 mm ad intersasse 1.0 m (vedi cap. 5 e 6).

Si procede quindi allo sbancamento del terreno compreso tra le due paratie fino a formare un piano di lavoro ad una quota massima di circa 12 m più in basso rispetto alla quota della testa dei pali; operando su questo piano si procede quindi alla preparazione del terreno di fondo per il getto dell'arco rovescio della galleria artificiale, che viene infine completata con la realizzazione dei piedritti e della volta. Tutte le strutture resistenti sono costituite da calcestruzzo armato gettato in opera.

A struttura ultimata, la trincea che nella fase di costruzione ospita la galleria artificiale verrà ricoperta con terreno di riporto fino a ripristinare il profilo originario del piano campagna, caratterizzato da lievi pendenze, con copertura di terreno sulla calotta galleria di spessore massimo 4 m.

La sezione della galleria è costituita da una calotta cilindrica circolare a tutto sesto impostata su piedritti con profilo curvo sul lato di intradosso e rettilineo verticale sul lato contro terra; i piedritti sono collegati in basso dall'arco rovescio.

Lo spessore della calotta è di 0.9 m in chiave ed aumenta fino a 1.0 m procedendo verso la sezione d'imposta. I piedritti presentano una parete contro terra verticale, con spessore crescente verso il basso (da 1.0 m a circa 1.4 m). Lo spessore dell'arco rovescio è di 1.0 m.

8.3 ANALISI DELL'INTERAZIONE STRUTTURA-TERRENO

Geometria del modello di calcolo e caratteristiche dei materiali

Per l'analisi delle condizioni di sollecitazione della galleria, tenendo conto dell'interazione terreno-struttura, è stato utilizzato il codice di calcolo FLAC le cui caratteristiche sono state descritte nel cap. 7. La valutazione dello stato di sforzo e deformazione nel terreno e negli elementi strutturali è stata effettuata in condizioni di deformazione piana.

Per il terreno è stato assunto un comportamento elasto-plastico ideale governato dal criterio di resistenza di Mohr-Coulomb.

Il modello di calcolo ha un'altezza di 100 ed un'ampiezza di 200 m ed è costituito da 16200 elementi. Lo stato di sforzo originario alla quota della galleria è stato valutato in base allo spessore di copertura di terreno, assumendo un andamento crescente con la profondità e un rapporto K_0 tra sollecitazione orizzontale e verticale pari a 0.5.

Lo schema geotecnico adottato prevede la successione stratigrafica riportata nella tab. 8.1.

Tabella 8.1 – Schema geotecnico

Materiale	Profondità dal p.c (m).		γ (kN/m ³)	c' (MPa)	(°)	E (MPa)
Argille molto alterate	0.0 – 5.0	0.3	19.0	0.005	22	20
Argille alterate	5.0 – 10.0	0.3	19.0	0.01	25	40
Argille med. alterate	10.0 – 15.0	0.3	20.0	0.01	25	60
Argille di base	15	0.3	20.0	0.02	25	70

Per il terreno di ricoprimento sono stati assunti i seguenti parametri:

peso di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;
 coesione drenata $c' = 0.0$;
 angolo di attrito $= 30^\circ$;
 modulo elastico $E = 50 \text{ MPa}$.

Le strutture in calcestruzzo della galleria artificiale sono state rappresentate mediante una serie di elementi di tipo "trave" schematizzati come materiali a comportamento elastico-lineare con modulo elastico pari a $E=31.2 \text{ GPa}$ ($R_{ck}=30 \text{ MPa}$) e peso di volume pari 25 kN/m^3 .

La paratia di pali è stata simulata mediante elementi terreno di spessore 80.0 cm aventi comportamento elastico. Il modulo elastico è stato assunto pari a $E=28.5 \text{ GPa}$ ($R_{ck}=25 \text{ MPa}$), il coefficiente di Poisson $=0.2$ e il peso di volume pari a 25 kN/m^3 .

L'azione dei tiranti è stata simulata mediante l'applicazione di forze orizzontali applicate in corrispondenza dei nodi degli elementi rappresentanti la paratia di pali. La quota di applicazione e l'intensità delle forze sono state dedotta dagli specifici calcoli riportati nel cap. 6.

Azioni dovute al sisma

Il calcolo delle sollecitazioni sismiche è stato eseguito tenendo conto della nuova normativa sismica (ordinanza n.3274 del 8/5/2003) in materia di progettazione sismica degli edifici.

Secondo la nuova classificazione delle zone sismiche, introdotta recentemente dalla stessa ordinanza del 8/5/2003, la galleria in esame ricade in zona sismica di prima categoria, a cui corrisponde un'accelerazione orizzontale su suolo di categoria A, pari a $a_g = 0.35 \text{ g}$

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie del suolo è rappresentato dallo spettro di risposta elastico $S_e(T)$ proposto dalla normativa, costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato) moltiplicata per il valore dell'accelerazione massima (S_{a_g}) del terreno che caratterizza il sito.

Per quanto riguarda i valori di progetto assunti in questo Progetto si rimanda alla Relazione sulle linee guida analisi antisismica D1AS0000001

Fasi di calcolo

L'analisi è stata organizzata in 4 successive fasi di calcolo che consentono la descrizione dei vari interventi costruttivi e in ulteriori 4 fasi di calcolo che schematizzano diverse condizioni di carico dovute al sisma.

Fasi dell'analisi:

Fase 1 Inizializzazione dello stato tensionale considerando il p.c. orizzontale.

Fase 2 Ricostruzione dello stato tensionale preesistente allo scavo della trincea. In questa fase viene riprodotto il reale profilo topografico della sezione in esame.

Fase 3: Scavo della trincea fino al piano di lavoro (quota di imposta dei piedritti) e contemporanea messa in opera della paratia tirantata.

Fase 4 Simulazione della costruzione della struttura della galleria artificiale, con applicazione dei carichi verticali dovuti al peso proprio della struttura e del terreno di ricoprimento.

Fasi 4a, b, c, d In queste fasi vengono applicate singolarmente le seguenti combinazioni di carico dovute al sisma:

- 4a sisma orizzontale diretto verso destra + sisma verticale diretto verso il basso
- 4b sisma orizzontale diretto verso destra + sisma verticale diretto verso l'alto
- 4c sisma orizzontale diretto verso sinistra + sisma verticale diretto verso il basso
- 4d sisma orizzontale diretto verso sinistra + sisma verticale diretto verso l'alto

Criteria di verifica

Rivestimento definitivo

Le verifiche strutturali delle sezioni si basano sul metodo degli stati limite facendo riferimento al D.M. del 09/01/96, con il supporto dell'Eurocodice 2.

Le tensioni calcolo adottate sono le seguenti:

calcestruzzo

- Rck = 30 MPa;
- $f_{ck} = 0.83 \cdot Rck = 24.9$ MPa;
- $f_{ctk,0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.82$ MPa (trazione);
- $f_{ctk,0.05} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.13$ MPa (flessione);

$$\begin{aligned}
 f_{cd} &= f_{ck} / \gamma_c && = 15.56 \text{ MPa;} \\
 \sigma_c &= 0.60 \cdot f_{ck} && = 14.94 \text{ MPa (comb. rara),} \\
 \sigma_c &= 0.45 \cdot f_{ck} && = 11.20 \text{ MPa (comb. quasi permanente),} \\
 E_c &&& = 31220 \text{ MPa} \\
 &\textit{acciaio per cemento armato: FeB44k} \\
 f_{yk} &&& = 430 \text{ MPa;} \\
 f_{yd} &&& = 374 \text{ MPa;} \\
 \varepsilon_{yd} &&& = 1.87 \text{ \%;} \\
 \sigma_s &= 0.70 \cdot f_{yk} && = 301 \text{ MPa (comb. rara);} \\
 E_s &&& = 206000 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

8.4 RISULTATI DELLE VERIFICHE

Le verifiche dei rivestimenti provvisori e definitivi sono state eseguite in corrispondenza delle sezioni resistenti più sollecitate al termine della fase di calcolo ritenuta più gravose che , per il caso in esame, è risultata la 4a. Per identificare di volta in volta le sezioni prese a base delle verifiche, si può fare riferimento alle figure riportate in AppendiceC in cui sono riportati i nodi strutturali rappresentanti i rivestimenti.

I diagrammi delle sollecitazioni in termini di forza assiale, momento flettente e forza di taglio sono riportati in Appendice C sotto forma di grafici. I valori sono espressi in N e Nm, proporzionalmente ad una scala graduata.

Nei grafici suddetti si nota spesso che i valori massimi delle sollecitazioni si ottengono in prossimità di singolarità geometriche del modello (punti angolosi) e non sono quindi da ritenere significativi.

Nella tabella 8.2 sono riportati le sollecitazioni agenti in calotta e in arco rovescio e le relative armature utilizzate nelle verifiche.

per le sezioni con armatura a taglio:

$$V_{wd} \geq 0.5xV_{sd} \text{ e } V_{sd} \leq V_{cd} + V_{wd}$$

dove

$$V_{cd} = 0.6 f_{ctd} b_w d \delta / 1000 \text{ (kN/m)}$$

contributo del cls

$$V_{wd} = A_{sw} f_{ywd} 0.9 d / s (\sin\beta + \cos\beta) \gamma \text{ (kN/m)?}$$

resistenza dell'armatura trasversale

$$f_{ctd} = 0.7 f_{ctm} \text{ (MPa)}$$

resistenza a trazione di calcolo del cls

$$f_{ctm} = 0.27 * (R_{ck})^{(2/3)} \text{ (MPa)}$$

resistenza media a trazione del cls

$$d < 0.60 \text{ m (mm)}$$

altezza utile

$$b_w \text{ (mm)}$$

larghezza resistente al taglio

$$\delta = 1$$

$$f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_s \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

resistenza a trazione di calcolo dell'armatura

$$s \text{ (mm)}$$

passo armatura trasversale

$$A_{sw} \text{ (mm}^2\text{)}$$

area armatura trasversale posta all'iterasse s

$$\text{(rad)}$$

inclinazione armatura trasversale rispetto all'asse trave

Per il taglio è sufficiente predisporre un'armatura resistente minima al taglio pari a 12 cm² per metro di lunghezza di soletta e al metro di profondità.

L'esame dei dati raccolti conferma l'adeguatezza statica dell'intervento proposto da progetto.

APPENDICE A verifica delle paratie di pali degli imbocchi

La verifica geotecnica delle paratie è stata effettuata mediante il codice di calcolo agli elementi finiti PARATIE - C.E.A.S. 6.0.

La paratia di pali è stata schematizzata mediante elementi finiti lineari tipo trave, definiti nel piano da un nodo iniziale ed uno finale e dalle caratteristiche inerziali della sezione trasversale. Ogni nodo dell'elemento possiede due gradi di libertà: la traslazione in direzione orizzontale e la rotazione intorno a un asse ortogonale al piano di riferimento.

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

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

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

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

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

dove il significato dei simboli è il seguente:

E = modulo di elasticità del terreno

L = lunghezza della molla

D = interasse tra le singole molle

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

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

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

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

Per i coefficienti di spinta attiva e passiva K_a e K_p sono state utilizzate, per ciascun terreno, le espressioni fornite da Caquot e Kerisel, ipotizzando un angolo di attrito tra il terreno e la struttura pari a $\delta = 2/3 \varphi$.

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

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

dove

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

A = area della sezione trasversale dei trefoli

L = lunghezza della parte libera dei trefoli

i = interasse dei tiranti

Le analisi sono state condotte per la sezione di scavo di maggiore altezza, modulando poi gli interventi per le sezioni di minore altezza. E' stato adottato uno schema di terreno stratificato con le seguenti caratteristiche

Di seguito vengono riportati i risultati dell'analisi per la paratia di diametro 1200 mm e per la paratia diametro 800 mm.

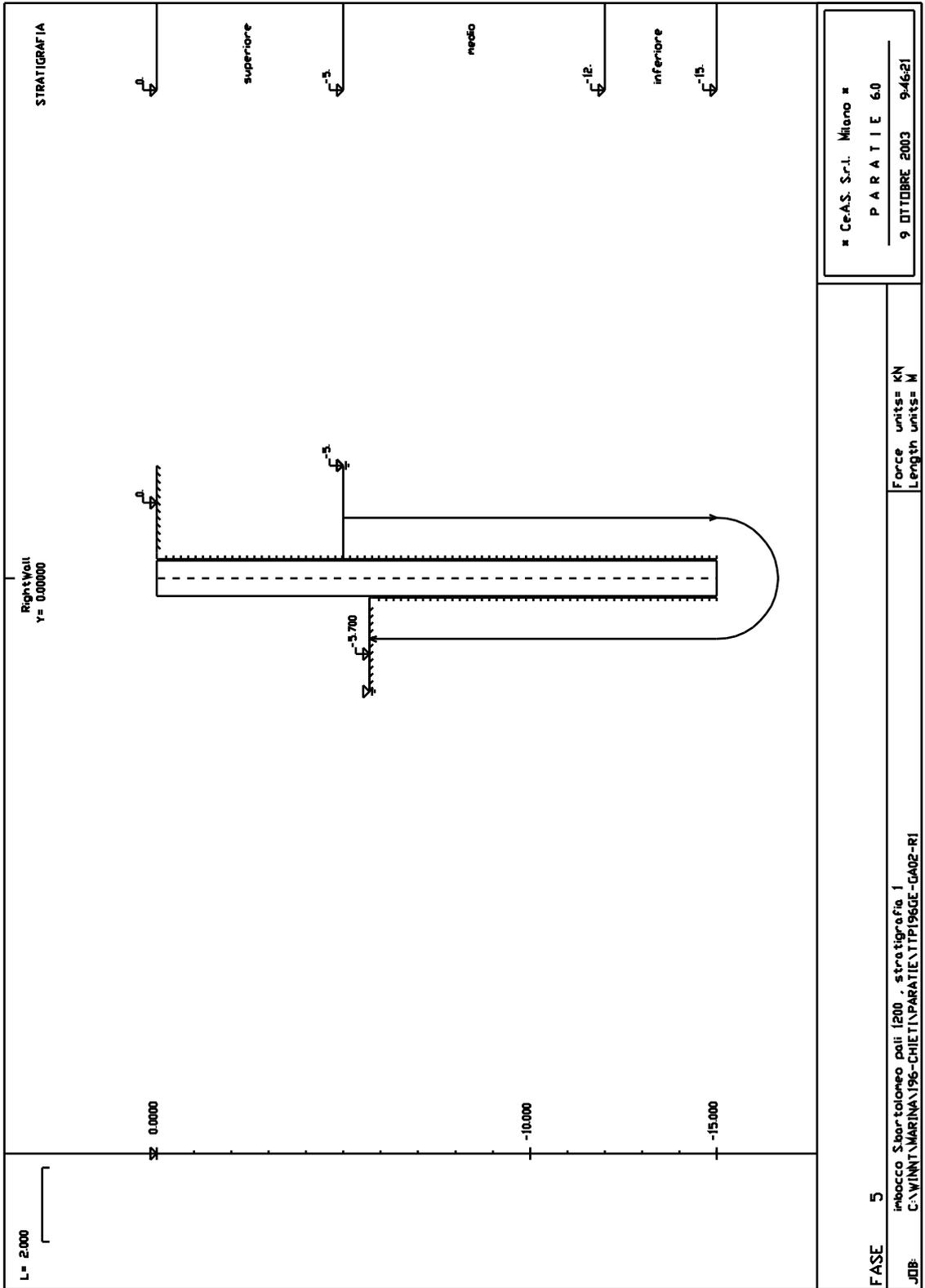
In ordine rispettivamente: lo schema di calcolo, la deformata della paratia e le forze agenti in termini di momento flettente e taglio riferiti all'analisi di verifica della paratia. Il secondo gruppo di grafici si riferiscono invece alla verifica della medesima sezione in condizioni sismiche (solo per la paratia definitiva) .

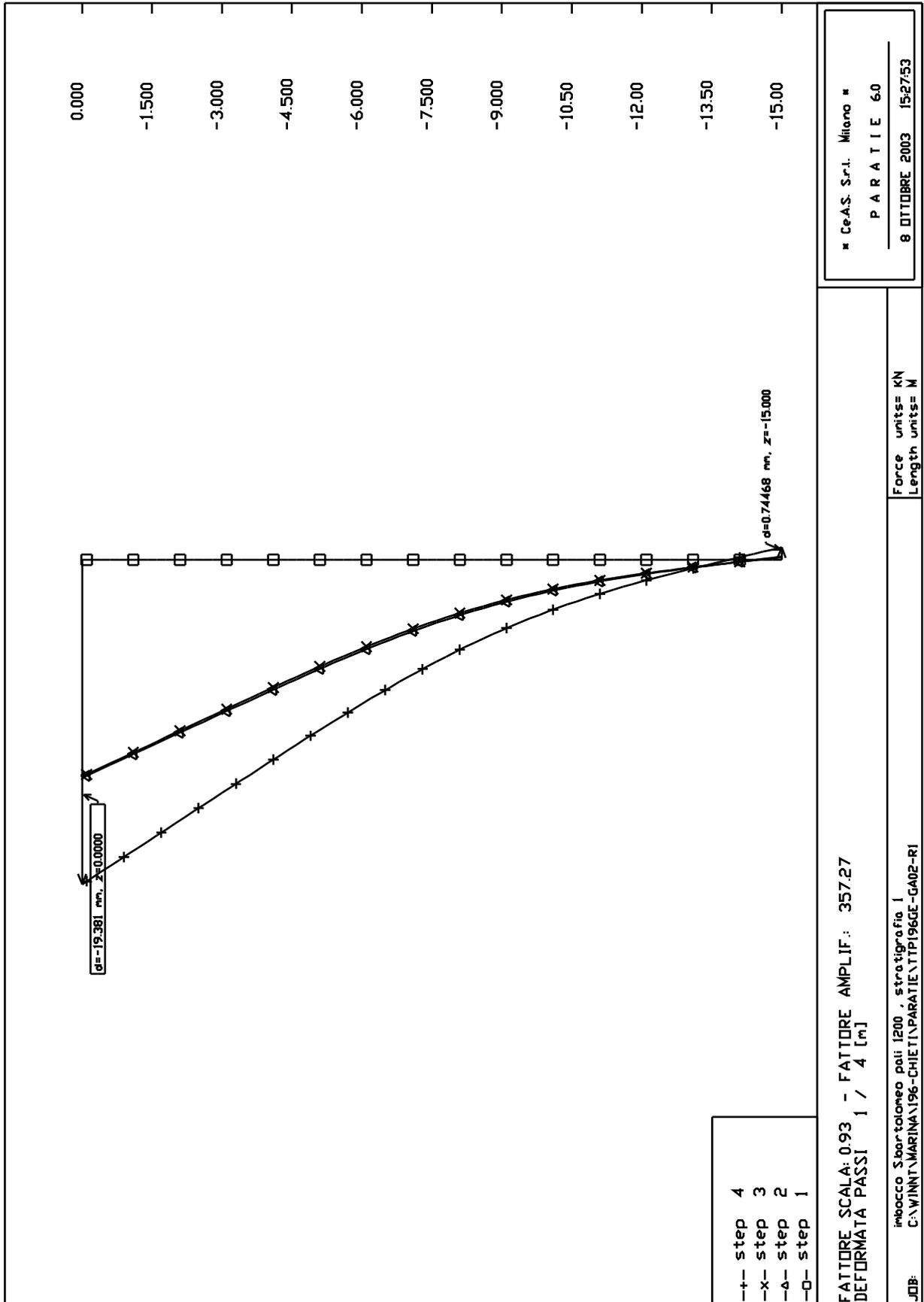
Nella tabella seguente si riassumono i principali risultati

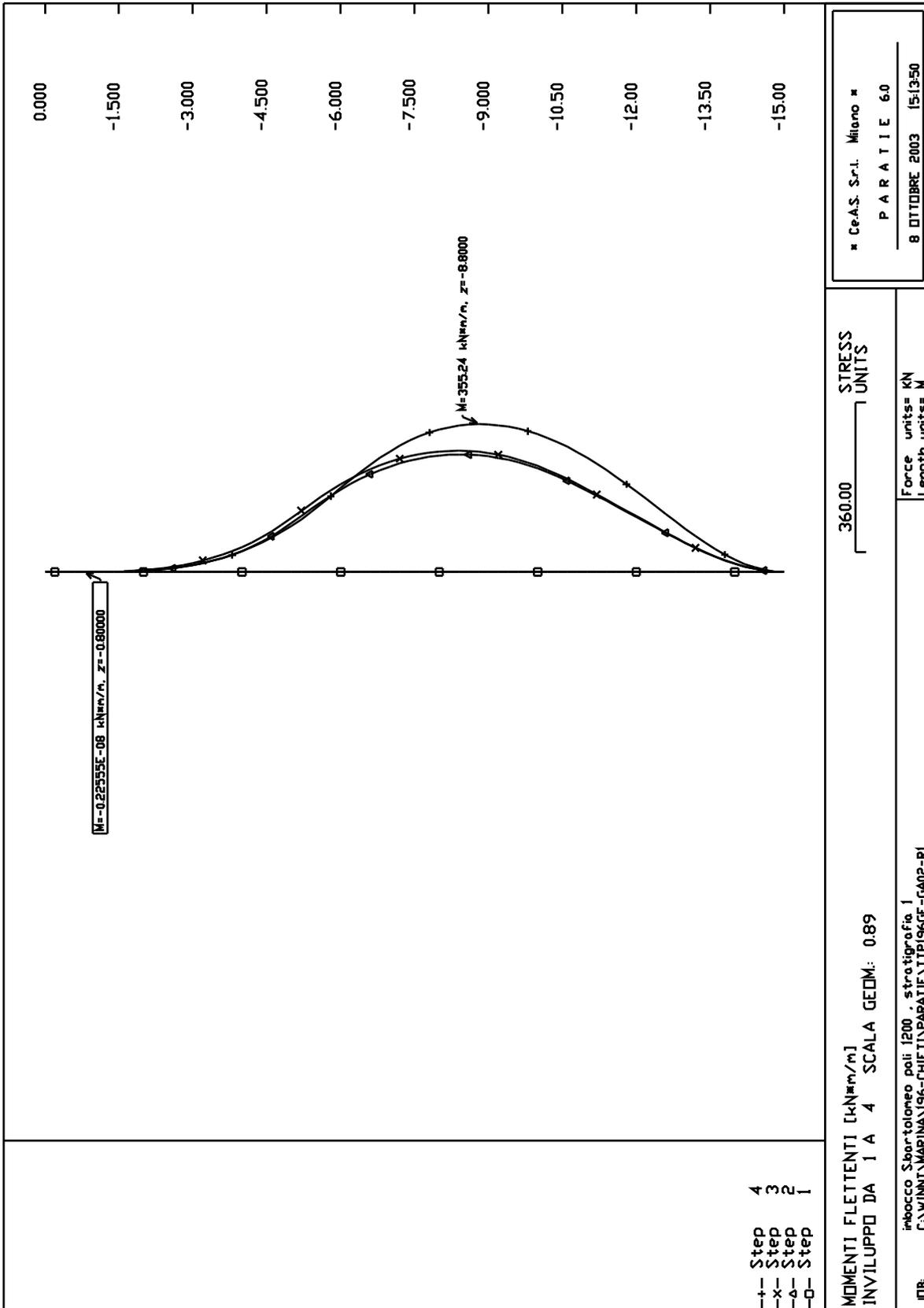
Paratia	Momenti	Tagli	Spostamenti	Coeff. Sic.
	(kN m)	(kN)	(mm)	
Pali 1200 mm	560(*)	138.6(*)	2.6(*)	2(*)
Pali 800 mm	356	147	2.3	1.28

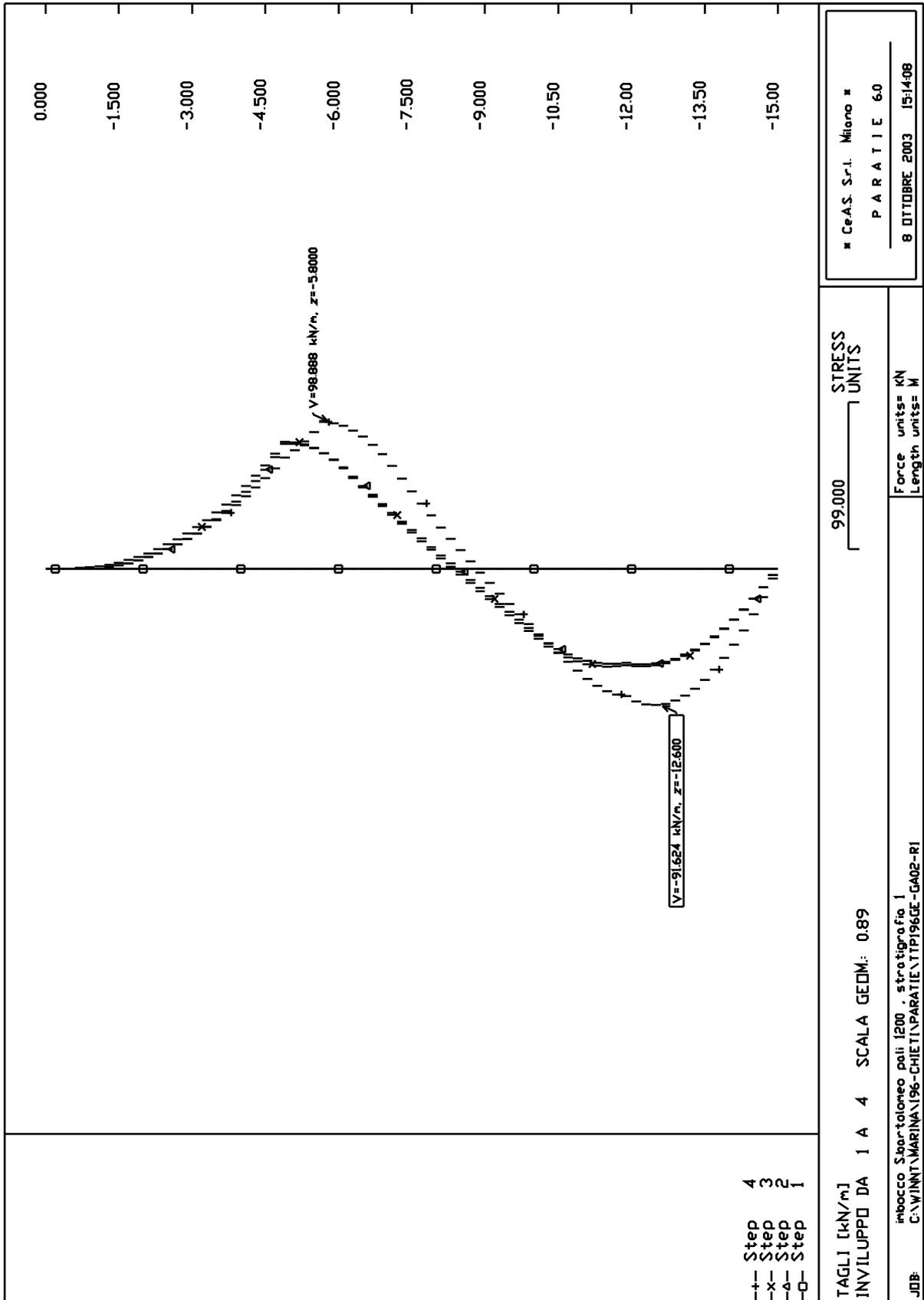
(*) condizioni sismiche

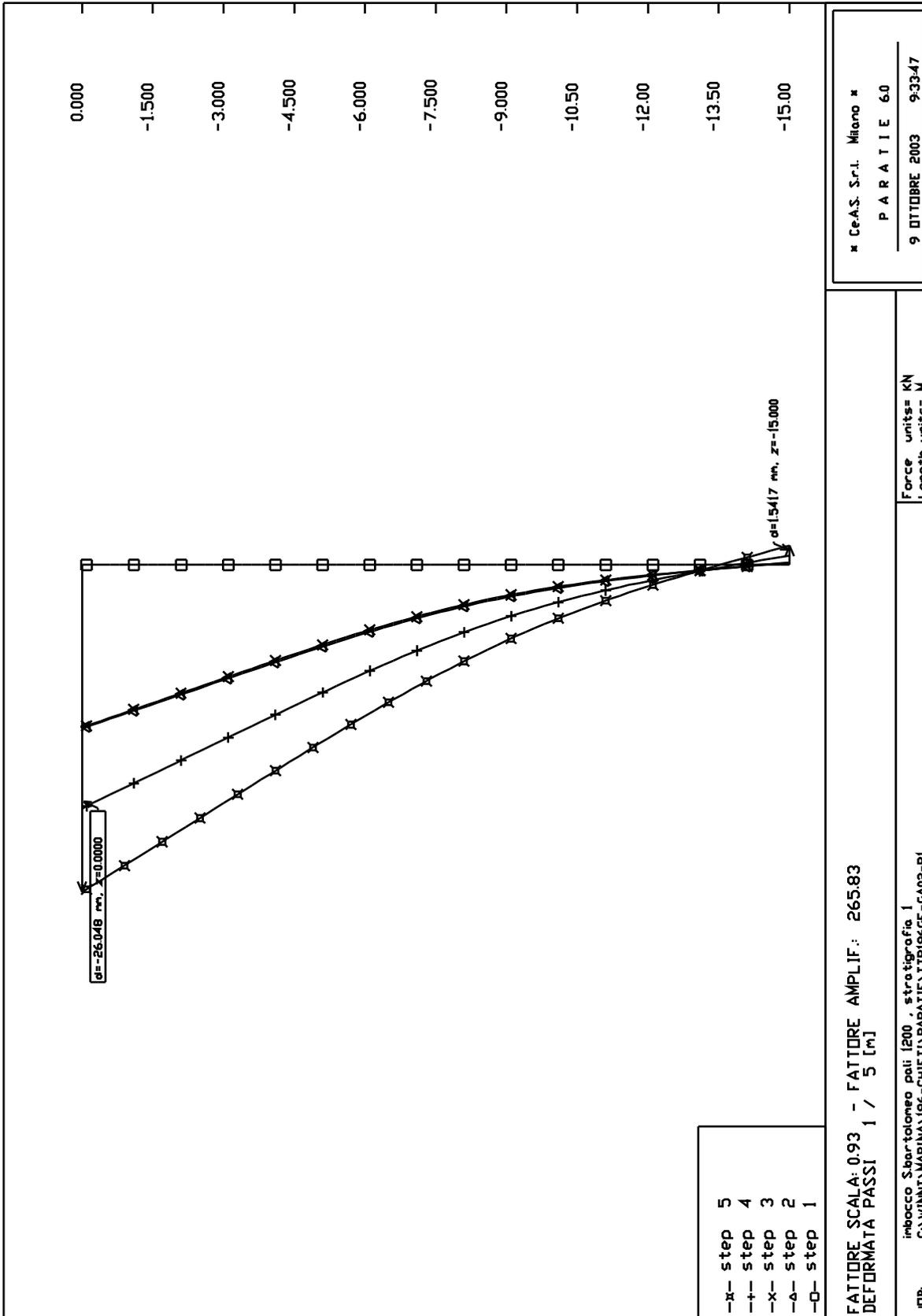
In entrambi i casi i valori dello spostamento orizzontale della paratia risultano inferiori ai 3 cm. Anche i momenti flettenti risultano sicuramente minori a quelli massimi ammissibili per pali in calcestruzzo armato.

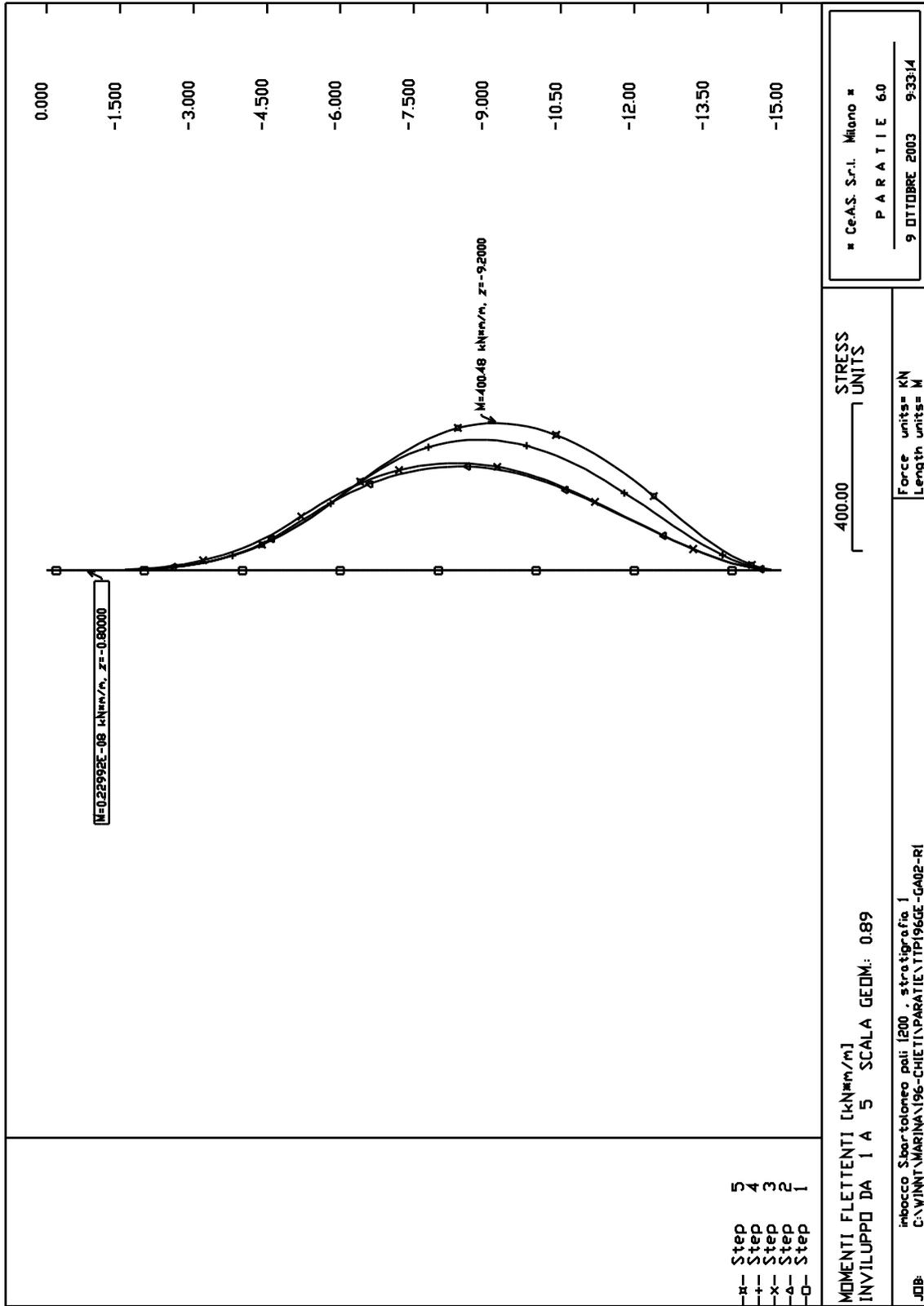


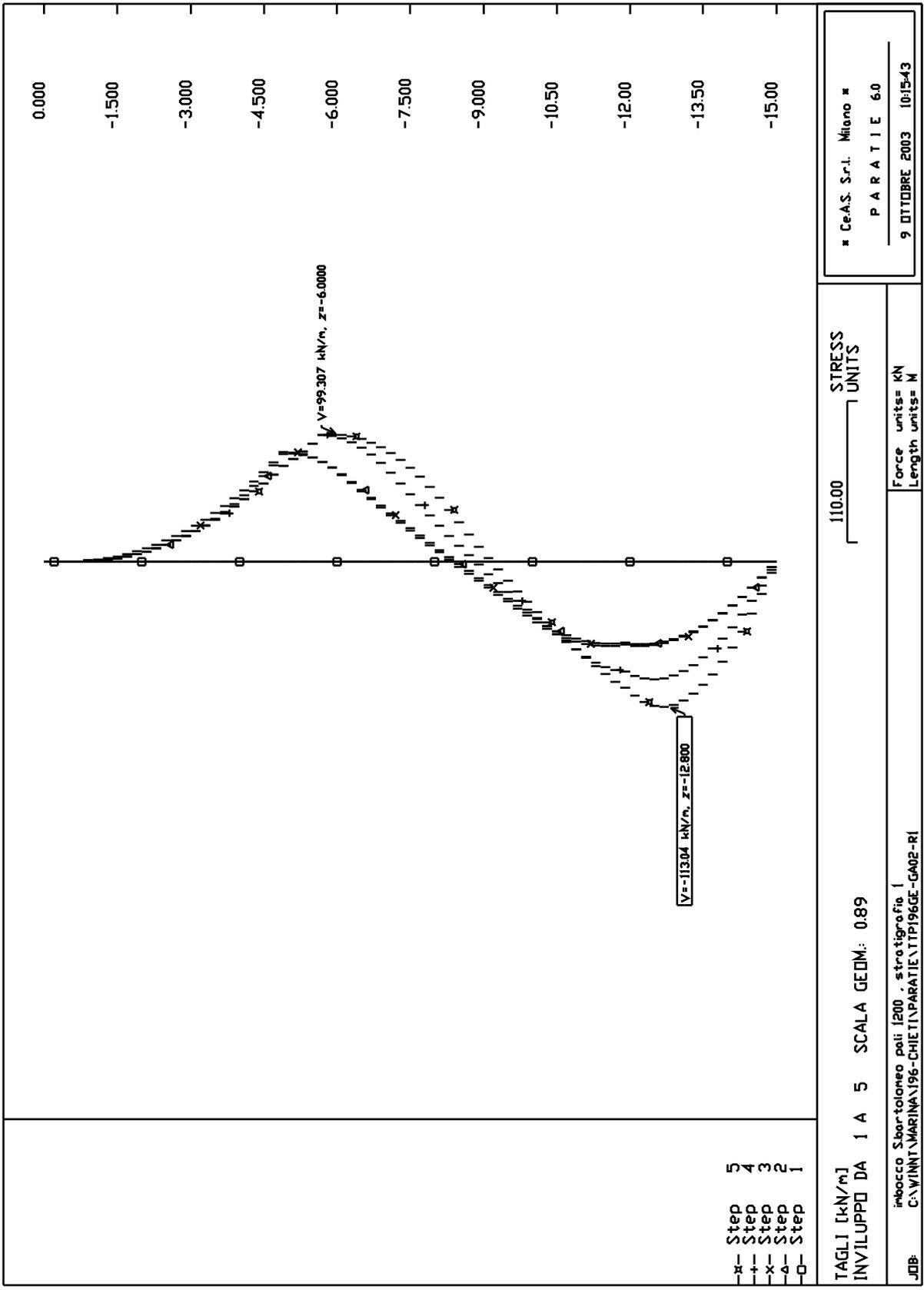












PARATIE 6.0 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 1
 9 OTTOBRE 2003 9:27:50
 imbocco S.bartolomeo pali 1200 , stratigrafia 1

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

ELENCO DEI DATI DI INPUT(PARAGEN)

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

```
N. comando
1: * Paratie for Windows version 6.0
2: * Filename= <c:\winnt\marina\196-chieti\paratie\ttp196ge-ga02-r1.d>
   Date= 09/Oc
3: * project with "run time" parameters
4: * Force=kN Lenght=m
5: *
6: units m kN
7: title imbocco S.bartolomeo pali 1200 , stratigrafia 1
8: delta 0.2
9: option param itemax 20
10: option noprint echo
11: option noprint displ
12: option noprint react
13: option noprint stresses
14:   wall RightWall 0 -15 0
15: *
16: soil DHRight RightWall -15 0 2 0
17: soil UHRight RightWall -15 0 1 180
18: *
19: material cls 2.7E+007
20: *
21: beam paratia RightWall -15 0 cls 0.955541
22: *
23: * Soil Profile
24: *
25:   ldata      superiore 0
26:     weight    20 10 10
27:     atrest    0.625393 0.5 1
28:     resistance 5 22 0.436 2.792
29:     young     20000 60000
30:   endlayer
31:   ldata      medio -5
32:     weight    20 10 10
33:     atrest    0.577382 0.5 1
34:     resistance 10 25 0.384 3.319
35:     young     30000 90000
36:   endlayer
37:   ldata      inferiore -12
38:     weight    20 10 10
39:     atrest    0.577382 0.5 1
40:     resistance 20 25 0.384 3.319
41:     young     40000 120000
42:   endlayer
43: *
44: step 1 : condizione geostatica
45:   setwall RightWall
46:     geom 0 0
47:     water -3 0
48: endstep
49: *
50: step 2 : scavo a -5m
51:   setwall RightWall
52:     geom 0 -5
53:     water -3 2
54:     surcharge 0 0 0 0
55: endstep
56: *
57: step 3 : inserimento drenaggio
58:   setwall RightWall
59:     geom 0 -5
60:     water -5 0
61: endstep
62: *
63: step 4 : scavo a -5.7m
64:   setwall RightWall
```

```

65:      geom 0 -5.7
66:      water -5 0.7
67:      surcharge 0 0 0 0
68: endstep
69: *
70: step 5 : sisma
71:      change superiore D-KA=0.806
72:      change superiore D-KP=2.198
73:      change medio D-KA=0.692
74:      change medio D-KP=2.464
75:      change inferiore D-KA=0.692
76:      change inferiore D-KP=2.464
77:      setwall RightWall
78:      geom 0 -5.7
79:      water -5 0.7
80: endstep
81: *
82: *
    
```

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER superiore

natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= 0.0000	m	
quota inferiore	= -5.0000	m	
peso fuori falda	= 20.0000	kN/m ³	
peso efficace in falda	= 10.0000	kN/m ³	
peso dell'acqua	= 10.0000	kN/m ³	
coesione	= 5.0000	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito	= 22.0000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.43600		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 2.7920		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.62539		
esponente di OCR	= 0.50000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 20000.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 60000.	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
coesione	= 5.0000	kPa	(A VALLE)
angolo di attrito	= 22.0000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.43600		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 2.7920		(A VALLE)

LAYER medio

natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= -5.0000	m	
quota inferiore	= -12.0000	m	
peso fuori falda	= 20.0000	kN/m ³	
peso efficace in falda	= 10.0000	kN/m ³	
peso dell'acqua	= 10.0000	kN/m ³	
coesione	= 10.0000	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito	= 25.0000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.38400		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.3190		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.57738		
esponente di OCR	= 0.50000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 30000.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 90000.	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
coesione	= 10.0000	kPa	(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

angolo di attrito	= 25.0000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.38400		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.3190		(A VALLE)

LAYER inferiore

natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= -12.0000	m	
quota inferiore	= -0.10000E+31	m	
peso fuori falda	= 20.0000	kN/m ³	
peso efficace in falda	= 10.0000	kN/m ³	
peso dell'acqua	= 10.0000	kN/m ³	
coesione	= 20.0000	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito	= 25.0000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.38400		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.3190		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.57738		
esponente di OCR	= 0.50000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		

modulo el. compr. vergine	= 40000.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 0.12000E+06	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
coesione	= 20.000	kPa	(A VALLE)
angolo di attrito	= 25.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.38400		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.3190		(A VALLE)
RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE	2		
(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)			
NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE			
RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE	3		
(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)			
NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE			
RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE	4		
(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)			
NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE			
RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE	5		
(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)			
LAYER superiore			
coeff. spinta attiva ka	= 0.80600		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 2.1980		(A VALLE)
LAYER medio			
coeff. spinta attiva ka	= 0.69200		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 2.4640		(A VALLE)
LAYER inferiore			
coeff. spinta attiva ka	= 0.69200		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 2.4640		(A VALLE)
RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE	1		
WALL RightWall			
coordinata y	= 0.0000	m	
quota piano campagna	= 0.0000	m	
quota del fondo scavo	= 0.0000	m	
quota della falda	= -3.0000	m	
sovraccarico a monte	= 0.0000	kPa	
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m	
depressione falda a valle	= 0.0000	m	
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa	
quota del sovraccarico a valle	= -0.99900E+30	m	
quota di taglio	= 0.0000	m	
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -15.0000	m	
indicatore comportamento acqua	= 0.0000		(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000		(1=NO UPD)
RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE	2		
WALL RightWall			
coordinata y	= 0.0000	m	
quota piano campagna	= 0.0000	m	
quota del fondo scavo	= -5.0000	m	
quota della falda	= -3.0000	m	
sovraccarico a monte	= 0.0000	kPa	
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m	
depressione falda a valle	= 2.0000	m	
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa	
quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m	
quota di taglio	= 0.0000	m	
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -15.0000	m	
indicatore comportamento acqua	= 0.0000		(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000		(1=NO UPD)
RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE	3		
WALL RightWall			
coordinata y	= 0.0000	m	
quota piano campagna	= 0.0000	m	
quota del fondo scavo	= -5.0000	m	
quota della falda	= -5.0000	m	
sovraccarico a monte	= 0.0000	kPa	
RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE	3		
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m	
depressione falda a valle	= 0.0000	m	
sovraccarico a valle	= 0.0000	kPa	
quota del sovraccarico a valle	= 0.0000	m	
quota di taglio	= 0.0000	m	
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -15.0000	m	
indicatore comportamento acqua	= 0.0000		(1=REMOVE)

opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 4

WALL RightWall

coordinata y = 0.0000 m
 quota piano campagna = 0.0000 m
 quota del fondo scavo = -5.7000 m
 quota della falda = -5.0000 m
 sovraccarico a monte = 0.0000 kPa
 quota del sovraccarico a monte = 0.0000 m
 depressione falda a valle = 0.70000 m
 sovraccarico a valle = 0.0000 kPa
 quota del sovraccarico a valle = 0.0000 m
 quota di taglio = 0.0000 m
 quota di equil. pressioni dell'acqua = -15.000 m
 indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)
 opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 5

WALL RightWall

coordinata y = 0.0000 m
 quota piano campagna = 0.0000 m
 quota del fondo scavo = -5.7000 m
 quota della falda = -5.0000 m
 sovraccarico a monte = 0.0000 kPa
 quota del sovraccarico a monte = 0.0000 m
 depressione falda a valle = 0.70000 m
 sovraccarico a valle = 0.0000 kPa
 quota del sovraccarico a valle = 0.0000 m
 quota di taglio = 0.0000 m
 quota di equil. pressioni dell'acqua = -15.000 m
 indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)
 opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)

RIASSUNTO ELEMENTI
 =====

RIASSUNTO ELEMENTI SOIL					
Name	Wall	Z1	Z2	Flag	Angle
		m	m		deg
DHRight	RightWall	0.	-15.00	DOWNHILL	0.
UHRight	RightWall	0.	-15.00	UPHILL	180.0

RIASSUNTO ELEMENTI BEAM					
Name	Wall	Z1	Z2	Mat	thick
		m	m		m
paratia	RightWall	0.	-15.00	_	0.9555

RIASSUNTO DATI VARI
 =====

MATERIALI	
Name	YOUNG MODULUS
	kPa
cls	2.7E+007

RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

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

RIASSUNTO SPINTE NEGLI ELEMENTI TERRENO

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

SPINTA EFFICACE VERA = Integrale delle pressioni orizzontali efficaci

in tutti gli elementi nel gruppo: unita' di misura kN/m

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

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

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

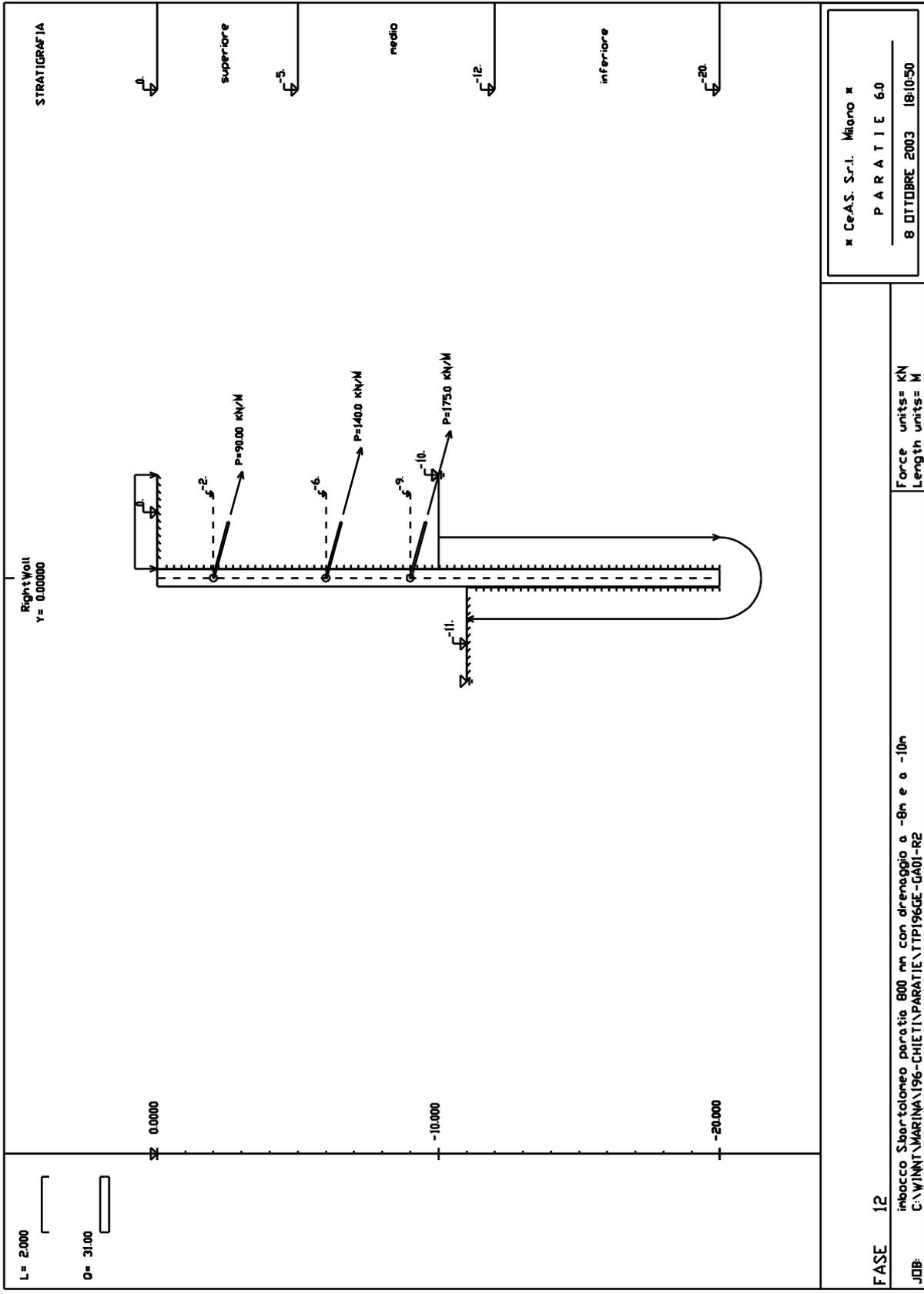
SPINTA PASSIVA POSSIBILE = La massima spinta che puo' essere esercitata da questo gruppo di elementi terreno, in questa fase: unita' di misura kN/m

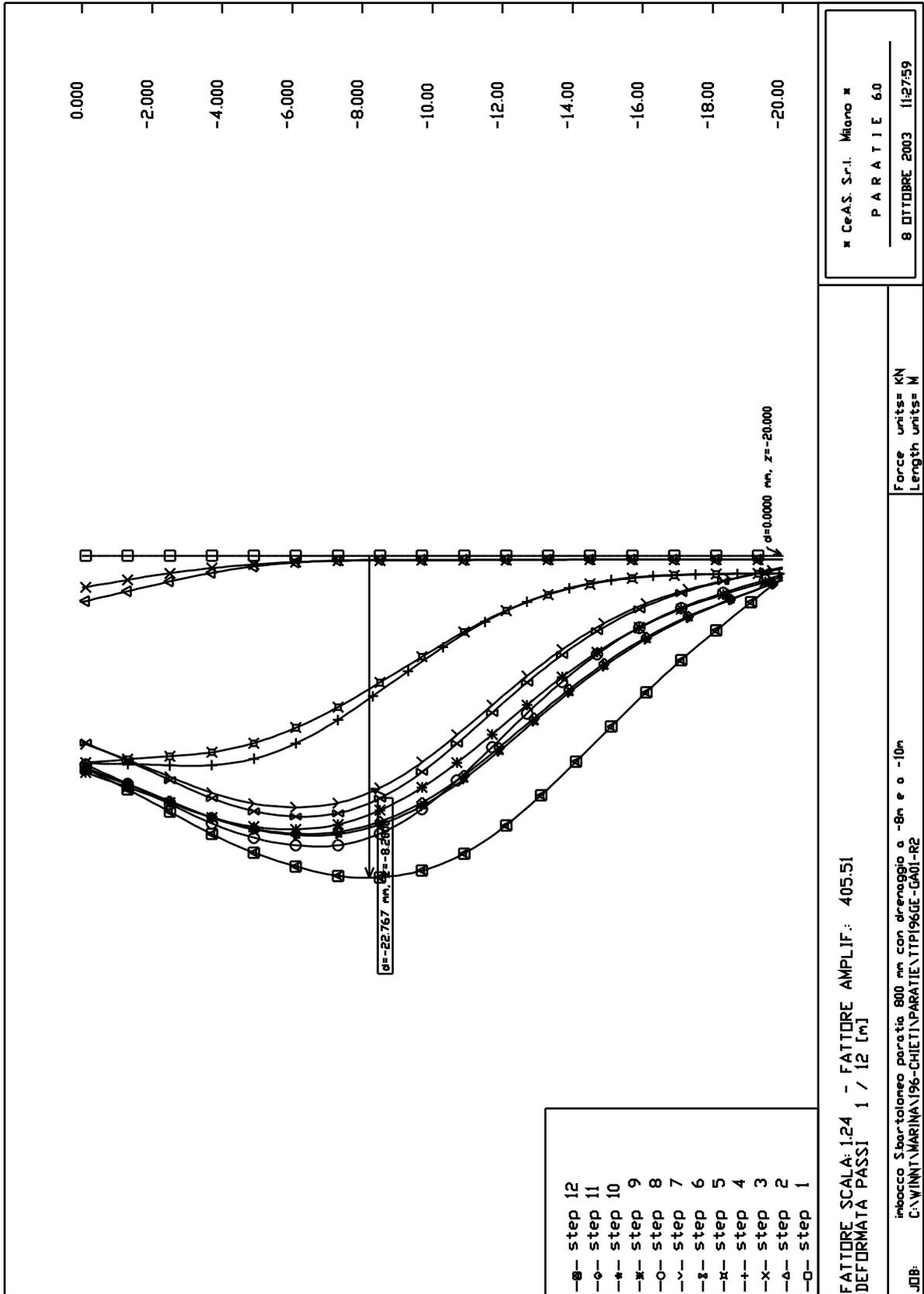
RAPPORTO PASSIVA/VERA = e' il rapporto tra la massima spinta possibile e la spinta efficace vera: fornisce un'indicazione su quanta spinta passiva venga mobilitata;

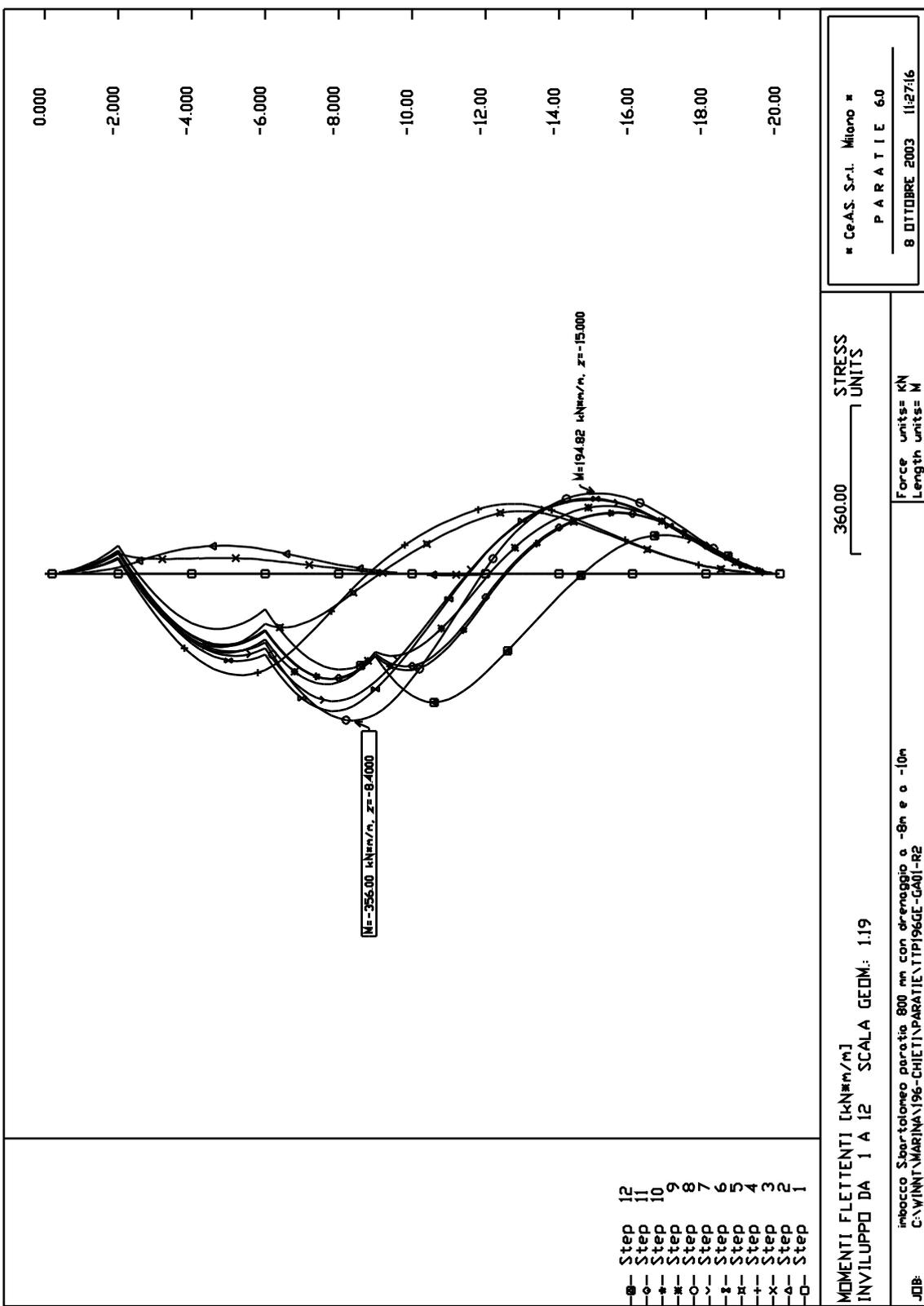
SPINTA PASSIVA MOBILITATA = e' l'inverso del rapporto precedente, espresso in unita' percentuale: indica quanta parte della massima spinta possibile e' stata mobilitata;

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

FASE	GRUPPO -->	DHRi	UHRi
FASE 1	SPINTA EFFICACE VERA	894.05	894.05
	SPINTA ACQUA	720.00	720.00
	SPINTA TOTALE VERA	1614.0	1614.0
	SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	405.64	405.64
	SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	5523.9	5523.9
	RAPPORTO PASSIVA/VERA	6.1785	6.1785
	SPINTA PASSIVA MOBILITATA	16.%	16.%
	RAPPORTO VERA/ATTIVA	2.2040	2.2040
FASE 2	SPINTA EFFICACE VERA	711.73	602.63
	SPINTA ACQUA	545.45	654.55
	SPINTA TOTALE VERA	1257.2	1257.2
	SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	34.273	430.86
	SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	1989.6	5740.3
	RAPPORTO PASSIVA/VERA	2.7955	9.5253
	SPINTA PASSIVA MOBILITATA	36.%	10.%
	RAPPORTO VERA/ATTIVA	20.766	1.3987
FASE 3	SPINTA EFFICACE VERA	718.27	718.25
	SPINTA ACQUA	500.00	500.00
	SPINTA TOTALE VERA	1218.3	1218.3
	SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	49.654	491.06
	SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	2140.5	6244.6
	RAPPORTO PASSIVA/VERA	2.9800	8.6942
	SPINTA PASSIVA MOBILITATA	34.%	12.%
	RAPPORTO VERA/ATTIVA	14.466	1.4627
FASE 4	SPINTA EFFICACE VERA	695.13	661.45
	SPINTA ACQUA	448.19	481.87
	SPINTA TOTALE VERA	1143.3	1143.3
	SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	27.565	498.02
	SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	1835.2	6304.8
	RAPPORTO PASSIVA/VERA	2.6401	9.5317
	SPINTA PASSIVA MOBILITATA	38.%	10.%
	RAPPORTO VERA/ATTIVA	25.218	1.3282
FASE 5	SPINTA EFFICACE VERA	688.72	655.04
	SPINTA ACQUA	448.19	481.87
	SPINTA TOTALE VERA	1136.9	1136.9
	SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	102.86	498.02
	SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	1416.3	6304.8
	RAPPORTO PASSIVA/VERA	2.0564	9.6250
	SPINTA PASSIVA MOBILITATA	49.%	10.%
	RAPPORTO VERA/ATTIVA	6.6960	1.3153





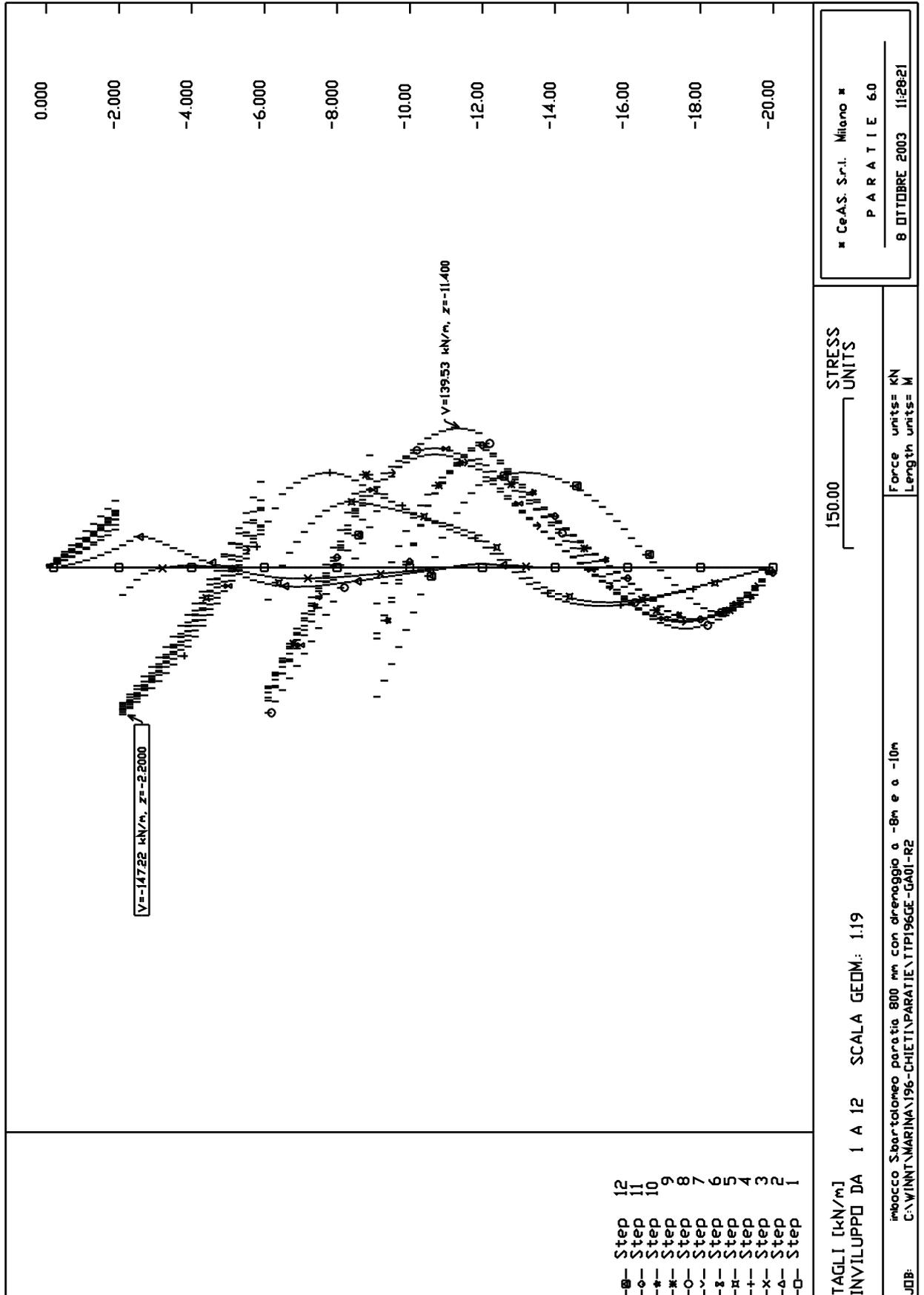


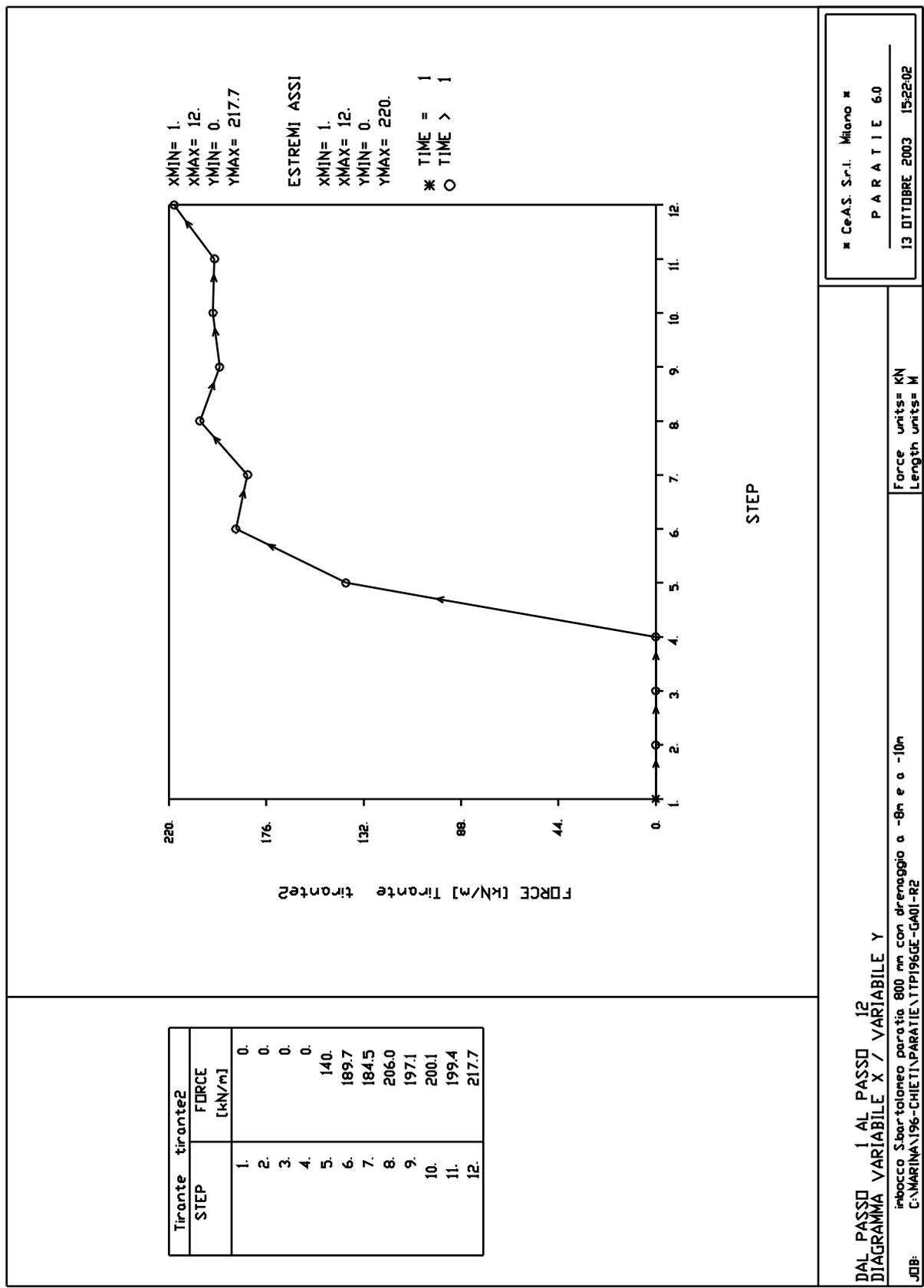
* Ce.A.S. S.r.l. Milano *
 P A R T I E 6 0
 8 OTTOBRE 2003 11:27:16

STRESS UNITS
 360.00
 Force units= KN
 Length units= M

MOMENTI FLETTENTI [kNm/m]
 INVILUPPO DA 1 A 12 SCALA GEOM.: 1:19

inbocco Sportoloneo parete: 800 mm con drenaggio a -8m e o -10m
 C:\WINNT\MARINA\196-CHIETI\PARATIE\196GE-GA01-R2





Tirante STEP	FORCE [kN/m]
1.	0.
2.	0.
3.	0.
4.	0.
5.	140.
6.	189.7
7.	184.5
8.	206.0
9.	197.1
10.	200.1
11.	199.4
12.	217.7

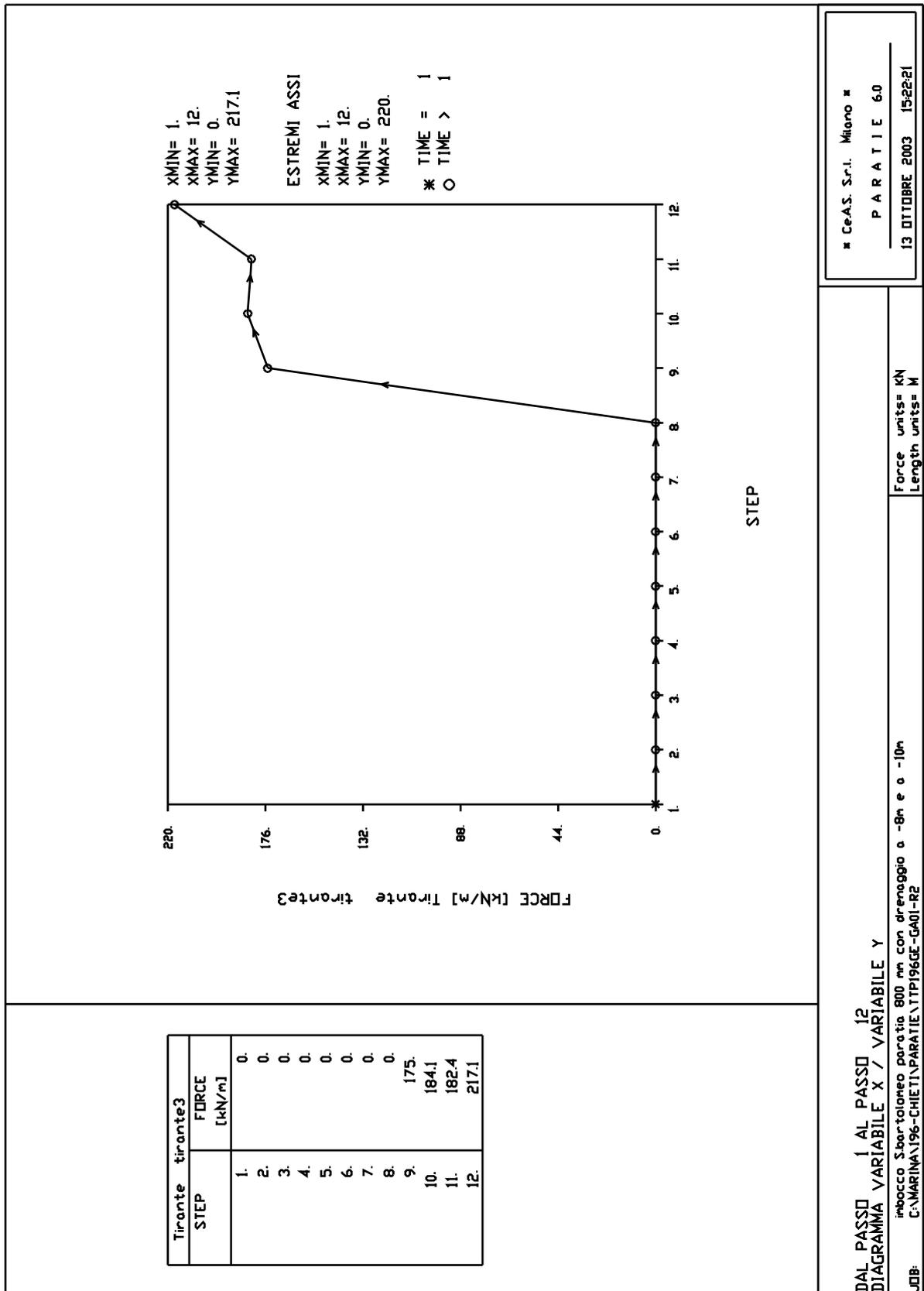
■ Ce.A.S. S.r.l. Milano ■
 PARATIE 6.0
 13 OTTOBRE 2003 15:22:02

Force units= kN
 Length units= M

STEP

DAL PASSO 1 AL PASSO 12
 DIAGRAMMA VARIABILE X / VARIABILE Y
 imbocco Sbaratoneo paratia 800 mm con drenaggio a -8m e a -10m
 C:\MARINA\196-CHIETI\PARATIE\TPI196GE-GA01-R2

JOB:



* Ce.A.S. S.r.l. Miono *
 P A R T I E 6 0
 13 OTTOBRE 2003 15:22:21

DAL PASSO 1 AL PASSO 12
 DIAGRAMMA VARIABILE X / VARIABILE Y
 imbocco Sbarbatoneo paratia 800 mm con drenaggio a -8m e a -10m
 C:\MARINA\196-CHIETI\PARATIE\TTPI96GE-GA01-R2
 Force units= kN
 Length units= M

```

54: *
55: step 2 : scavo a -2.5m
56:     setwall RightWall
57:         geom 0 -2.5
58:         water -3 0
59:         surcharge 21 0 0 0
60: endstep
61: *
62: step 3 : tirante a -2m
63:     setwall RightWall
64:         geom 0 -2.5
65:         water -3 0
66:         add tirante1
67: endstep
68: *
69: step 4 : scavo a -6.5m
70:     setwall RightWall
71:         geom 0 -6.5
72:         water -3 3.5
73:         surcharge 46 0 0 0
74: endstep
75: *
76: step 5 : tirante a -6m
77:     setwall RightWall
78:         geom 0 -6.5
79:         water -3 3.5
80:         add tirante2
81: endstep
82: *
83: step 6 : scavo a -8.5m per inserimento drenaggio
84:     setwall RightWall
85:         geom 0 -8.5
86:         water -3 5.5
87: endstep
88: *
89: step 7 : drenaggio a -8m
90:     setwall RightWall
91:         geom 0 -8.5
92:         water -8 0.5
93: endstep
94: *
95: step 8 : scavo a -9.5m
96:     setwall RightWall
97:         geom 0 -9.5
98:         water -8 1.5
99:         surcharge 66 0 0 0
100: endstep
101: *
102: step 9 : tirante a -9m
103:     setwall RightWall
104:         geom 0 -9.5
105:         water -8 1.5
106:         add tirante3
107: endstep
108: *
109: step 10 : scavo a -10.5 m per inserimento drenaggio
110:     setwall RightWall
111:         geom 0 -10.5
112:         water -8 2.5
113: endstep
114: *
115: step 11 : inserimento drenaggio a -10m
116:     setwall RightWall
117:         geom 0 -10.5
118:         water -10 0.5
119: endstep
120: *
121: step 12 : scavo a -11m
122:     change inferiore D-KP=1.91
123:     setwall RightWall
124:         geom 0 -11
125:         water -10 1
126:         surcharge 77 0 0 0
127: endstep
    
```

128: *
 129: *

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER superiore			
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	
quota superiore	=	0.0000	m
quota inferiore	=	-5.0000	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	=	5.0000	kPa (A MONTE)
angolo di attrito	=	22.000	DEG (A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.40600	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	2.7920	(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.62539	
esponente di OCR	=	0.50000	
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000	
modello di rigidezza	=	1.0000	
modulo el. compr. vergine	=	20000.	kPa
modulo el. scarico/ricarico	=	60000.	kPa
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	(A VALLE)
coesione	=	5.0000	kPa (A VALLE)
angolo di attrito	=	22.000	DEG (A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.40600	(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	2.7920	(A VALLE)

LAYER medio			
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	
quota superiore	=	-5.0000	m
quota inferiore	=	-12.000	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	=	25.000	DEG (A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.35900	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.3190	(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.57738	
esponente di OCR	=	0.50000	
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000	
modello di rigidezza	=	1.0000	
modulo el. compr. vergine	=	30000.	kPa
modulo el. scarico/ricarico	=	90000.	kPa
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	(A VALLE)
coesione	=	10.000	kPa (A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

angolo di attrito	=	25.000	DEG (A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.35900	(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.3190	(A VALLE)

LAYER inferiore			
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	
quota superiore	=	-12.000	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	=	25.000	DEG (A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.35900	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.3190	(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.57738	
esponente di OCR	=	0.50000	
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000	
modello di rigidezza	=	1.0000	
modulo el. compr. vergine	=	40000.	kPa
modulo el. scarico/ricarico	=	0.12000E+06	kPa
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	(A VALLE)
coesione	=	20.000	kPa (A VALLE)
angolo di attrito	=	25.000	DEG (A VALLE)

coeff. spinta attiva ka = 0.35900 (A VALLE)
 coeff. spinta passiva kp = 3.3190 (A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 2
 (SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)
 NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE
 RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 3
 (SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)
 NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE
 RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 4
 (SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)
 NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE
 RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 5
 (SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)
 NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE
 RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 6
 (SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)
 NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE
 RIASSUNTO 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)
 NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE
 RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 9
 (SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)
 NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE
 RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 10
 (SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)
 NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE
 RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 11
 (SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)
 NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE
 RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 12
 (SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

LAYER inferiore

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 12

coeff. spinta passiva kp = 1.9100 (A VALLE)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL RightWall

coordinata y = 0.0000 m
 quota piano campagna = 0.0000 m
 quota del fondo scavo = 0.0000 m
 quota della falda = -3.0000 m
 sovraccarico a monte = 0.0000 kPa
 quota del sovraccarico a monte = 0.0000 m
 depressione falda a valle = 0.0000 m
 sovraccarico a valle = 0.0000 kPa
 quota del sovraccarico a valle = -0.99900E+30 m
 quota di taglio = 0.0000 m
 quota di equil. pressioni dell'acqua = -20.000 m
 indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)
 opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000 (1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL RightWall

coordinata y = 0.0000 m
 quota piano campagna = 0.0000 m
 quota del fondo scavo = -2.5000 m
 quota della falda = -3.0000 m
 sovraccarico a monte = 21.000 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 = 0.0000 m
 quota di taglio = 0.0000 m
 quota di equil. pressioni dell'acqua = -20.000 m
 indicatore comportamento acqua = 0.0000 (1=REMOVE)

opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE		3	
WALL RightWall			
coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-2.5000	m
quota della falda	=	-3.0000	m
sovraccarico a monte	=	21.000	kPa
RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE		3	
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	0.0000	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-20.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE		4	
WALL RightWall			
coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-6.5000	m
quota della falda	=	-3.0000	m
sovraccarico a monte	=	46.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	3.5000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	0.0000	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-20.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE		5	
WALL RightWall			
coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-6.5000	m
quota della falda	=	-3.0000	m
sovraccarico a monte	=	46.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	3.5000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	0.0000	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-20.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE		6	
WALL RightWall			
coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-8.5000	m
quota della falda	=	-3.0000	m
sovraccarico a monte	=	46.000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	5.5000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	0.0000	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-20.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE		7	

WALL RightWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-8.5000	m
quota della falda	=	-8.0000	m
sovraccarico a monte	=	46.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.50000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	0.0000	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-20.0000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 8

WALL RightWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-9.5000	m
quota della falda	=	-8.0000	m
sovraccarico a monte	=	66.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	1.5000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 8

quota del sovraccarico a valle	=	0.0000	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-20.0000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 9

WALL RightWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-9.5000	m
quota della falda	=	-8.0000	m
sovraccarico a monte	=	66.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	1.5000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	0.0000	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-20.0000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 10

WALL RightWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-10.5000	m
quota della falda	=	-8.0000	m
sovraccarico a monte	=	66.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	2.5000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	0.0000	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-20.0000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 11

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 11

WALL RightWall

```

coordinata y                = 0.0000    m
quota piano campagna        = 0.0000    m
quota del fondo scavo       = -10.500   m
quota della falda           = -10.000   m
sovraccarico a monte       = 66.000    kPa
quota del sovraccarico a monte = 0.0000    m
depressione falda a valle  = 0.50000   m
sovraccarico a valle       = 0.0000    kPa
quota del sovraccarico a valle = 0.0000    m
quota di taglio             = 0.0000    m
quota di equil. pressioni dell'acqua = -20.000   m
indicatore comportamento acqua = 0.0000    (1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000    (1=NO UPD)
    
```

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 12

WALL RightWall

```

coordinata y                = 0.0000    m
quota piano campagna        = 0.0000    m
quota del fondo scavo       = -11.000   m
quota della falda           = -10.000   m
sovraccarico a monte       = 77.000    kPa
quota del sovraccarico a monte = 0.0000    m
depressione falda a valle  = 1.0000    m
sovraccarico a valle       = 0.0000    kPa
quota del sovraccarico a valle = 0.0000    m
quota di taglio             = 0.0000    m
quota di equil. pressioni dell'acqua = -20.000   m
indicatore comportamento acqua = 0.0000    (1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua = 0.0000    (1=NO UPD)
    
```

RIASSUNTO ELEMENTI

=====

```

+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|          RIASSUNTO ELEMENTI SOIL          |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Name   | Wall   | Z1   | Z2   | Flag   | Angle |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|        |        | m    | m    |        | deg   |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| DHRight | RightWall | 0. | -20.00 | DOWNHILL | 0. |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| UHRight | RightWall | 0. | -20.00 | UPHILL   | 180.0 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
    
```

```

+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|          RIASSUNTO ELEMENTI BEAM          |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Name   | Wall   | Z1   | Z2   | Mat   | thick |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|        |        | m    | m    |       | m     |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| paratia | RightWall | 0. | -20.00 | _   | 0.6225 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
    
```

```

+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|          RIASSUNTO ELEMENTI WIRE          |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Name   | Wall   | Zeta | Mat   | A/L   | Pinit | Angle |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|        |        | m    |       |       | kN/m  | deg   |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| tirantel | RightWall | -2.000 | _   | 0.2980E-04 | 90.00 | 165.0 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| tirante2 | RightWall | -6.000 | _   | 0.2980E-04 | 140.0 | 165.0 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| tirante3 | RightWall | -9.000 | _   | 0.2980E-04 | 175.0 | 165.0 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
    
```

RIASSUNTO DATI VARI

=====

+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+

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

RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

FASE	N. DI ITERAZIONI	CONVERGENZA
1	2	SI
2	5	SI
3	4	SI
4	6	SI
5	2	SI
6	5	SI
7	3	SI
8	4	SI
9	3	SI
10	4	SI
11	2	SI
12	6	SI

RIASSUNTO SPINTE NEGLI ELEMENTI TERRENO

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

- SPINTA EFFICACE VERA = Integrale delle pressioni orizzontali efficaci in tutti gli elementi nel gruppo: unita' di misura kN/m
- SPINTA ACQUA = Integrale delle pressioni interstiziali in tutti gli elementi nel gruppo: unita' di misura kN/m
- SPINTA TOTALE VERA = Somma della SPINTA EFFICACE e della SPINTA DELL'ACQUA: e' l' azione totale sulla parete: unita' di misura kN/m
- SPINTA ATTIVA POSSIBILE = La minima spinta che puo' essere esercitata da questo gruppo di elementi terreno, in questa fase: unita' di misura kN/m
- SPINTA PASSIVA POSSIBILE = La massima spinta che puo' essere esercitata da questo gruppo di elementi terreno, in questa fase: unita' di misura kN/m
- RAPPORTO PASSIVA/VERA = e' il rapporto tra la massima spinta possibile e la spinta efficace vera: fornisce un'indicazione su quanta spinta passiva venga mobilitata;
- SPINTA PASSIVA MOBILITATA = e' l'inverso del rapporto precedente, espresso in unita' percentuale: indica quanta parte della massima spinta possibile e' stata mobilitata;
- RAPPORTO VERA/ATTIVA = e' il rapporto tra la spinta efficace vera e la minima spinta possibile: fornisce un'indicazione di quanto questa porzione di terreno sia prossima alla condizione di massimo rilascio.

FASE	1	GRUPPO -->	DHRi	UHRi
SPINTA EFFICACE VERA			1485.9	1485.9
SPINTA ACQUA			1445.0	1445.0
SPINTA TOTALE VERA			2930.9	2930.9
SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)			620.96	620.96
SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)			9290.2	9290.2
RAPPORTO PASSIVA/VERA			6.2524	6.2524
SPINTA PASSIVA MOBILITATA			16.%	16.%
RAPPORTO VERA/ATTIVA			2.3929	2.3929

FASE	2	GRUPPO -->	DHRi	UHRi
SPINTA EFFICACE VERA			1396.5	1396.6
SPINTA ACQUA			1445.0	1445.0
SPINTA TOTALE VERA			2841.5	2841.6
SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)			292.41	774.06
SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)			6233.4	10630.
RAPPORTO PASSIVA/VERA			4.4635	7.6116

		SPINTA PASSIVA MOBILITATA	22. %	13. %
		RAPPORTO VERA/ATTIVA	4.7758	1.8042
FASE	3	GRUPPO -->	DHRi	UHRi
		SPINTA EFFICACE VERA	1376.1	1463.0
		SPINTA ACQUA	1445.0	1445.0
		SPINTA TOTALE VERA	2821.1	2908.0
		SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	292.41	774.06
		SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	6233.4	10630.
		RAPPORTO PASSIVA/VERA	4.5298	7.2659
		SPINTA PASSIVA MOBILITATA	22. %	14. %
		RAPPORTO VERA/ATTIVA	4.7059	1.8900
FASE	4	GRUPPO -->	DHRi	UHRi
		SPINTA EFFICACE VERA	1336.7	1264.3
		SPINTA ACQUA	1015.9	1279.2
		SPINTA TOTALE VERA	2352.6	2543.5
		SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	60.646	1018.9
		SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	3464.5	12774.
		RAPPORTO PASSIVA/VERA	2.5919	10.104
		SPINTA PASSIVA MOBILITATA	39. %	10. %
		RAPPORTO VERA/ATTIVA	22.041	1.2408
FASE	5	GRUPPO -->	DHRi	UHRi
		SPINTA EFFICACE VERA	1304.0	1362.9
		SPINTA ACQUA	1015.9	1279.2
		SPINTA TOTALE VERA	2319.9	2642.1
		SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	60.646	1018.9
		SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	3464.5	12774.
		RAPPORTO PASSIVA/VERA	2.6568	9.3728
		SPINTA PASSIVA MOBILITATA	38. %	11. %
		RAPPORTO VERA/ATTIVA	21.502	1.3376
FASE	6	GRUPPO -->	DHRi	UHRi
		SPINTA EFFICACE VERA	1211.3	1212.2
		SPINTA ACQUA	788.92	1166.1
		SPINTA TOTALE VERA	2000.3	2378.3
		SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	15.098	1059.6
		SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	2485.4	13149.
		RAPPORTO PASSIVA/VERA	2.0518	10.847
		SPINTA PASSIVA MOBILITATA	49. %	9. %
		RAPPORTO VERA/ATTIVA	80.233	1.1440
FASE	7	GRUPPO -->	DHRi	UHRi
		SPINTA EFFICACE VERA	1229.1	1571.6
		SPINTA ACQUA	675.37	704.68
		SPINTA TOTALE VERA	1904.5	2276.3
		SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	38.477	1225.9
		SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	2862.3	14673.
		RAPPORTO PASSIVA/VERA	2.3287	9.3358
		SPINTA PASSIVA MOBILITATA	43. %	11. %
		RAPPORTO VERA/ATTIVA	31.945	1.2820
FASE	8	GRUPPO -->	DHRi	UHRi
		SPINTA EFFICACE VERA	1196.9	1519.8
		SPINTA ACQUA	588.05	672.00
		SPINTA TOTALE VERA	1785.0	2191.8
		SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	18.783	1385.9
		SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	2385.5	16057.
		RAPPORTO PASSIVA/VERA	1.9930	10.565
		SPINTA PASSIVA MOBILITATA	50. %	9. %
		RAPPORTO VERA/ATTIVA	63.723	1.0967
FASE	9	GRUPPO -->	DHRi	UHRi
		SPINTA EFFICACE VERA	1157.7	1641.3
		SPINTA ACQUA	588.05	672.00
		SPINTA TOTALE VERA	1745.7	2313.3

SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	18.783	1385.9
SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	2385.5	16057.
RAPPORTO PASSIVA/VERA	2.0606	9.7830
SPINTA PASSIVA MOBILITATA	49.%	10.%
RAPPORTO VERA/ATTIVA	61.634	1.1843
FASE 10	GRUPPO -->	
	DHRi	UHRi
SPINTA EFFICACE VERA	1103.6	1549.3
SPINTA ACQUA	503.78	636.28
SPINTA TOTALE VERA	1607.4	2185.6
SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	6.0174	1398.7
SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	1965.0	16176.
RAPPORTO PASSIVA/VERA	1.7804	10.441
SPINTA PASSIVA MOBILITATA	56.%	10.%
RAPPORTO VERA/ATTIVA	183.41	1.1077
FASE 11	GRUPPO -->	
	DHRi	UHRi
SPINTA EFFICACE VERA	1111.3	1662.9
SPINTA ACQUA	462.87	487.18
SPINTA TOTALE VERA	1574.2	2150.0
SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	12.280	1452.2
SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	2100.7	16670.
RAPPORTO PASSIVA/VERA	1.8903	10.025
SPINTA PASSIVA MOBILITATA	53.%	10.%
RAPPORTO VERA/ATTIVA	90.498	1.1450
FASE 12	GRUPPO -->	
	DHRi	UHRi
SPINTA EFFICACE VERA	1031.9	1616.0
SPINTA ACQUA	426.32	473.68
SPINTA TOTALE VERA	1458.2	2089.7
SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	6.4995	1538.6
SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	1222.4	17417.
RAPPORTO PASSIVA/VERA	1.2846	10.778
SPINTA PASSIVA MOBILITATA	84.%	9.%
RAPPORTO VERA/ATTIVA	158.76	1.0503

Verifica preliminare dei tiranti di ancoraggio

I bulbi di ancoraggio ricadranno quasi esclusivamente nei terreni limo-argillosi dei primi due strati, quindi in argille mediamente o poco alterate. Per tali terreni è stato stimato un valore limite dell'adesione laterale di 150 kPa

Nella seguente tabella sono riportati i valori di tesatura dei tiranti e quelli finali, a scavo ultimato, conseguenti all'interazione con il terreno, risultanti dal calcolo di verifica della paratia di pali di diametro 800 mm. Il tirante è del tipo iniettato a tre trefoli con tensione di esercizio fino a 450 kN.

	Forza iniziale (kN)	Forza finale (kN)
Tirante a -2 m	180	440
Tirante a -6 m	280	435
Tirante a -9 m	350	435

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

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

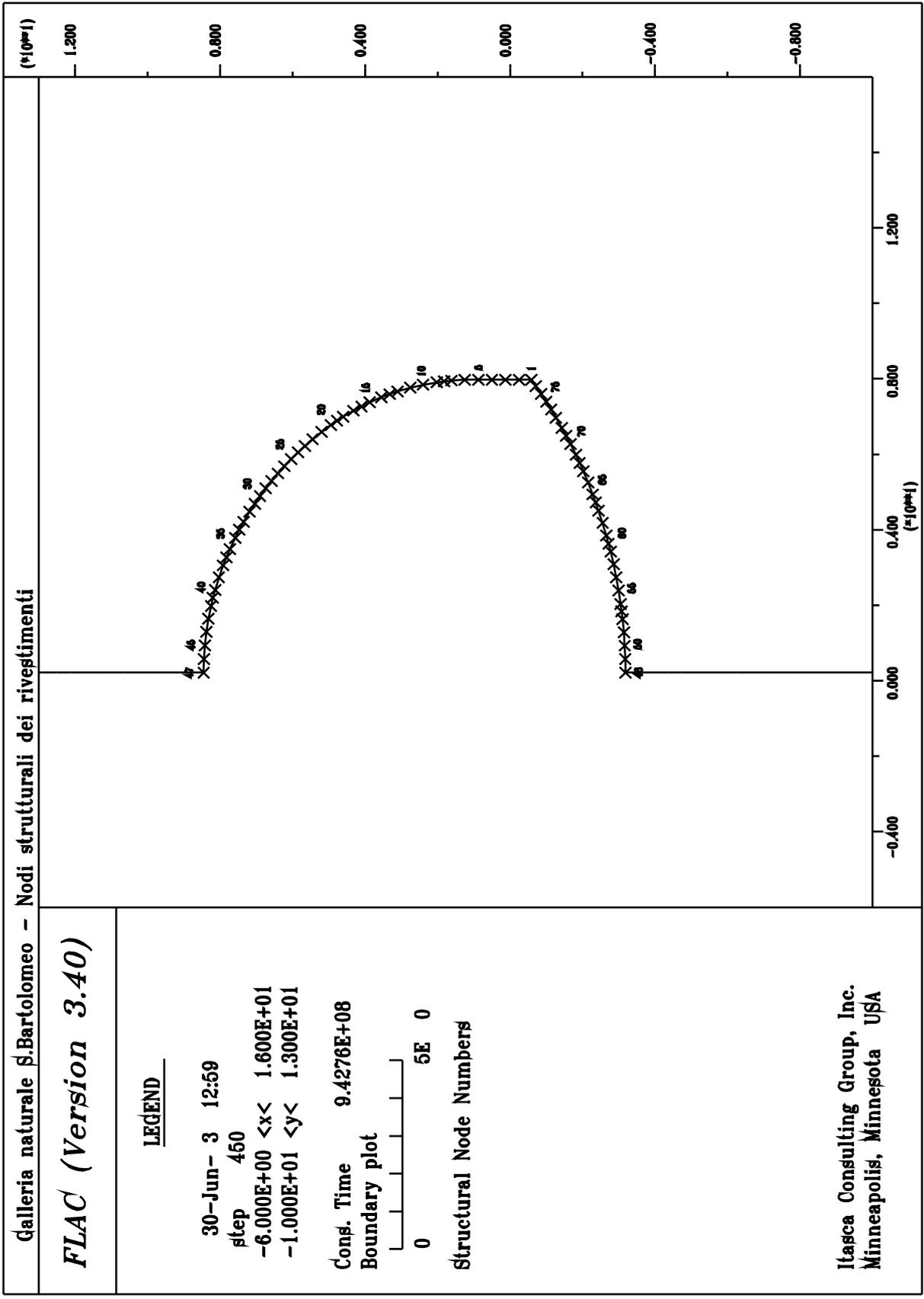
dove

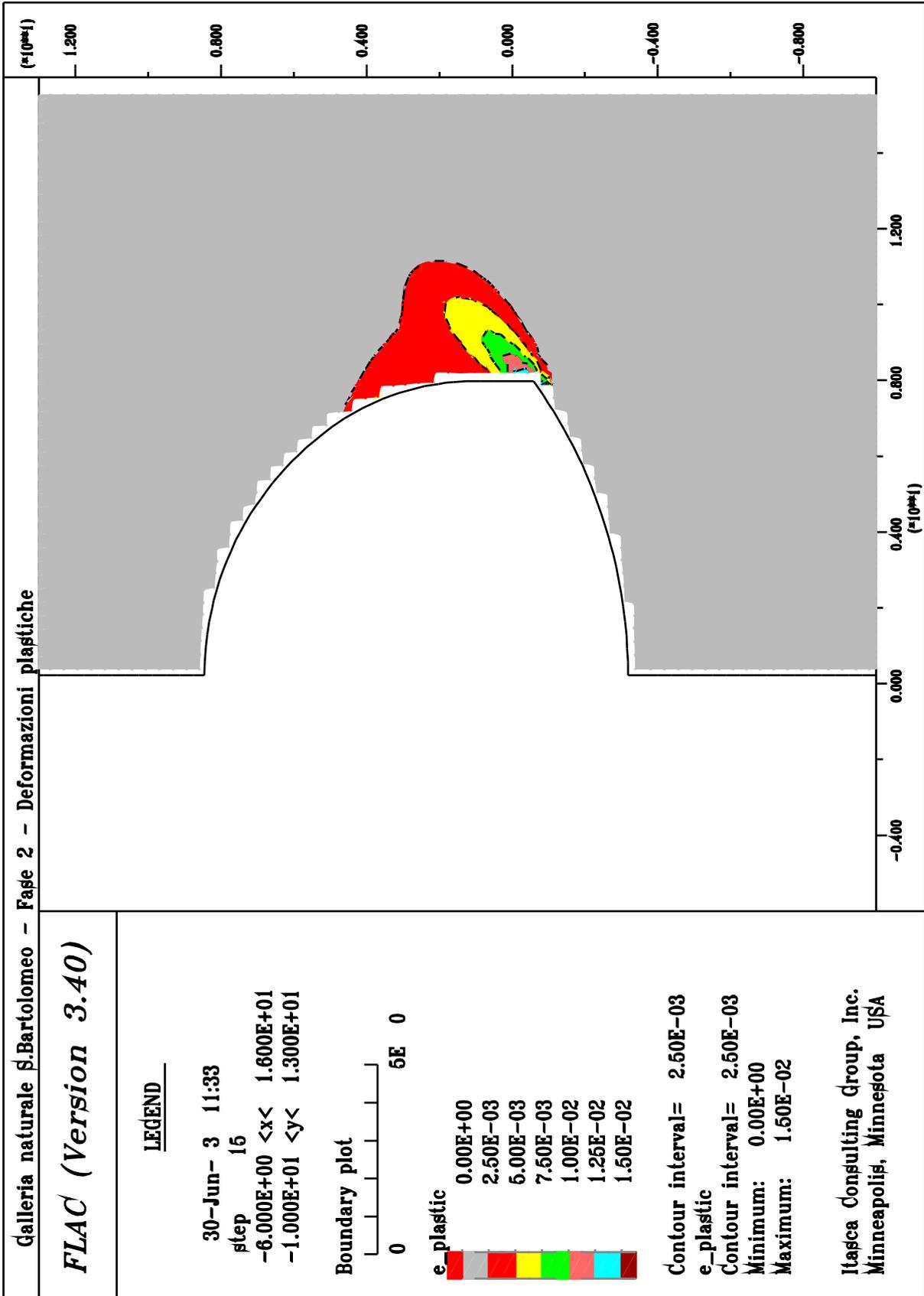
- Np tiro di progetto
- Fs coefficiente di sicurezza
- D diametro del bulbo di ancoraggio
- lim adesione limite bulbo-terreno

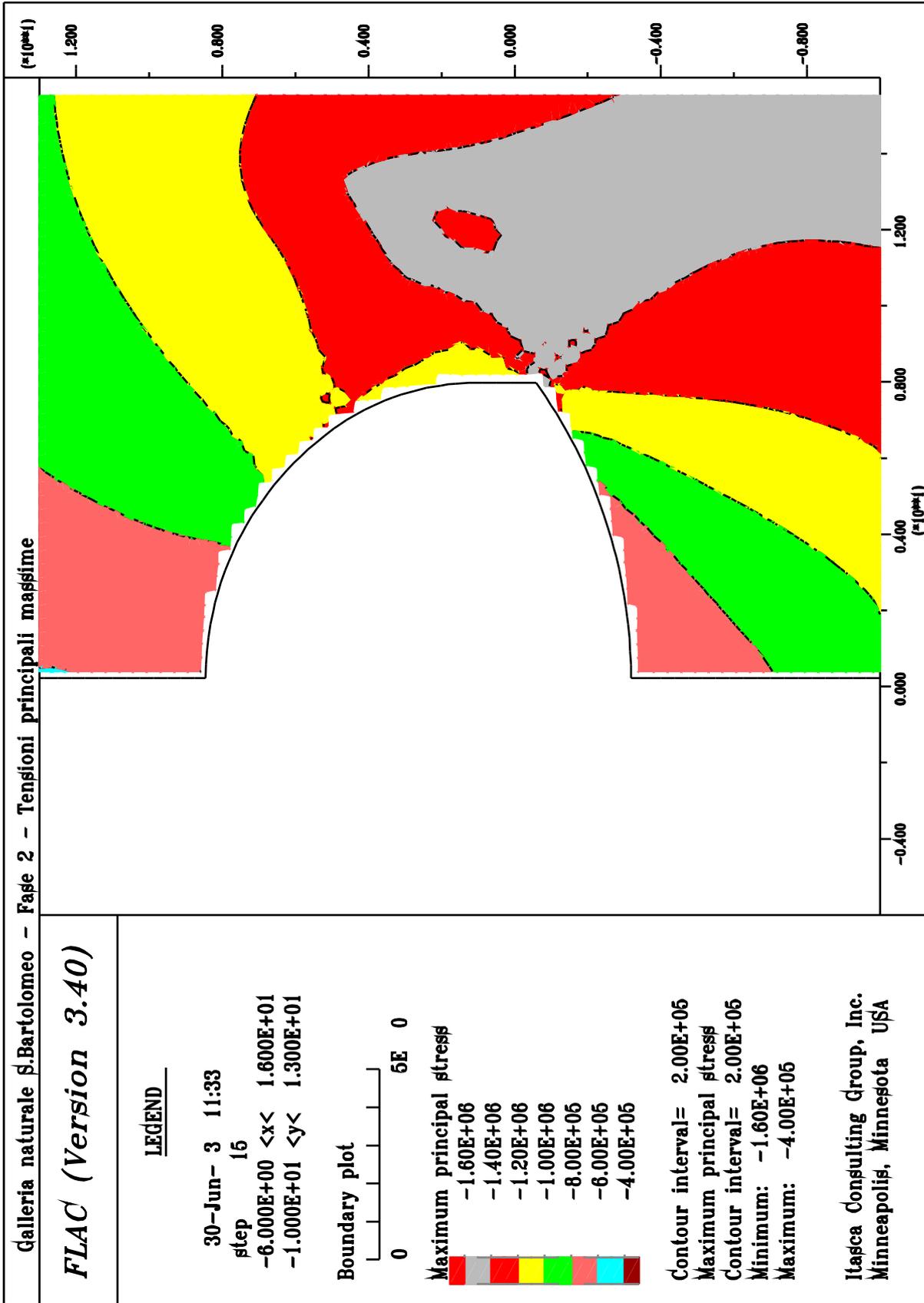
Assumendo un diametro del bulbo di 190 mm, il taglio limite $\lim = 150$ kPa, il coefficiente di sicurezza $F_s = 2.0$ (per tiranti provvisori) e un tiro di progetto pari a 440 kN risulta

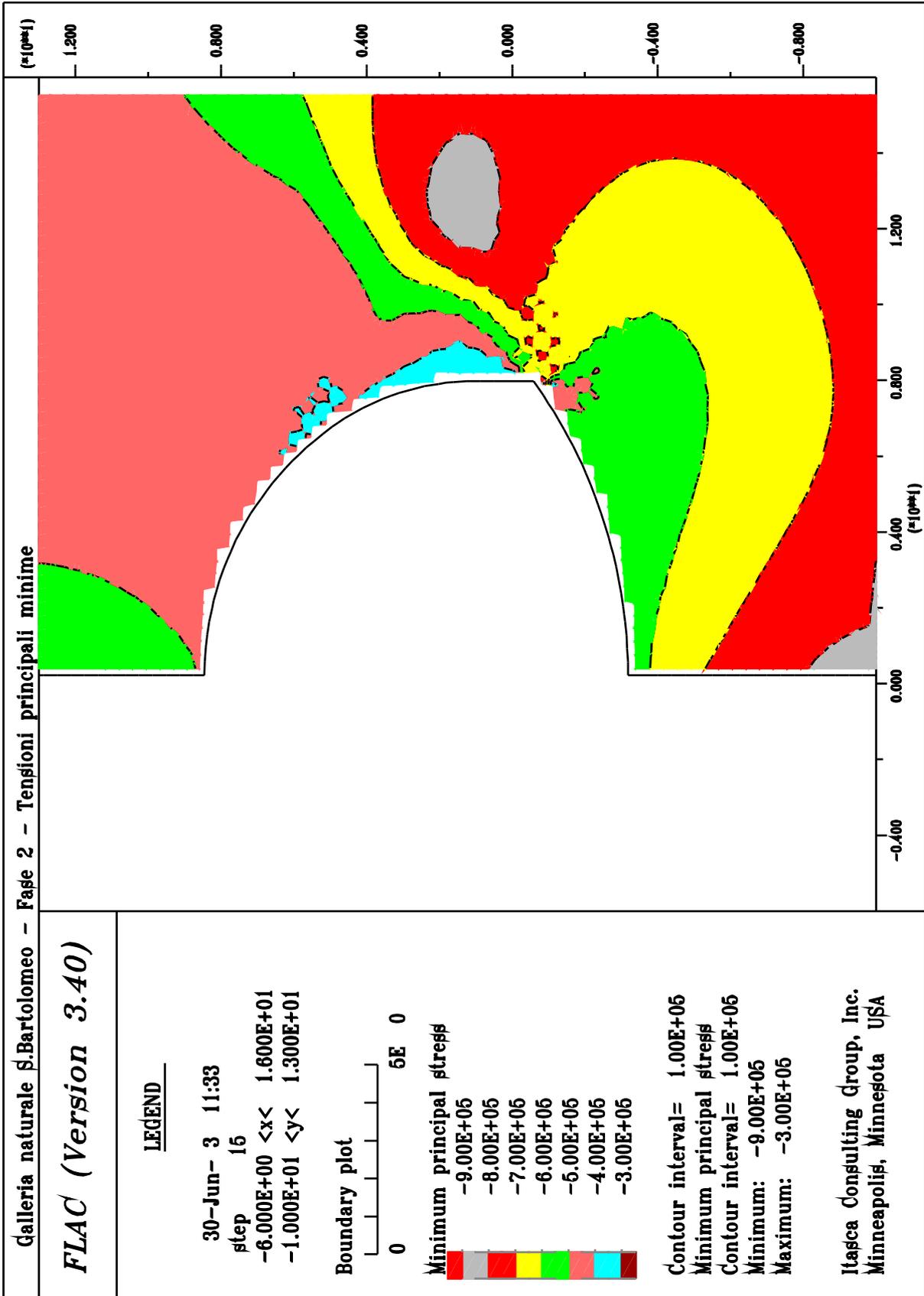
$$L_F = \frac{440 \cdot 2}{\pi \cdot 0.19 \cdot 150} = 10m$$

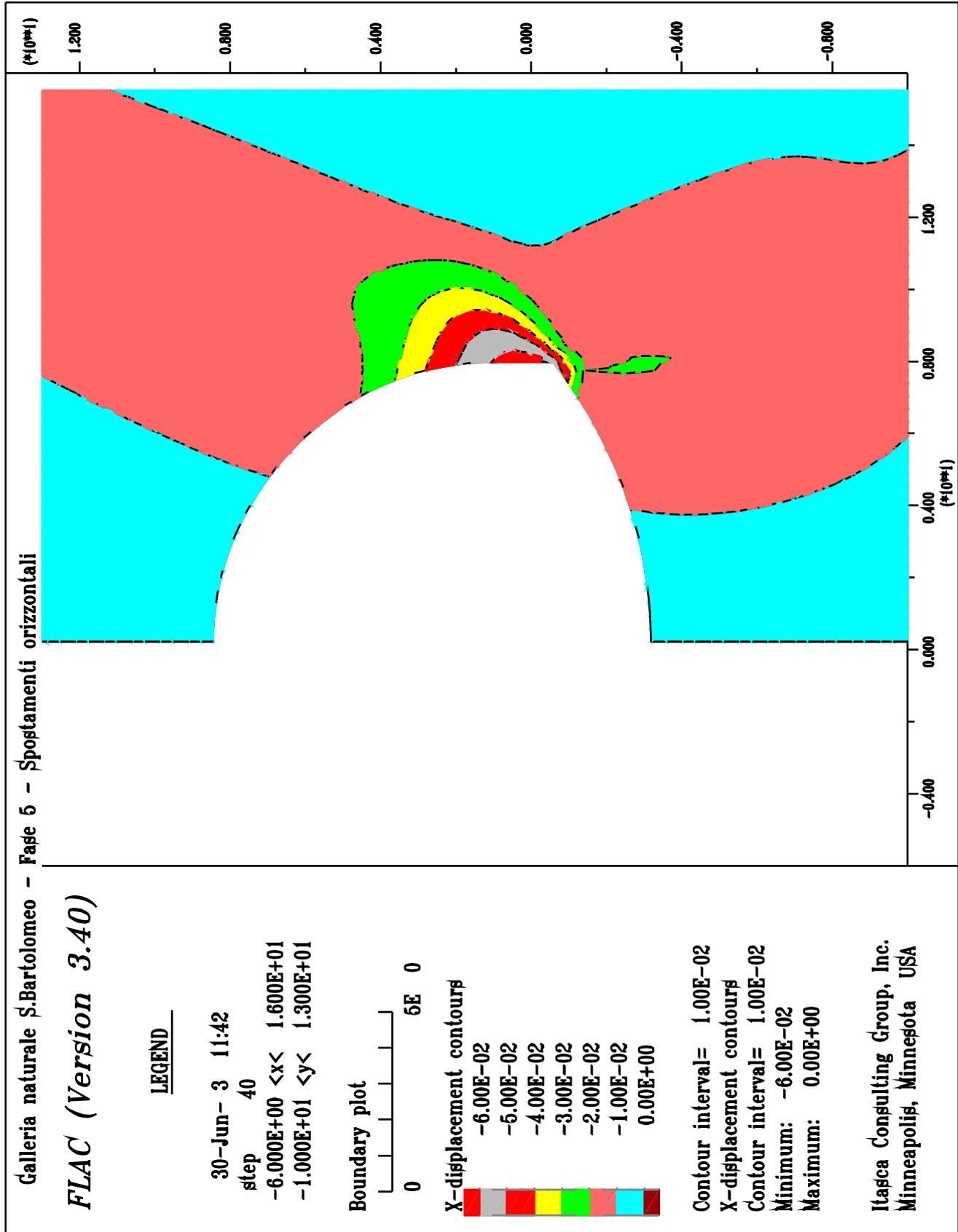
APPENDICE B - Risultati della analisi della galleria naturale

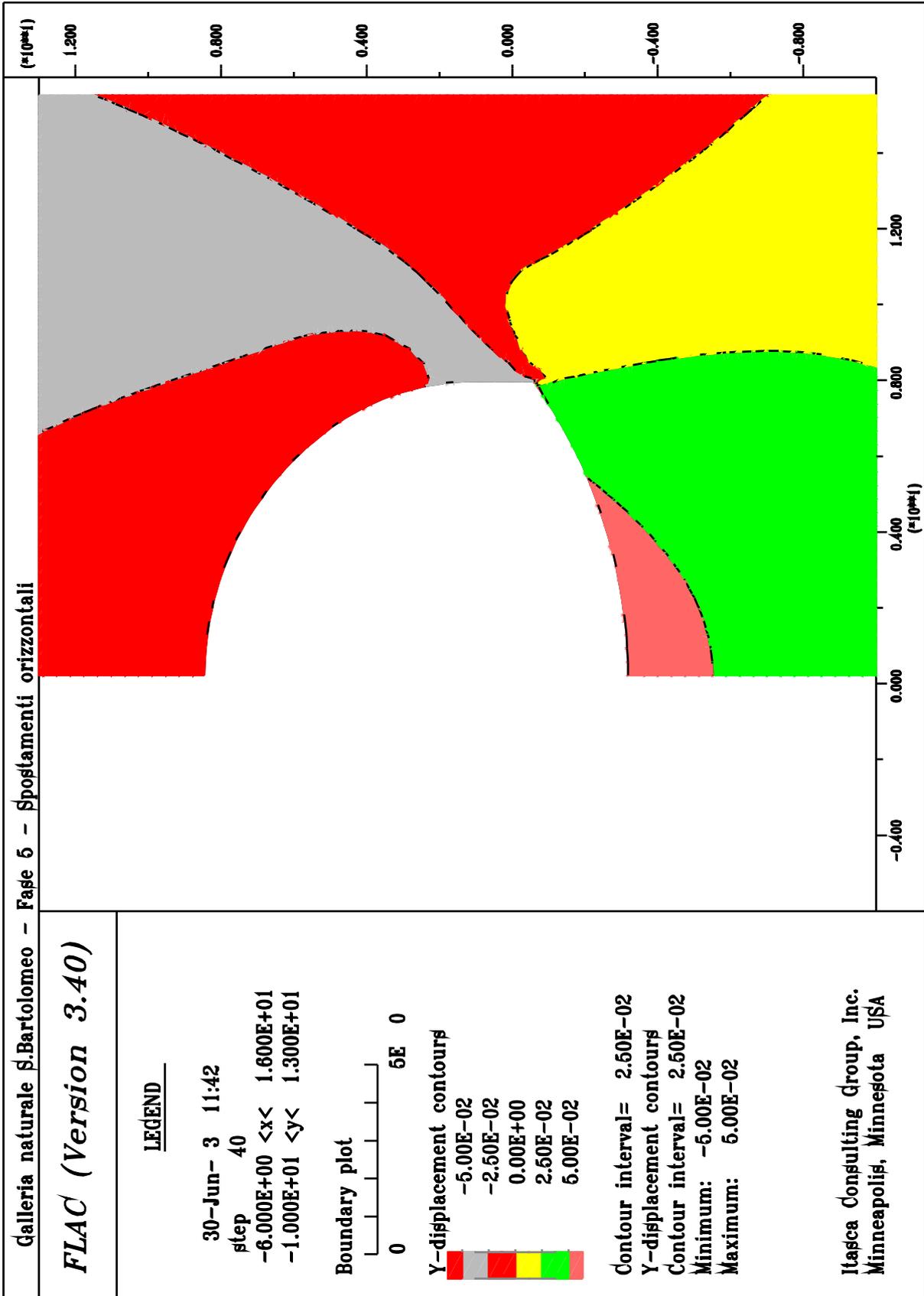


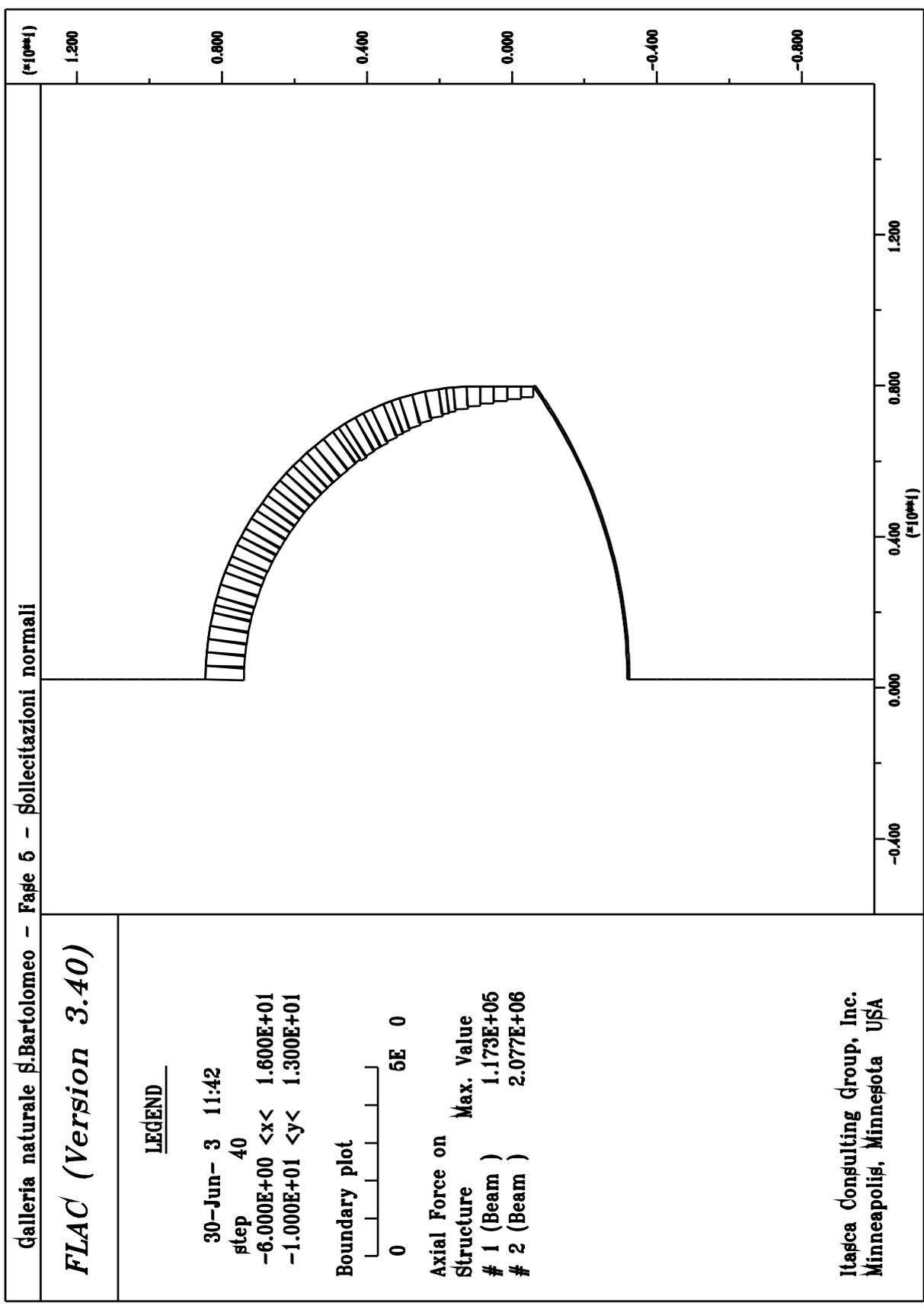


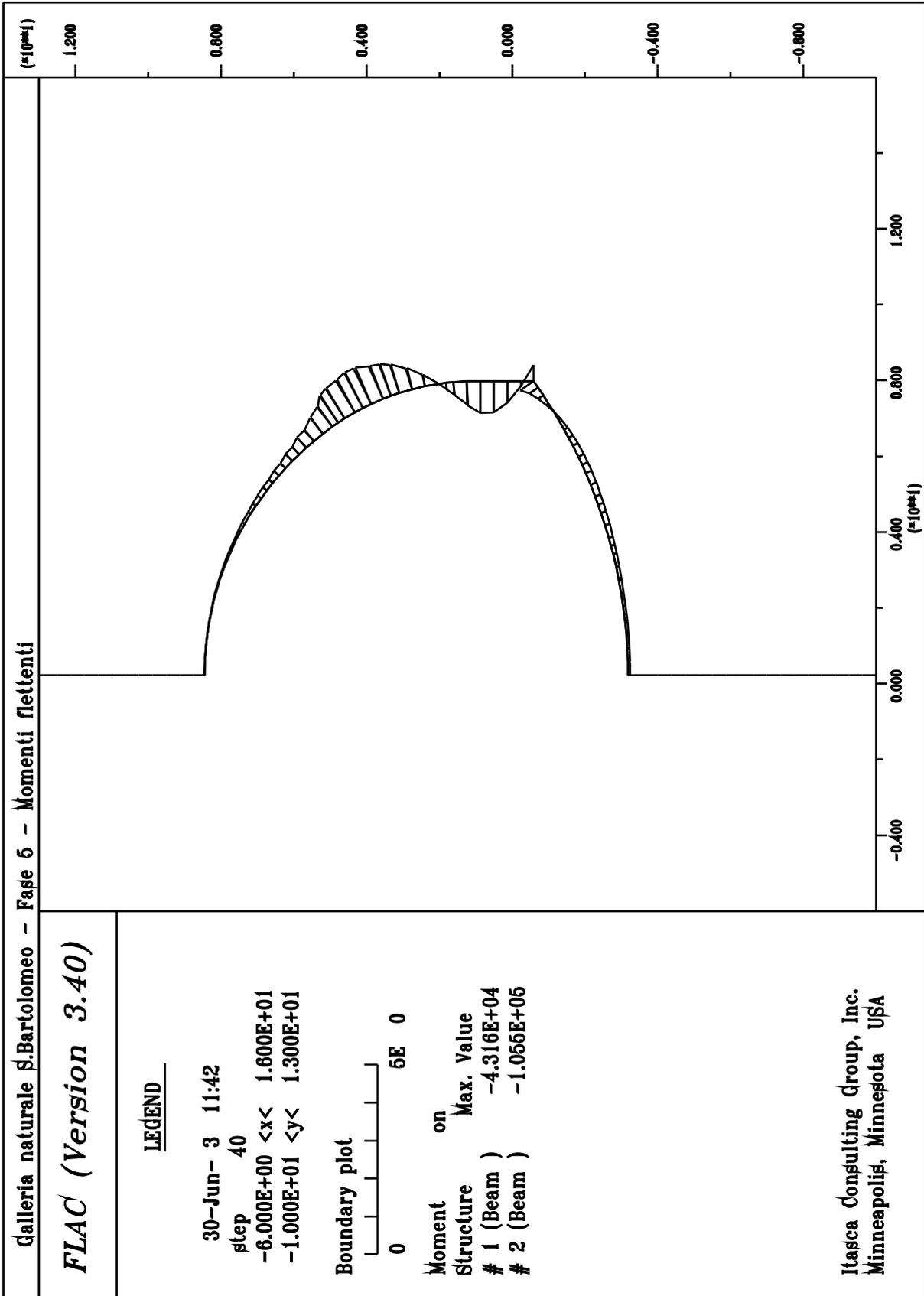


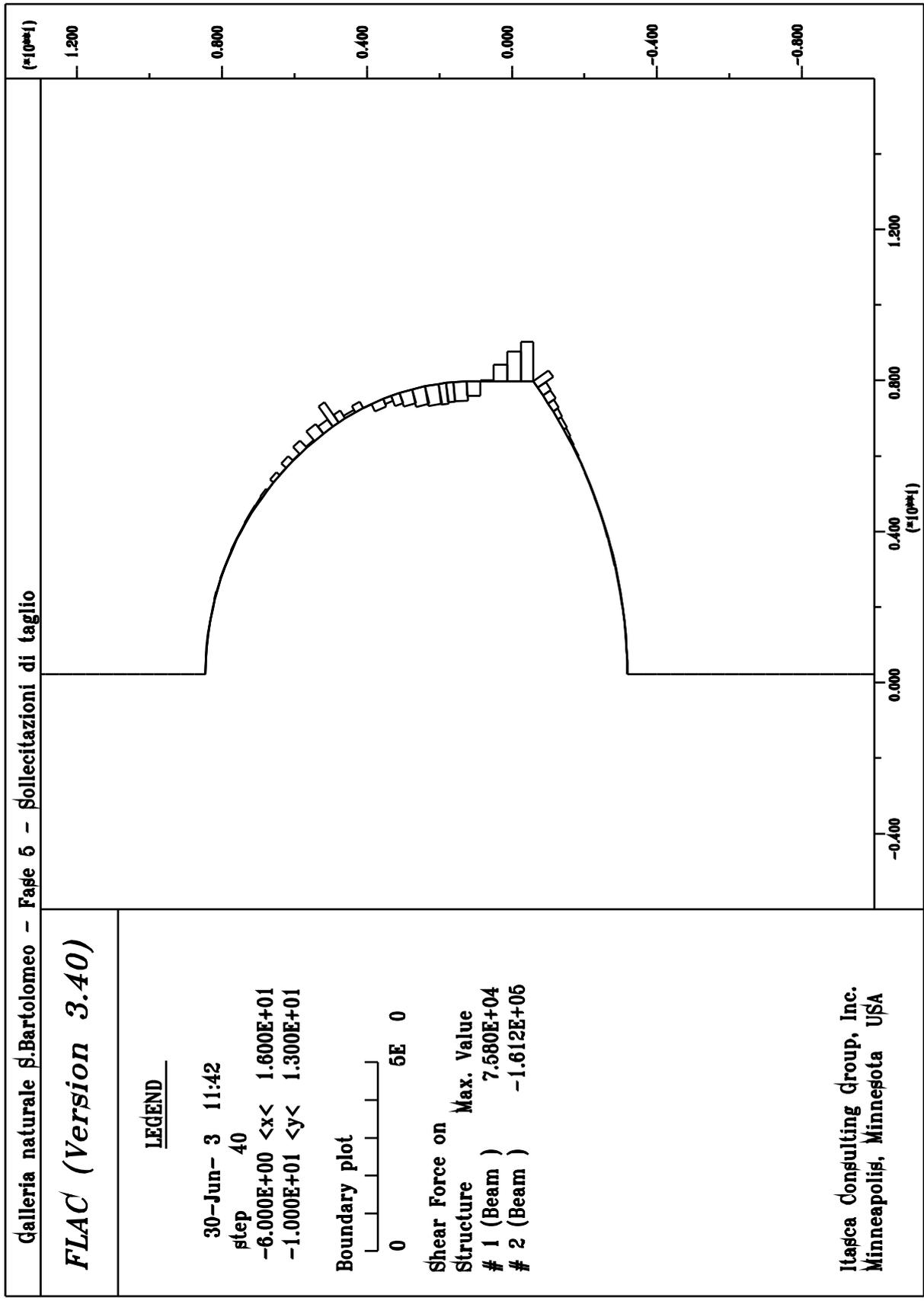


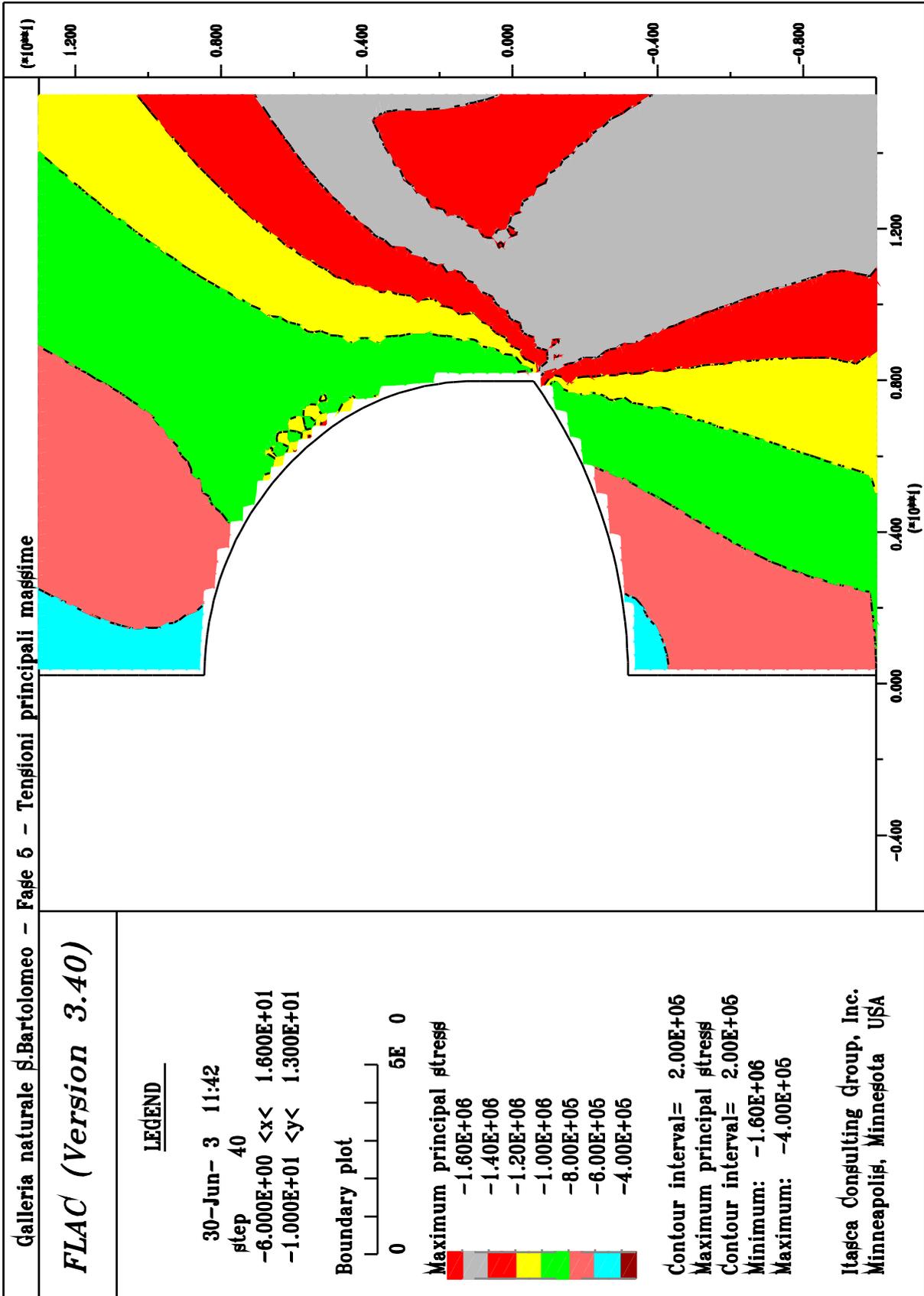


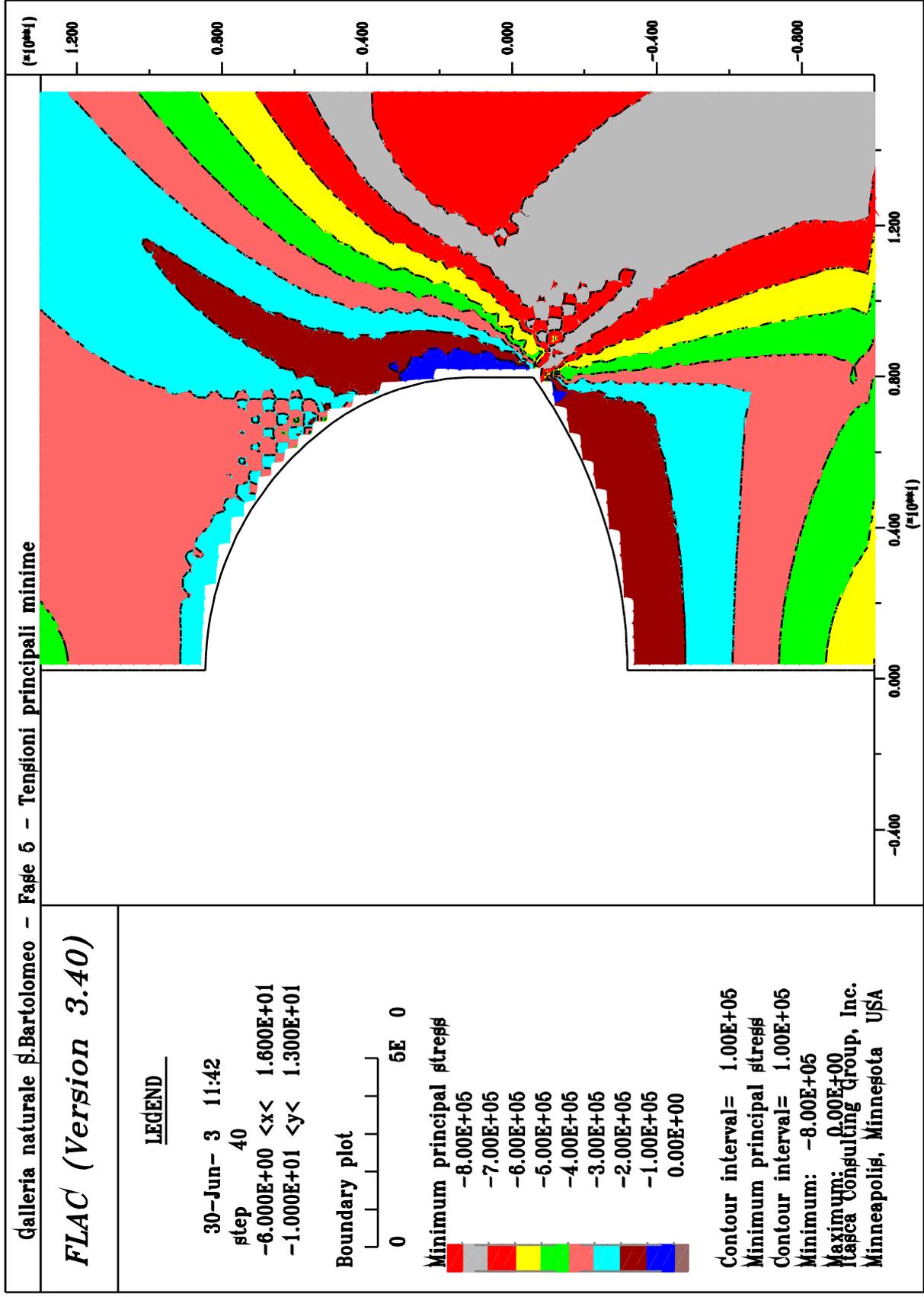


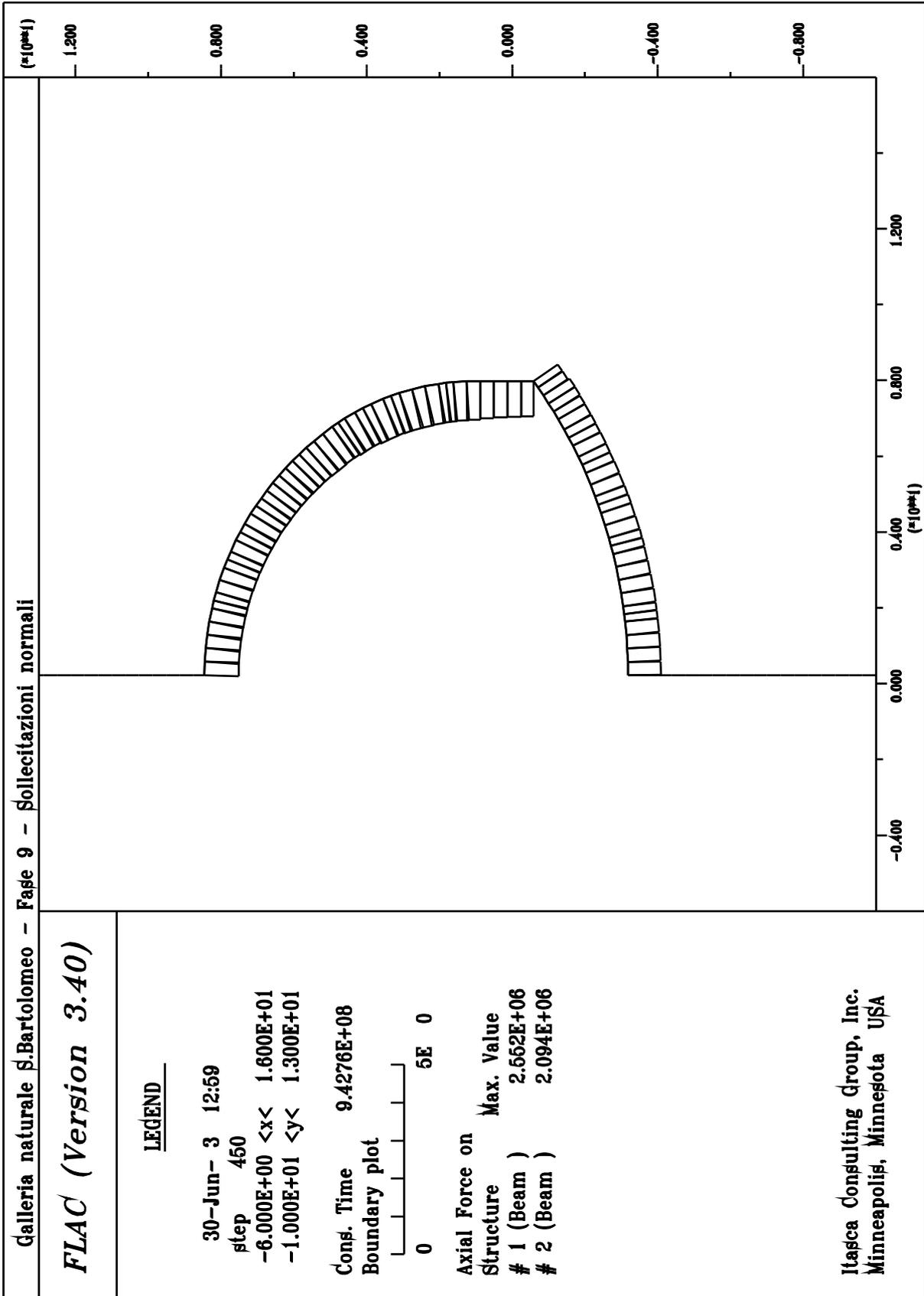


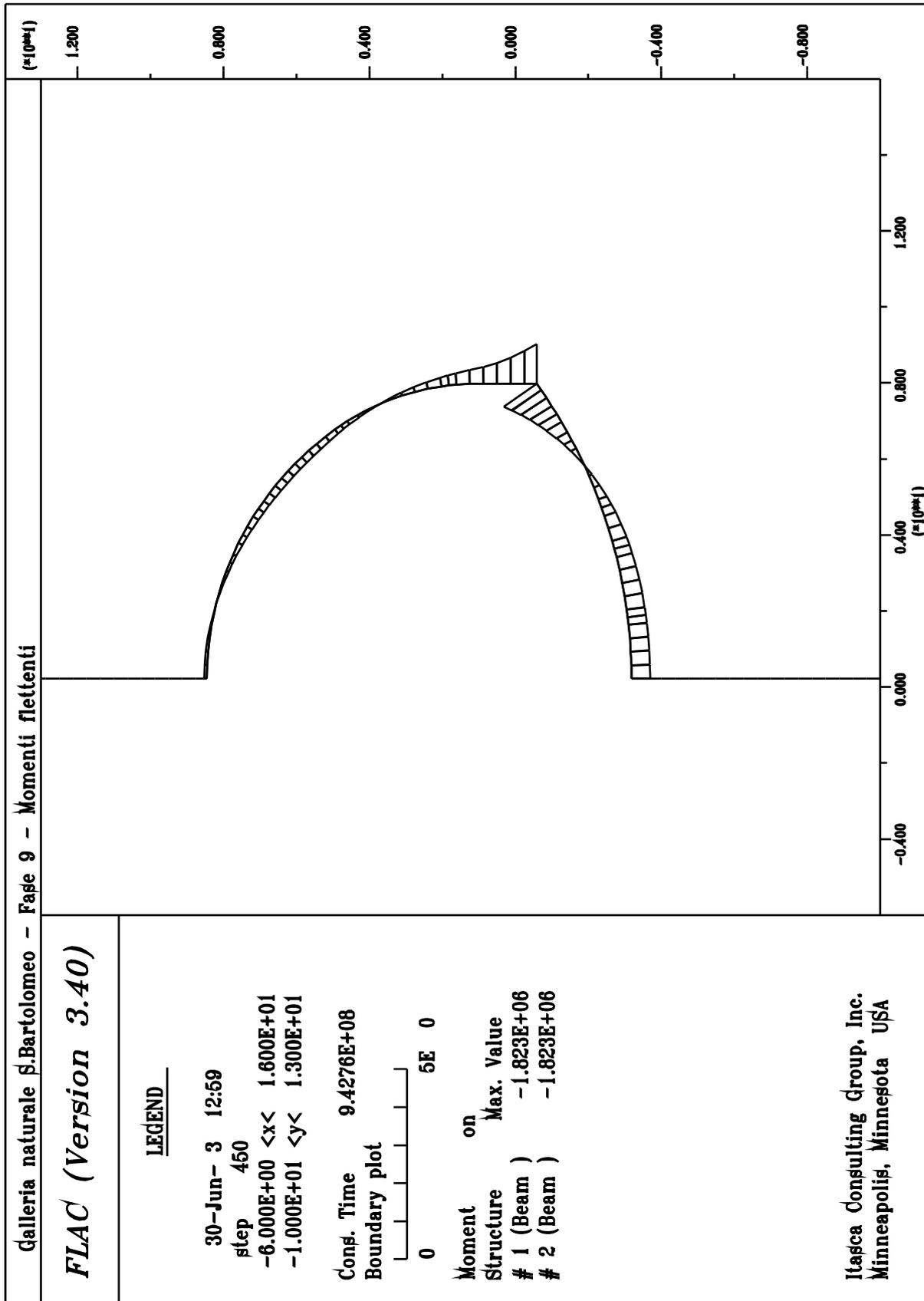


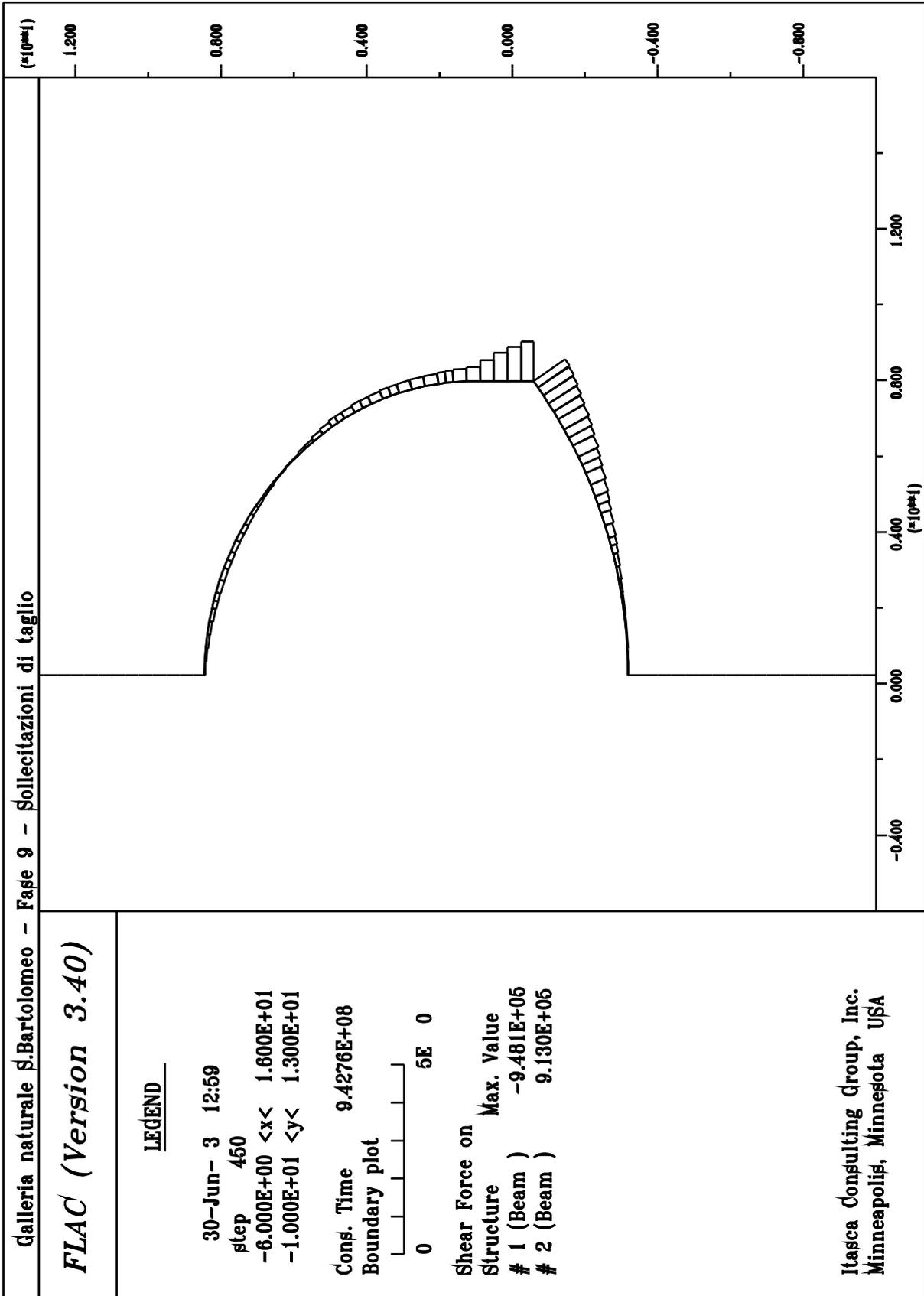


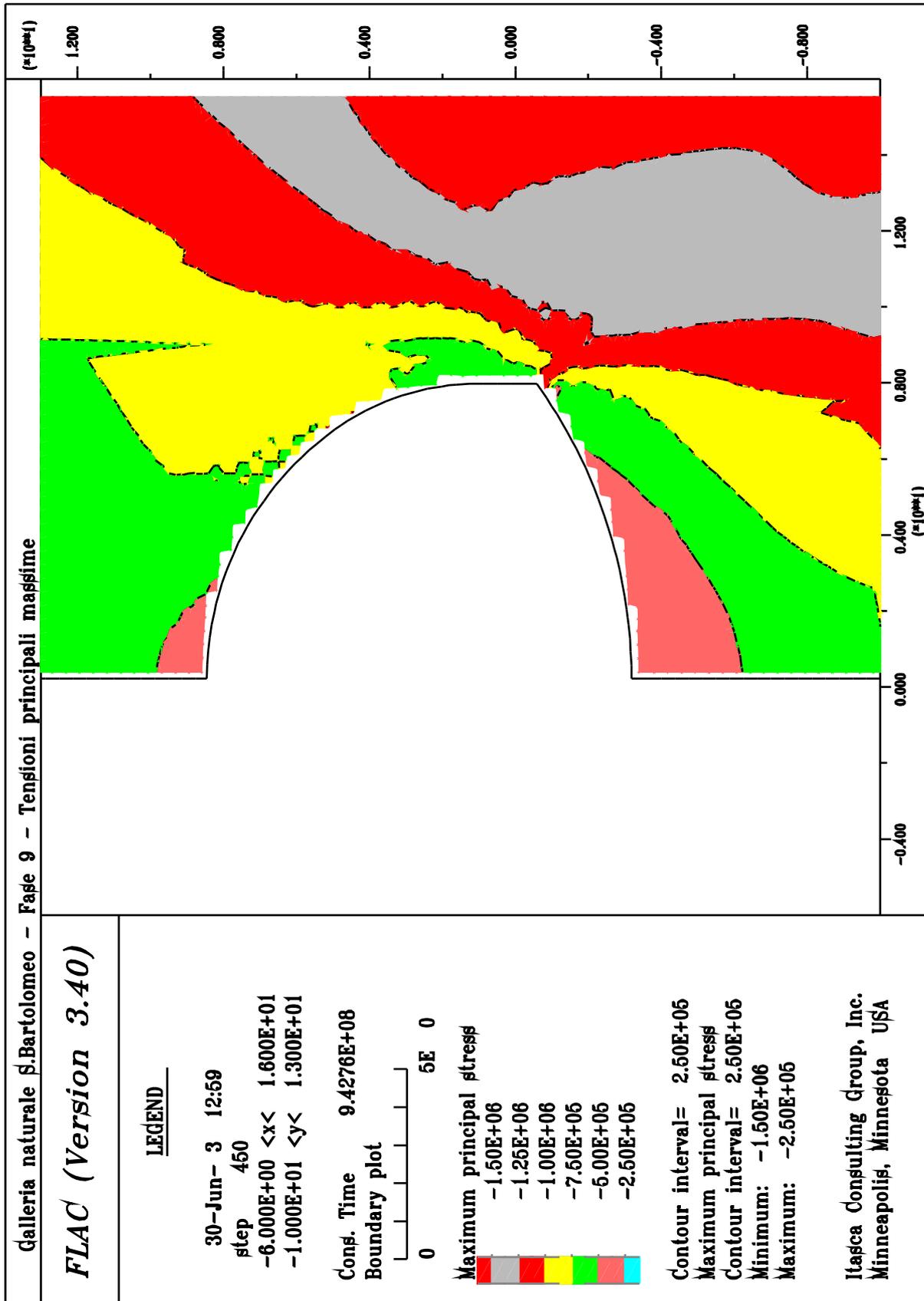


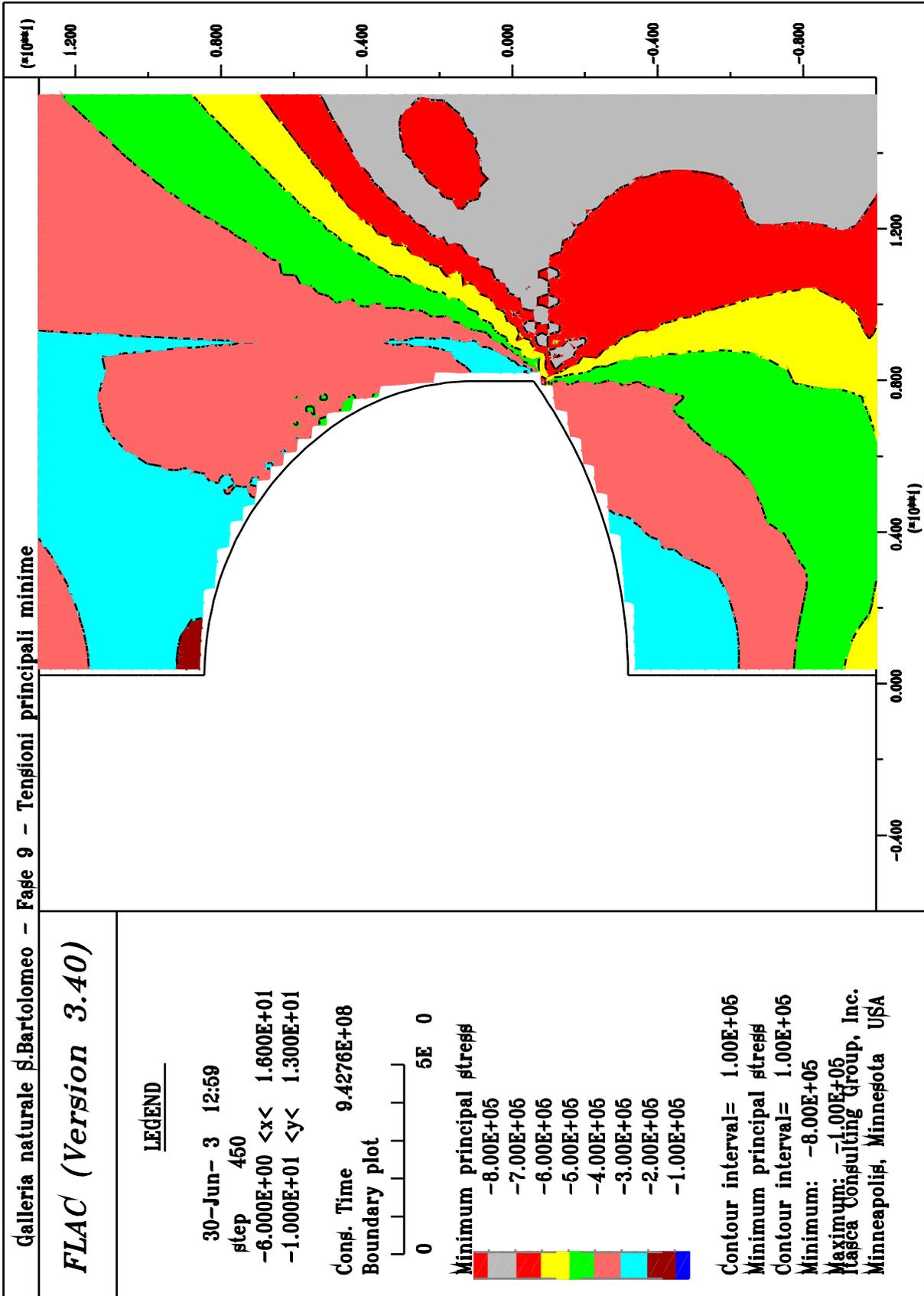




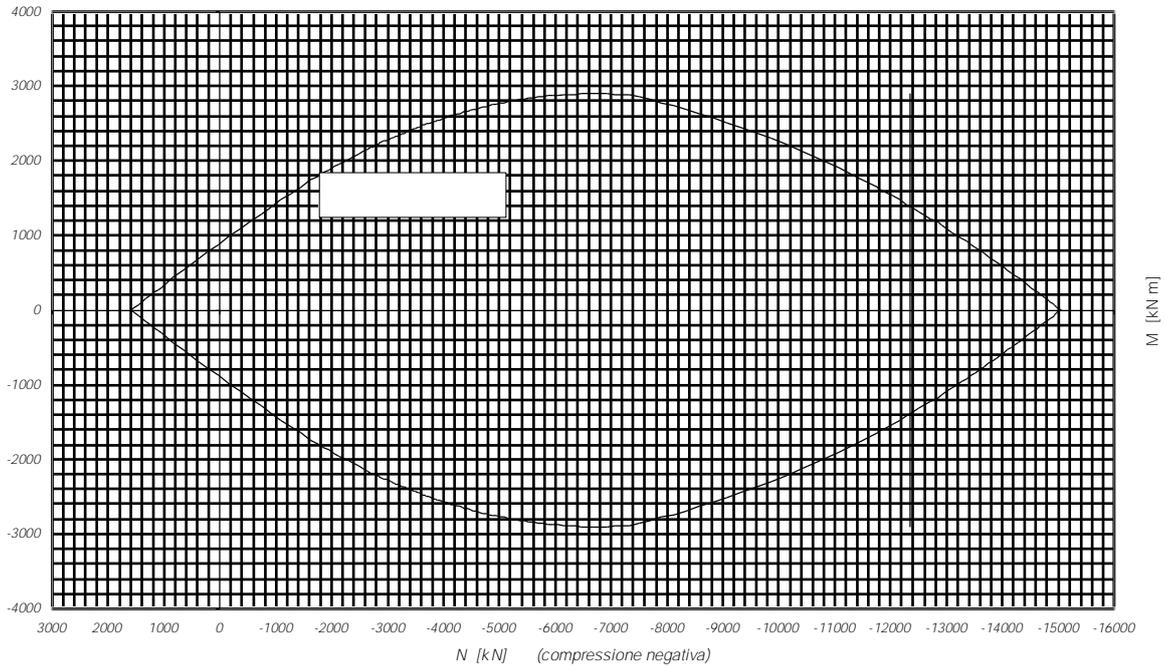




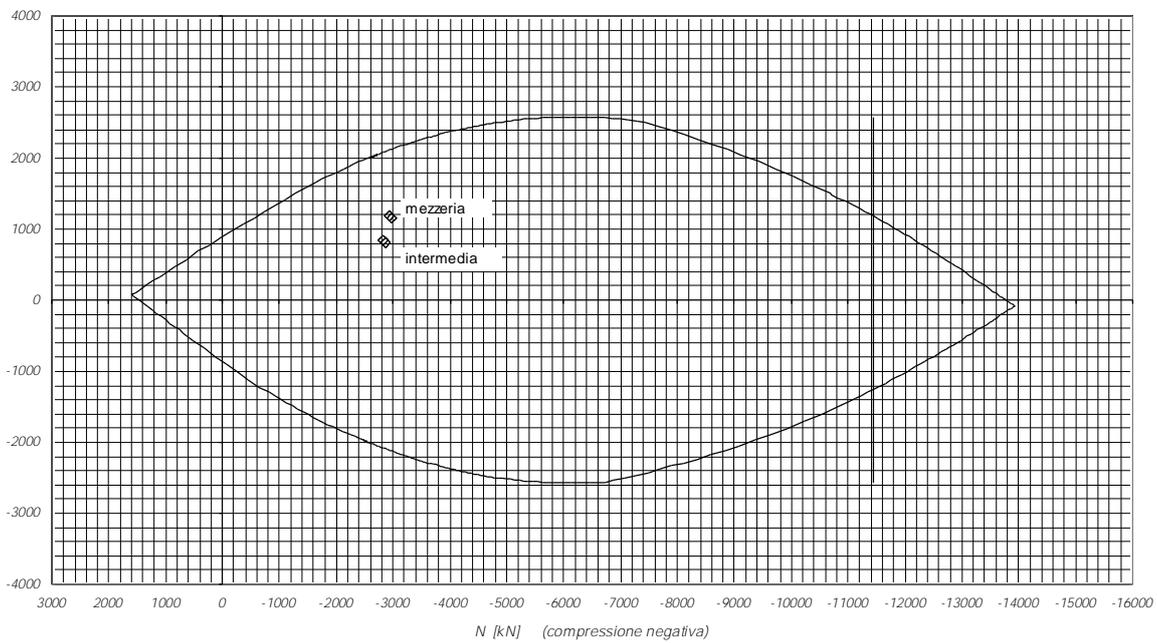




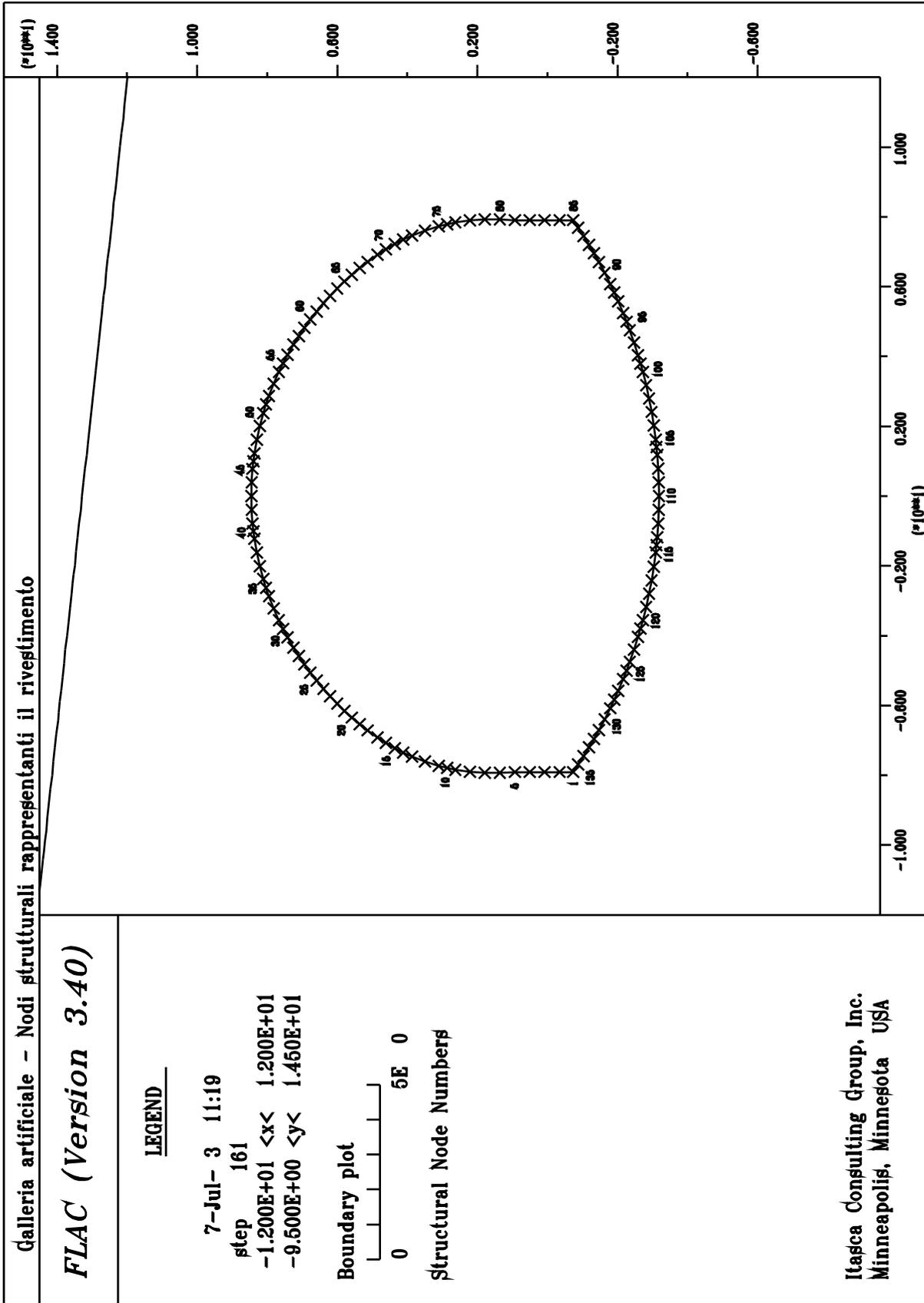
Dominio di resistenza h=120cm 26/20

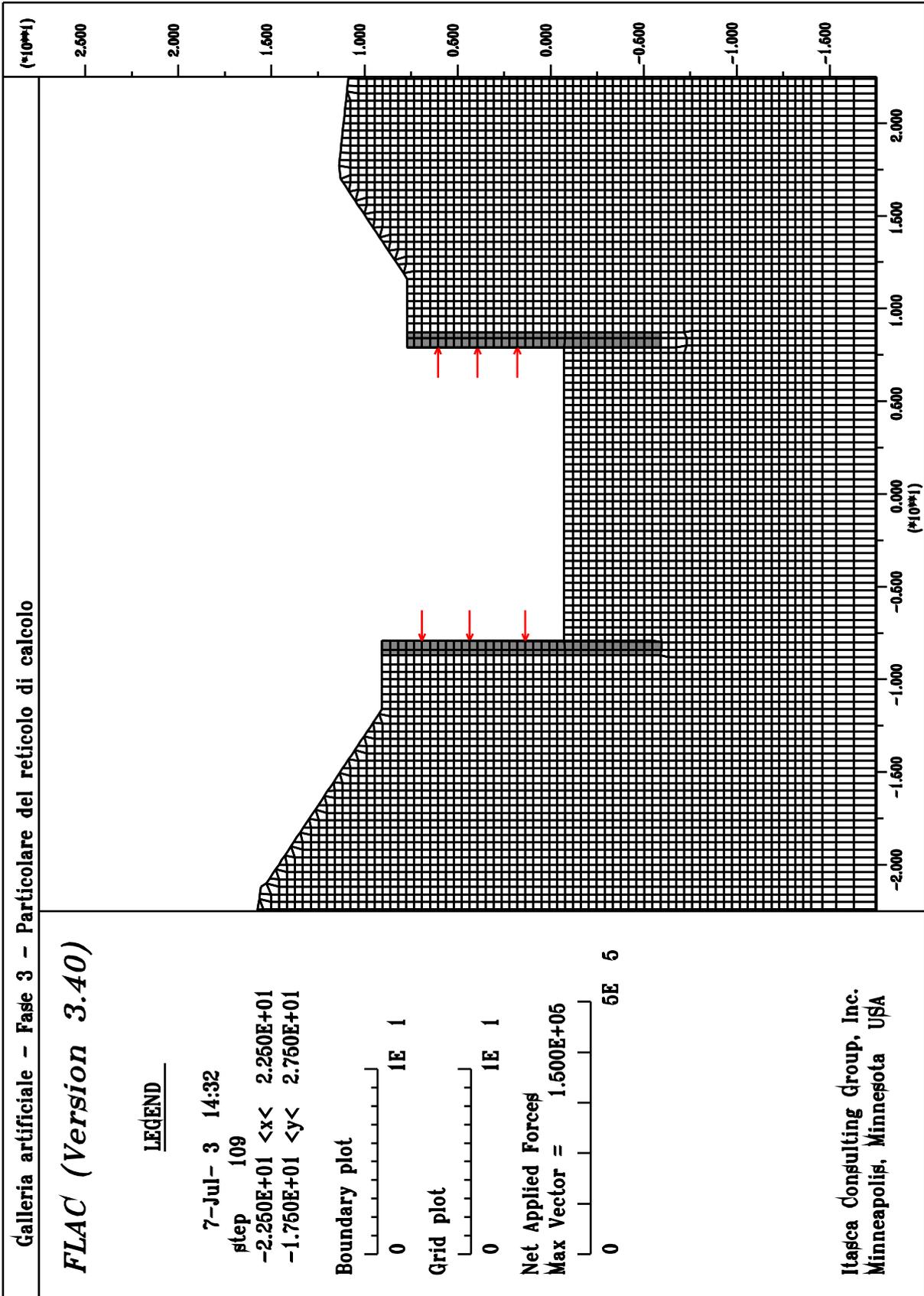


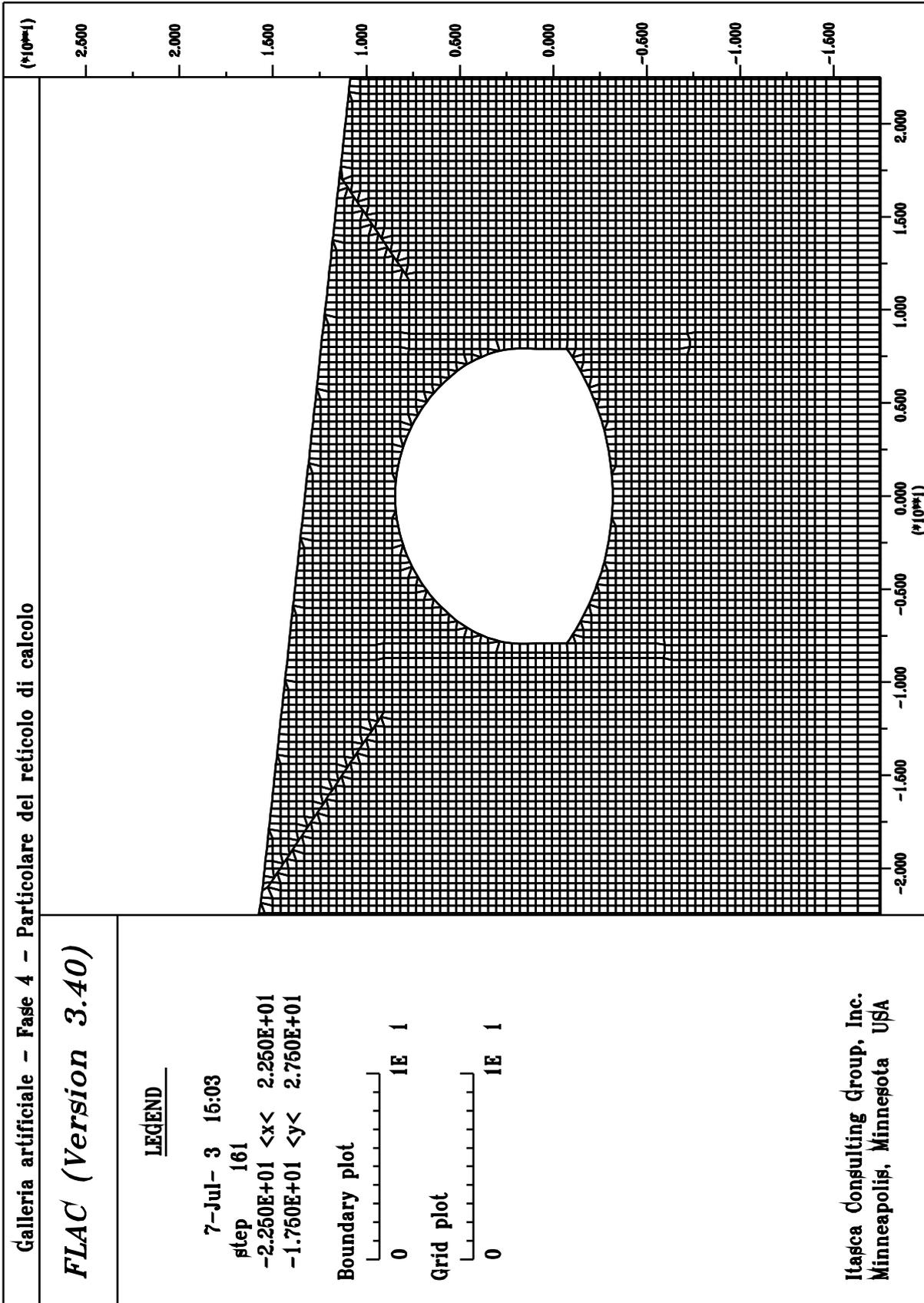
Dominio di resistenza h=110cm 26/20

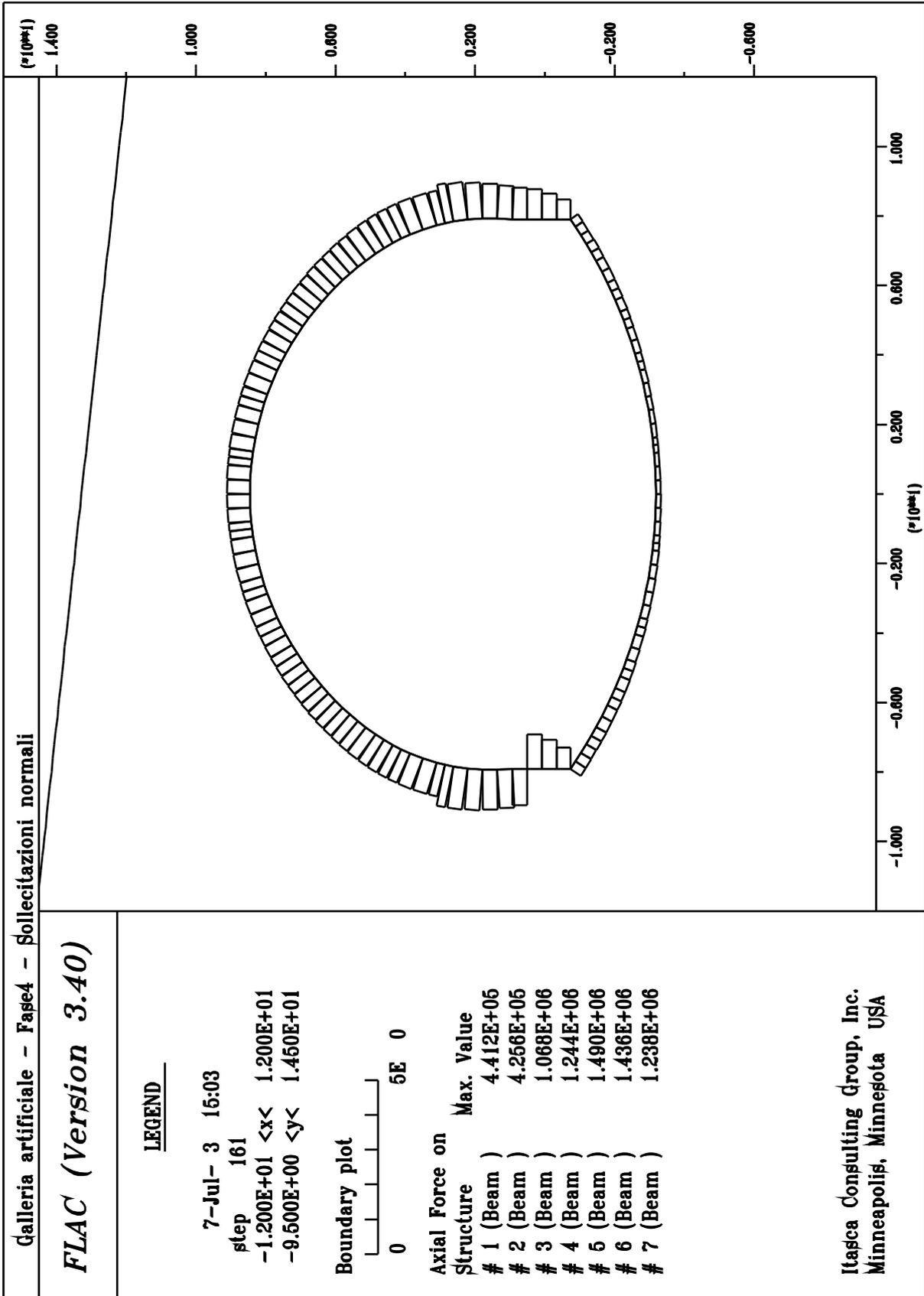


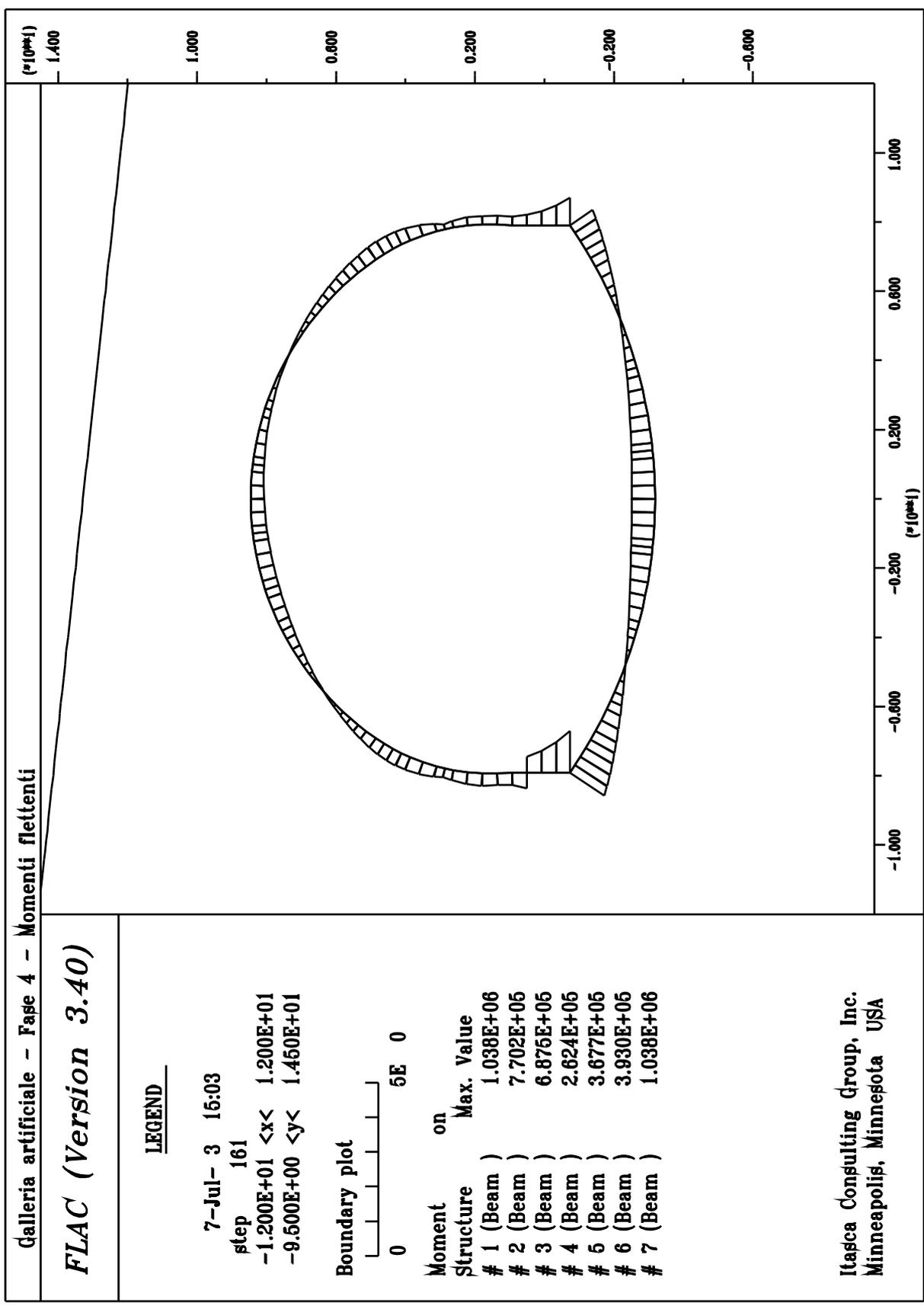
APPENDICE C - Risultati della analisi della galleria artificiale

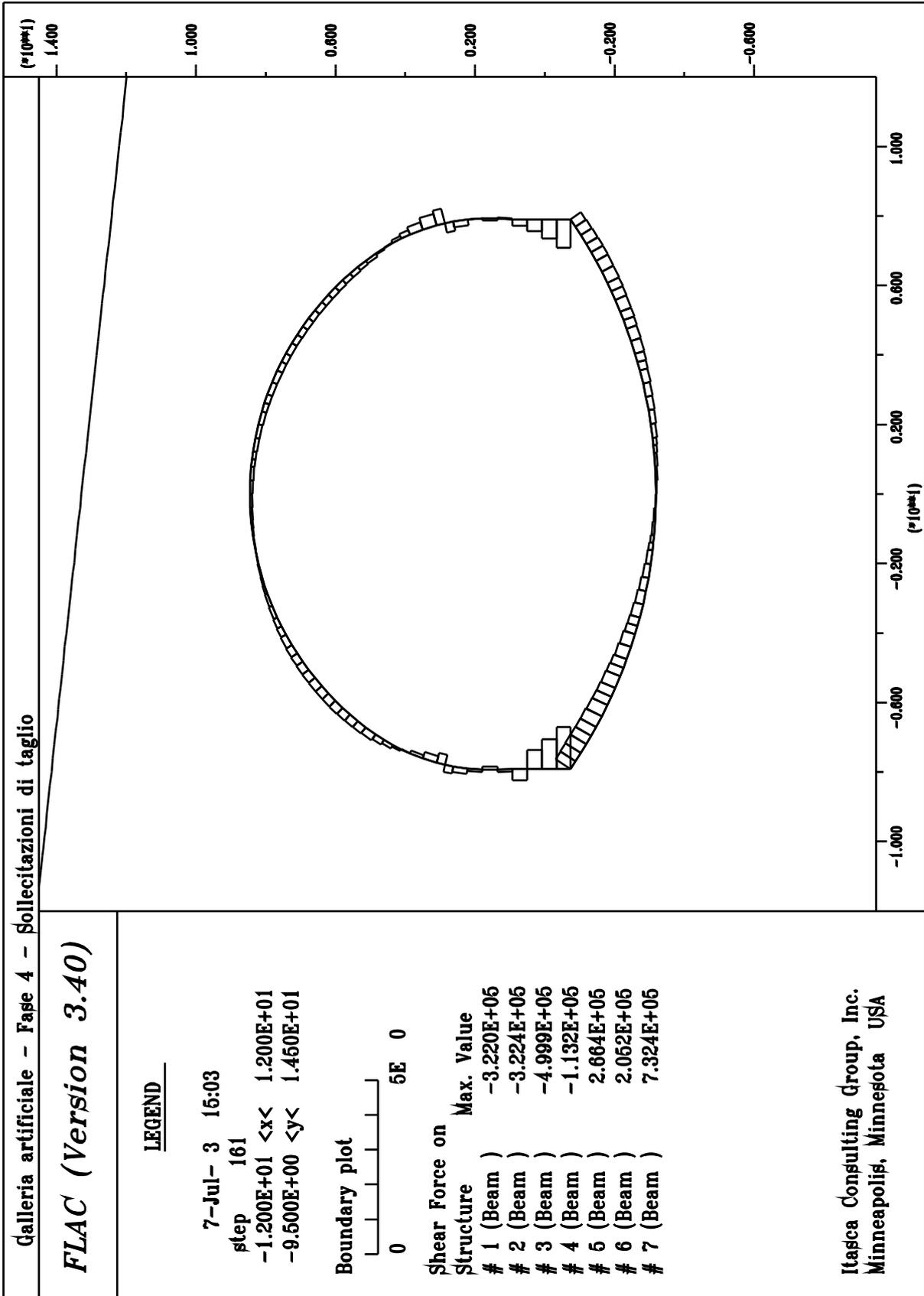


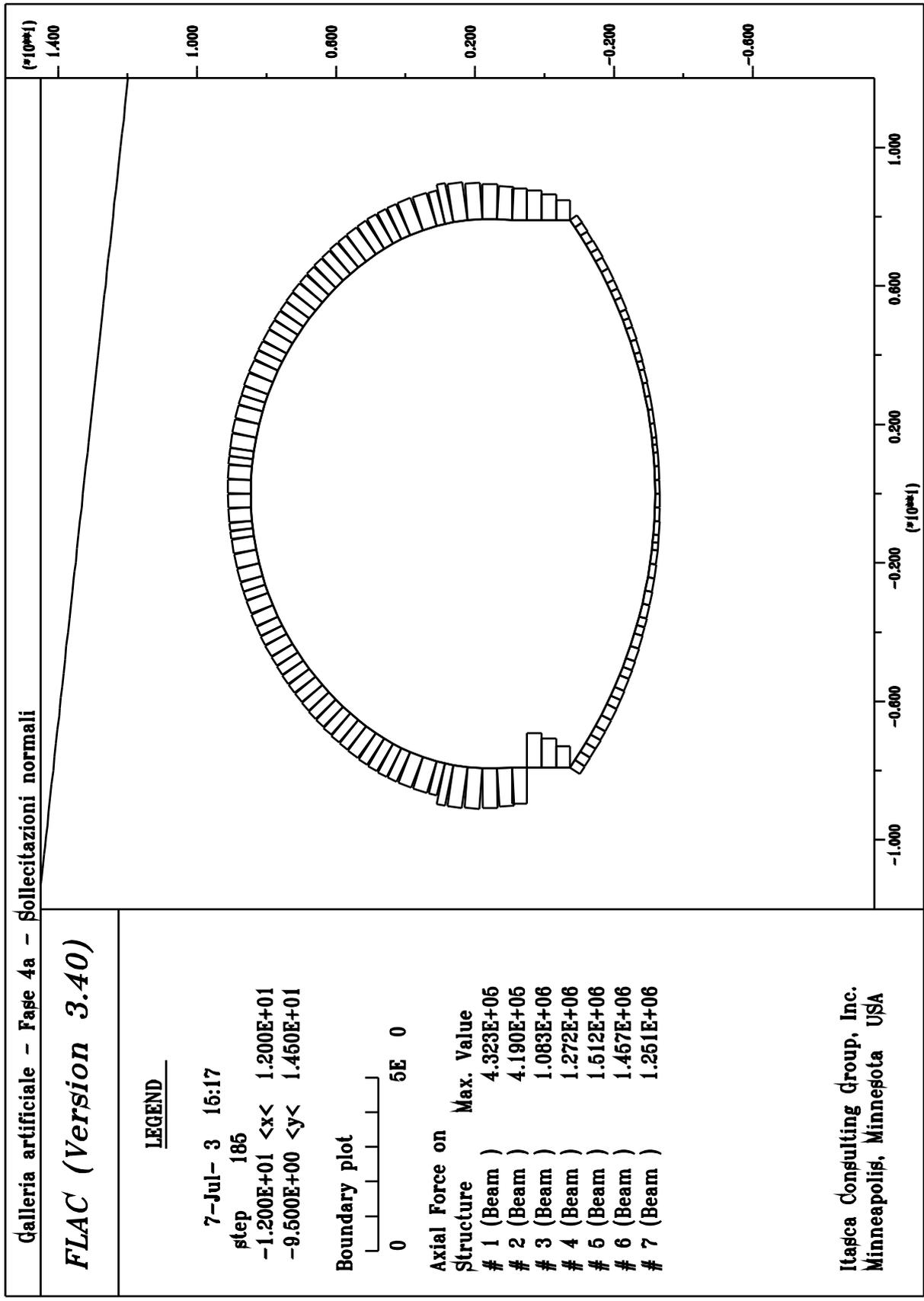


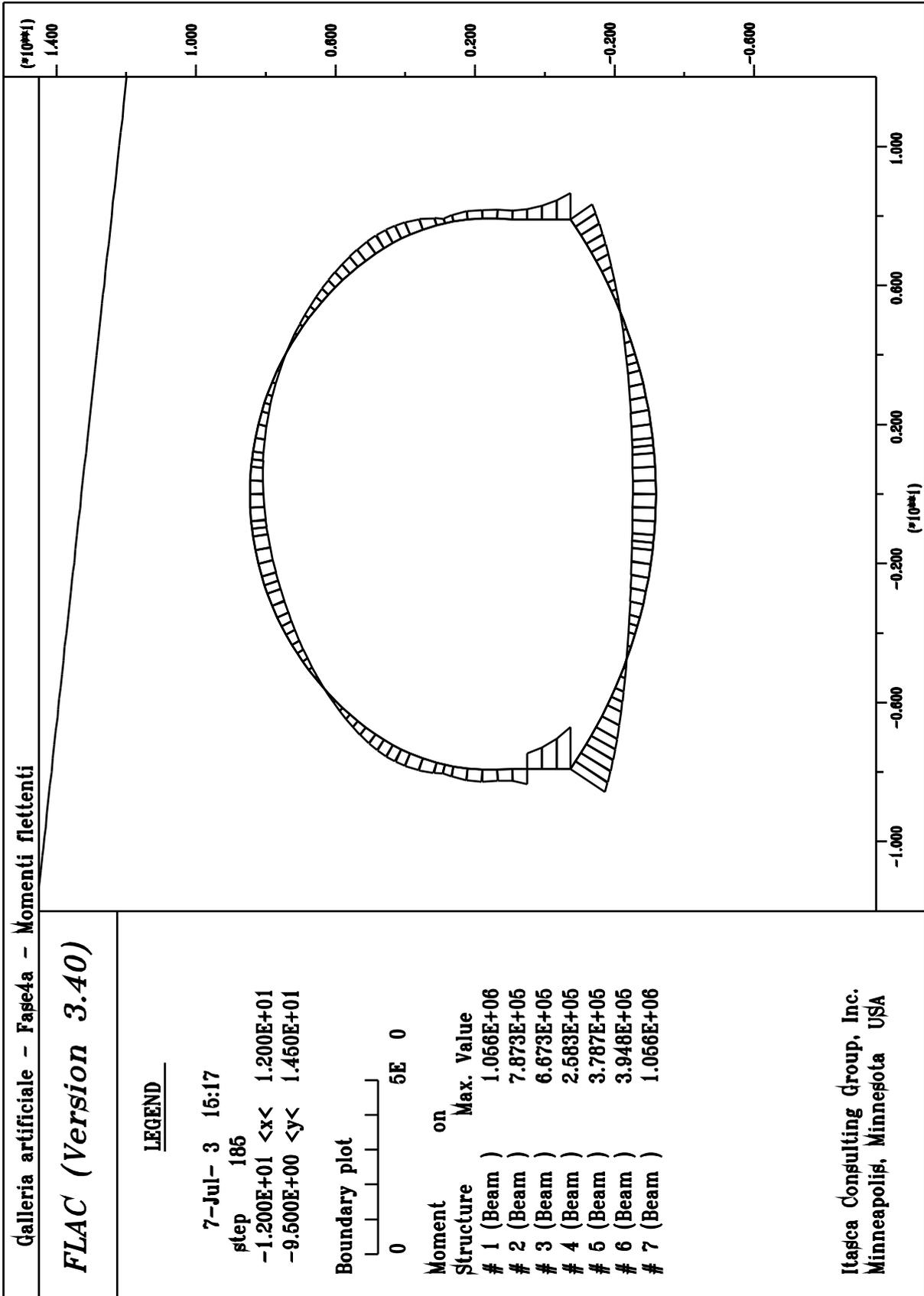


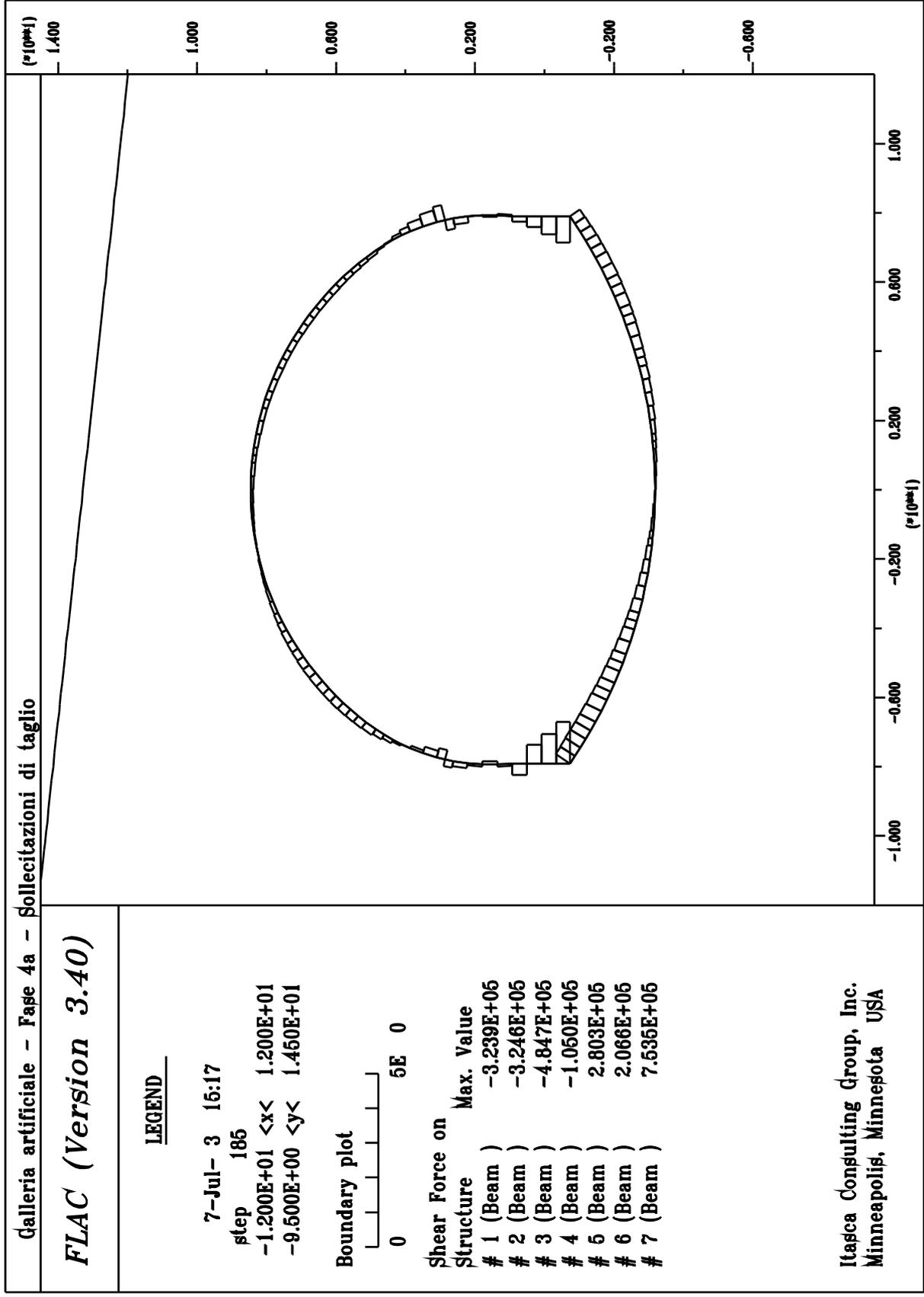


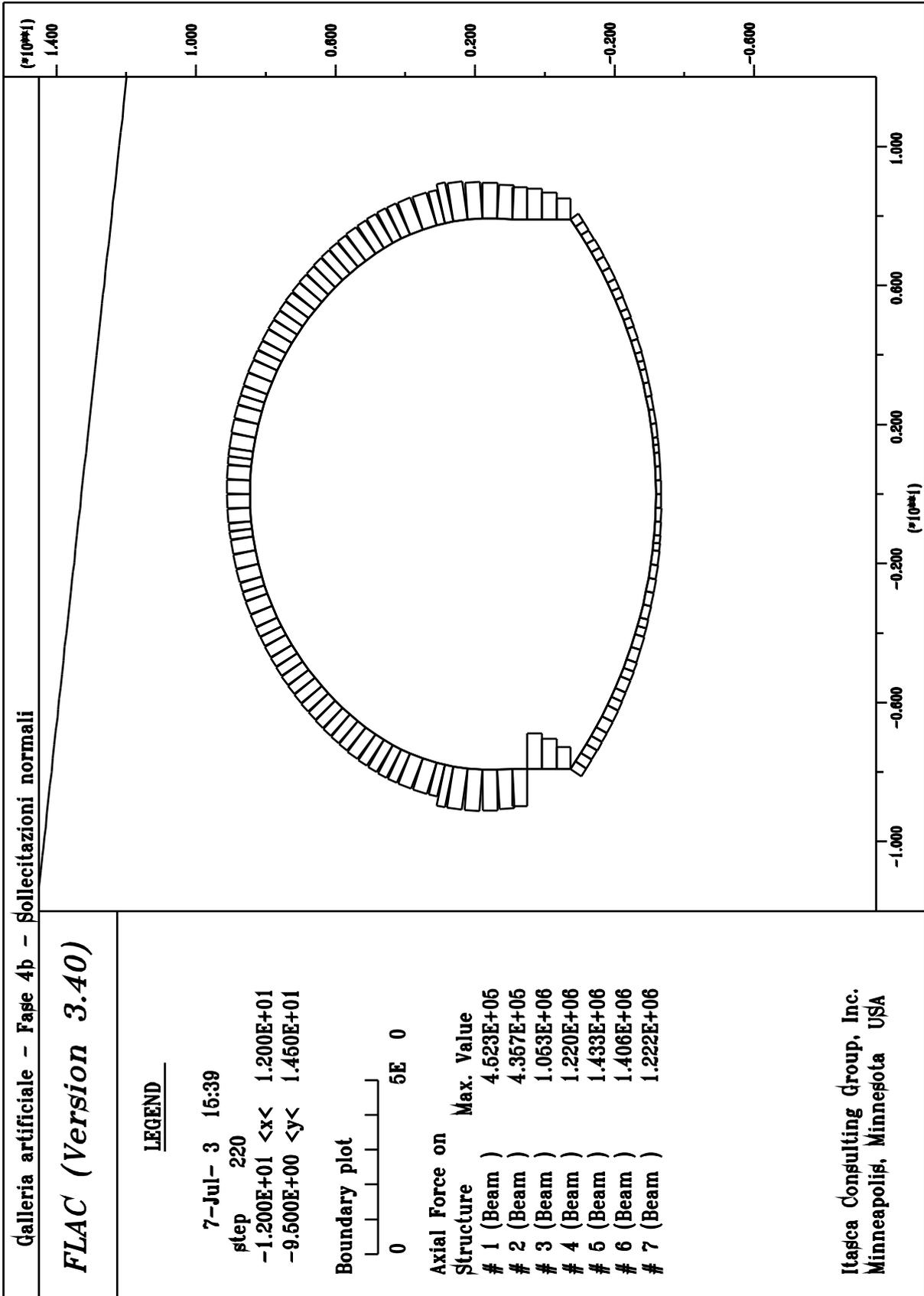


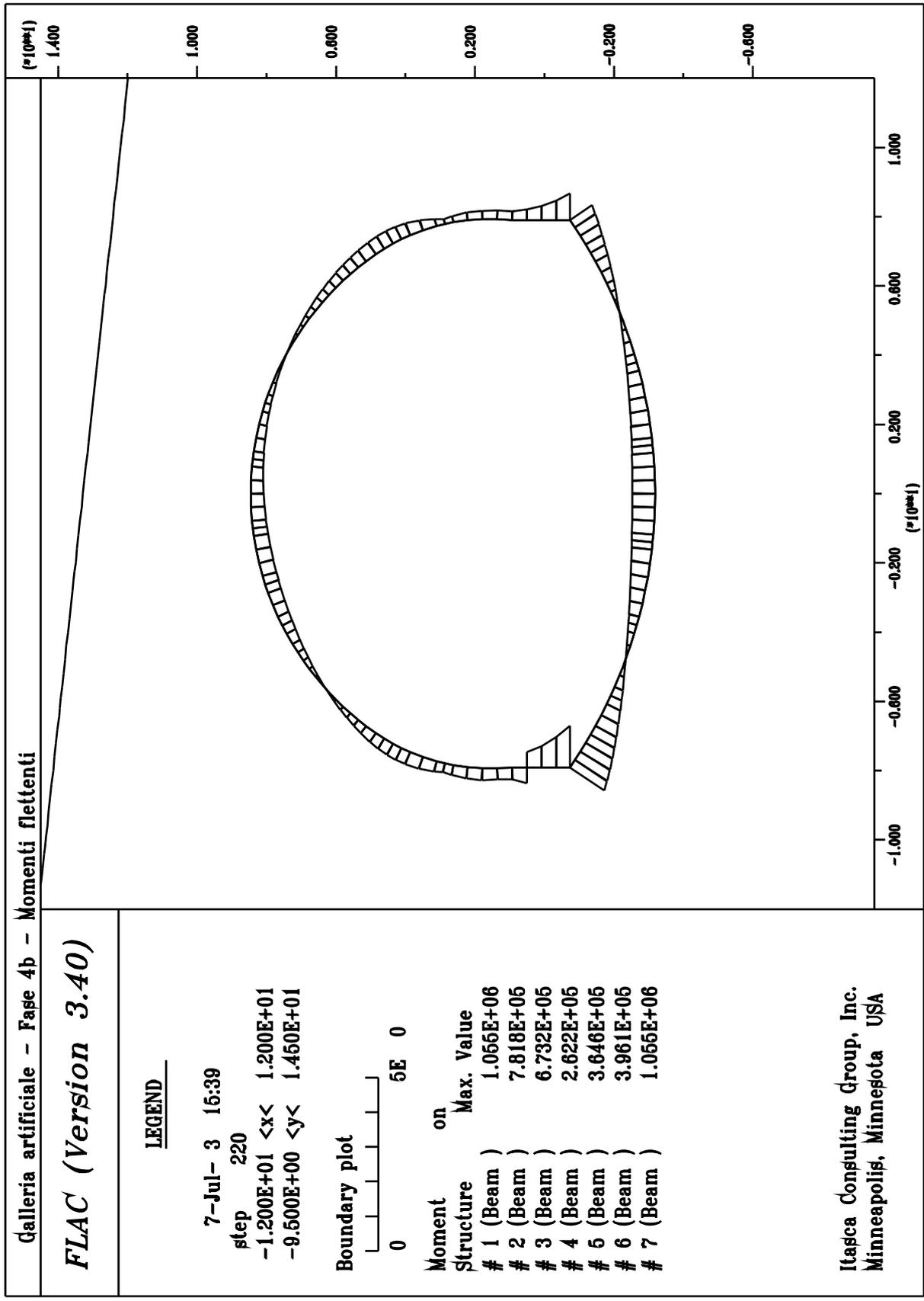


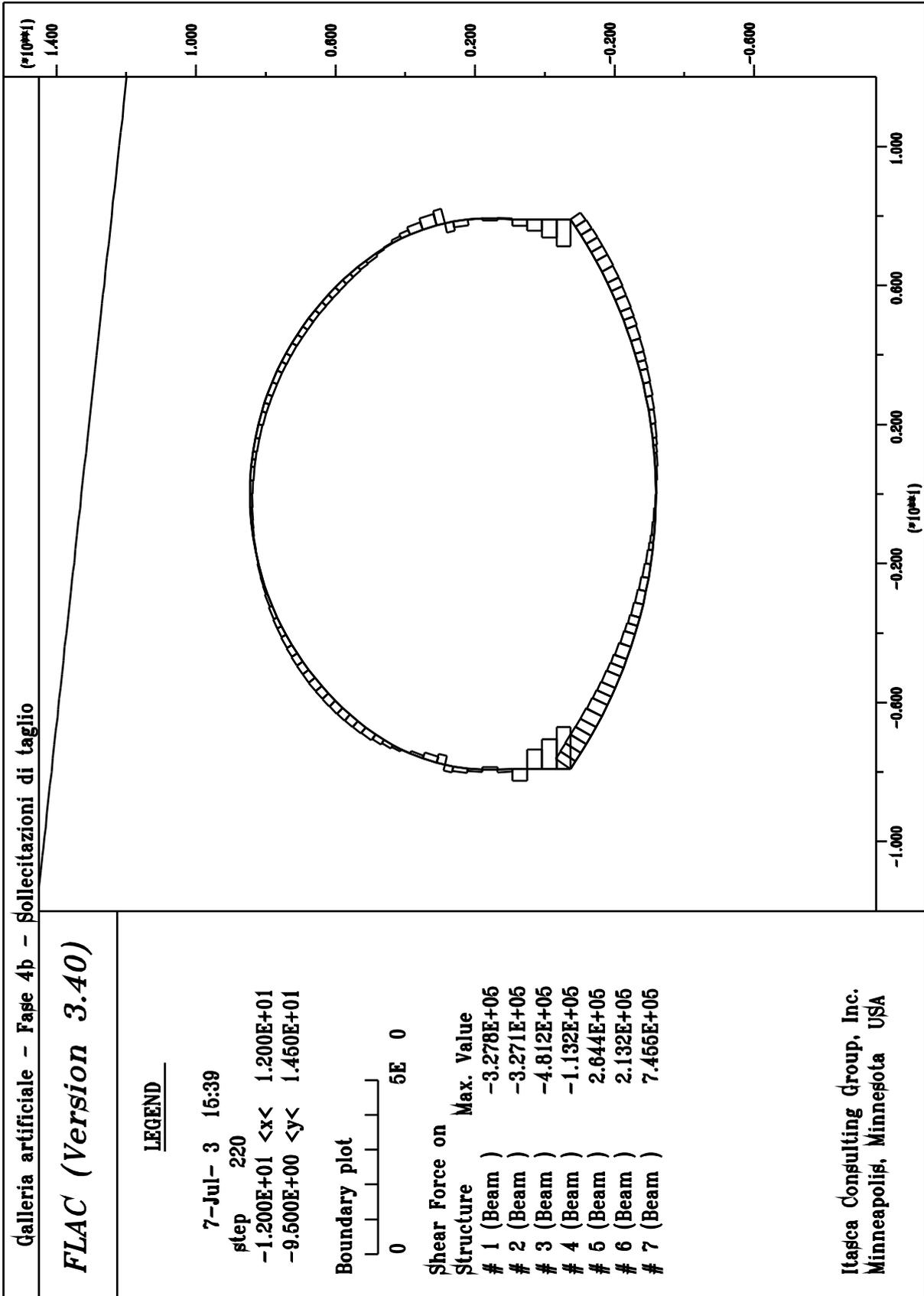


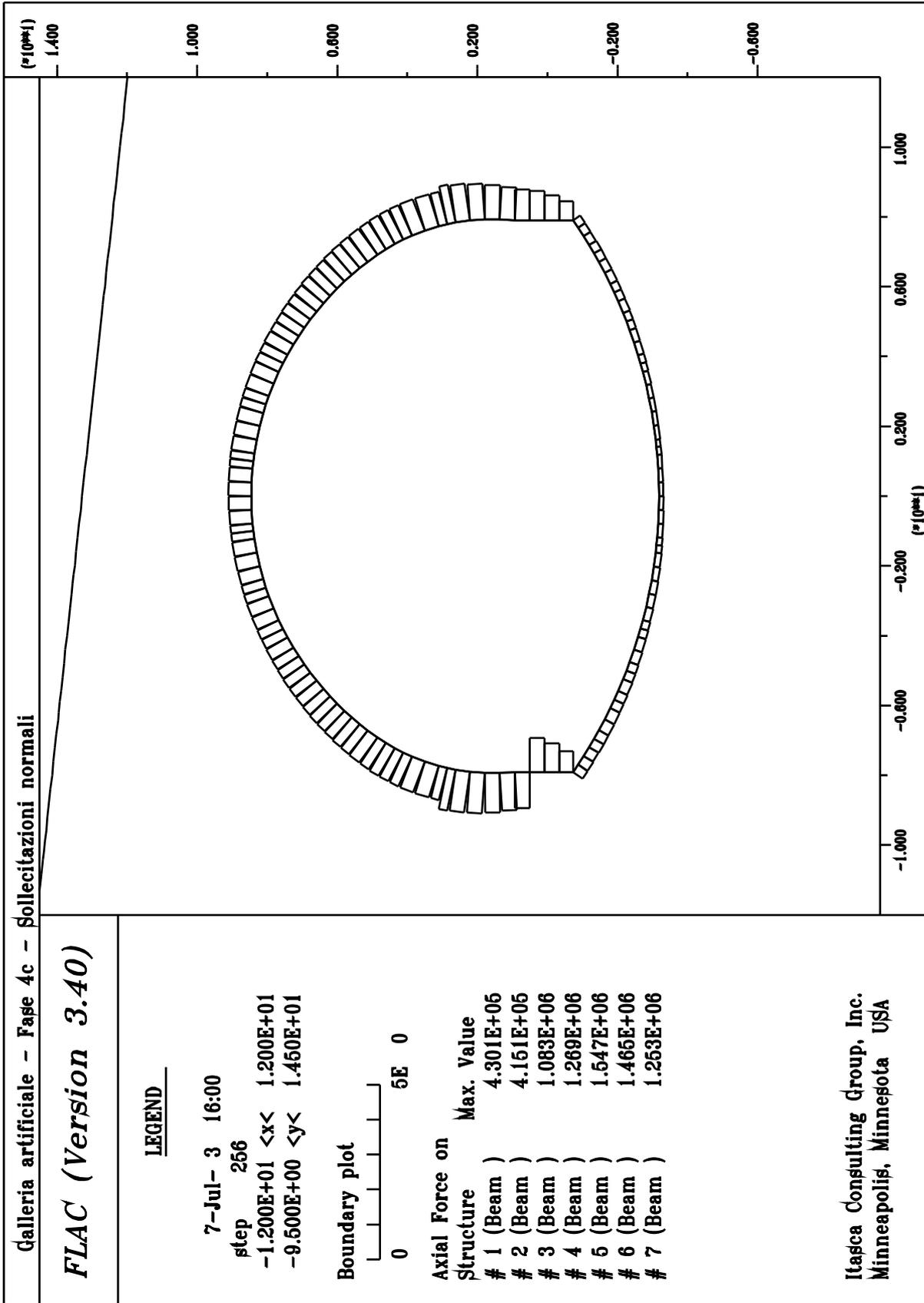


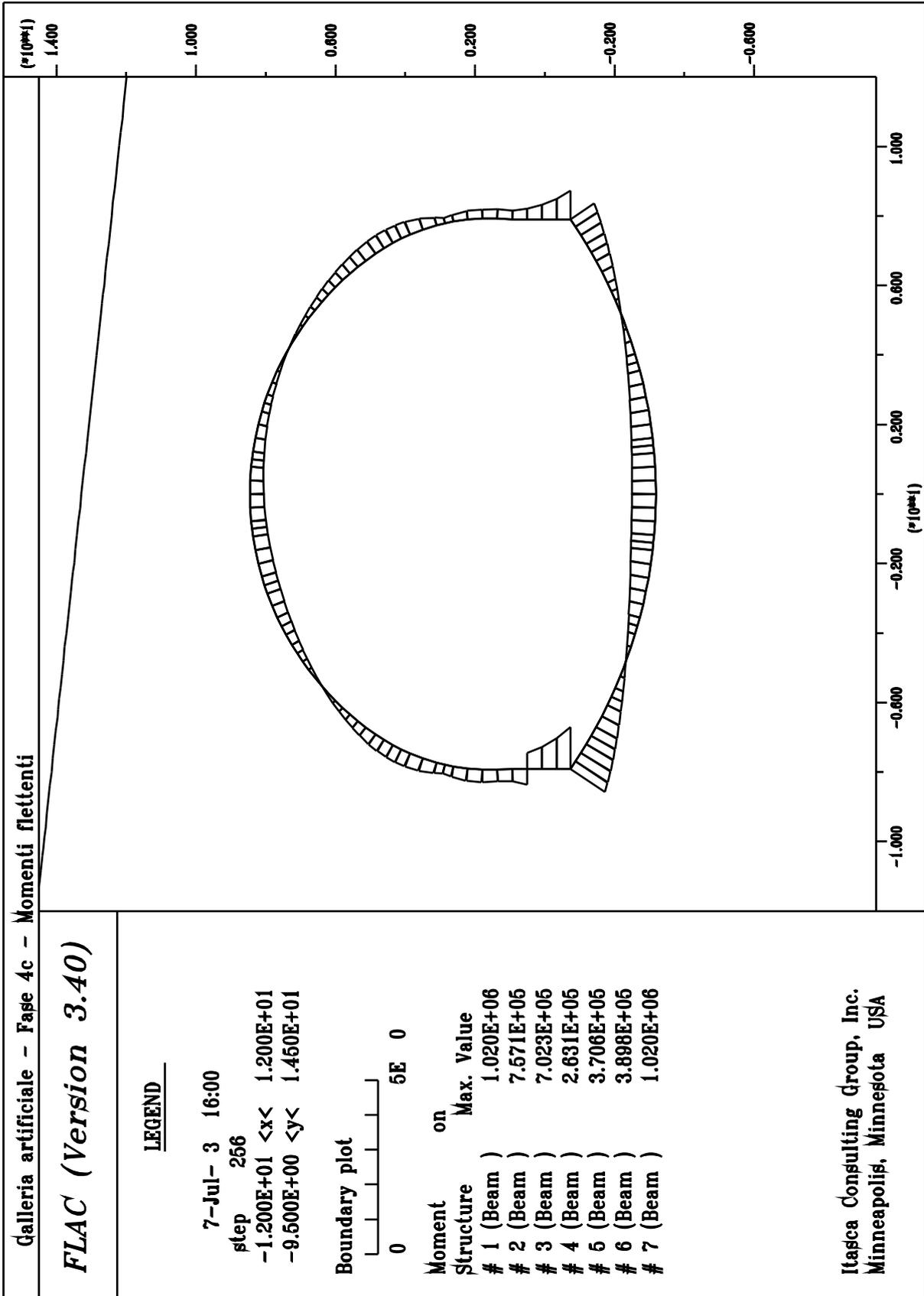


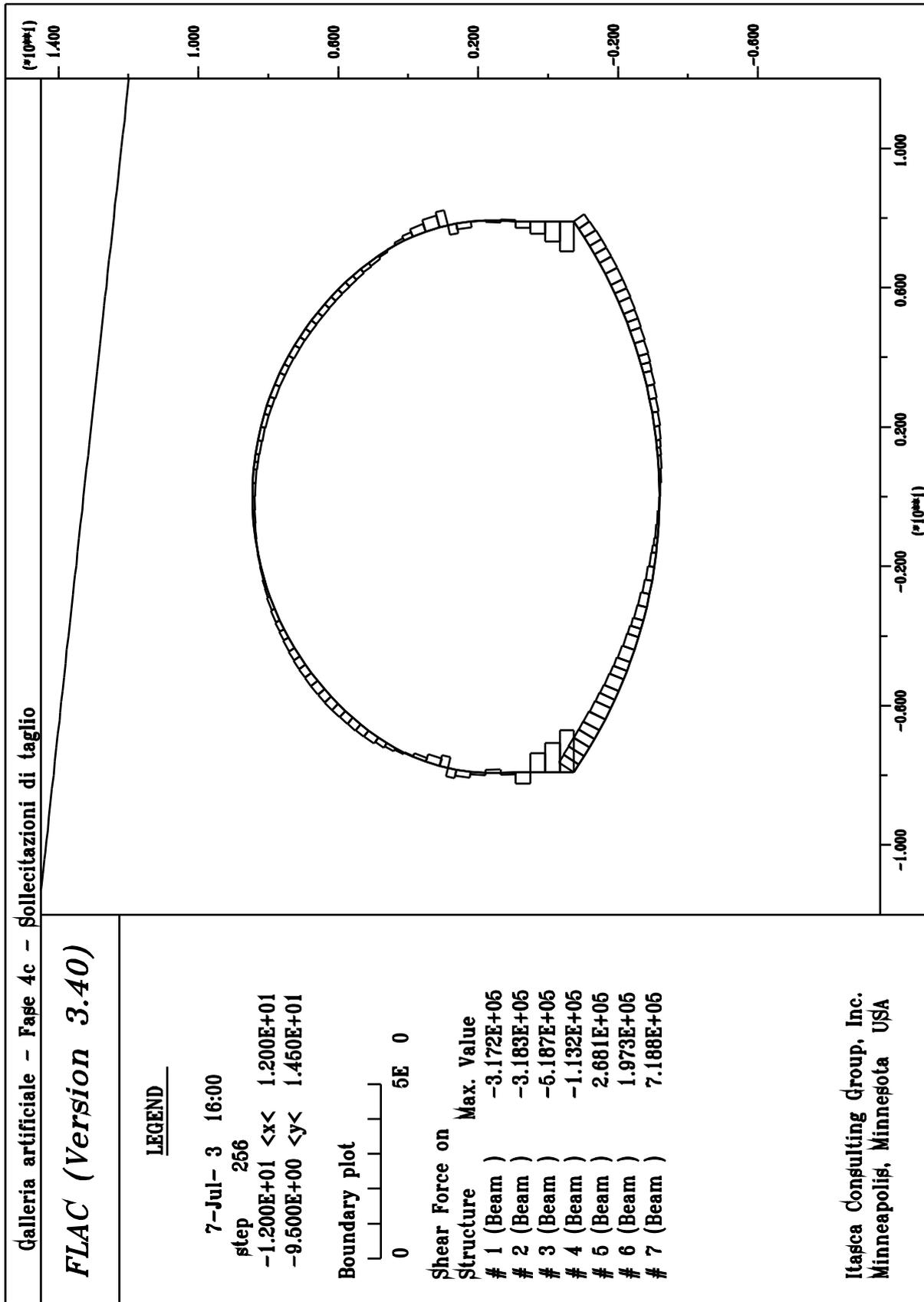


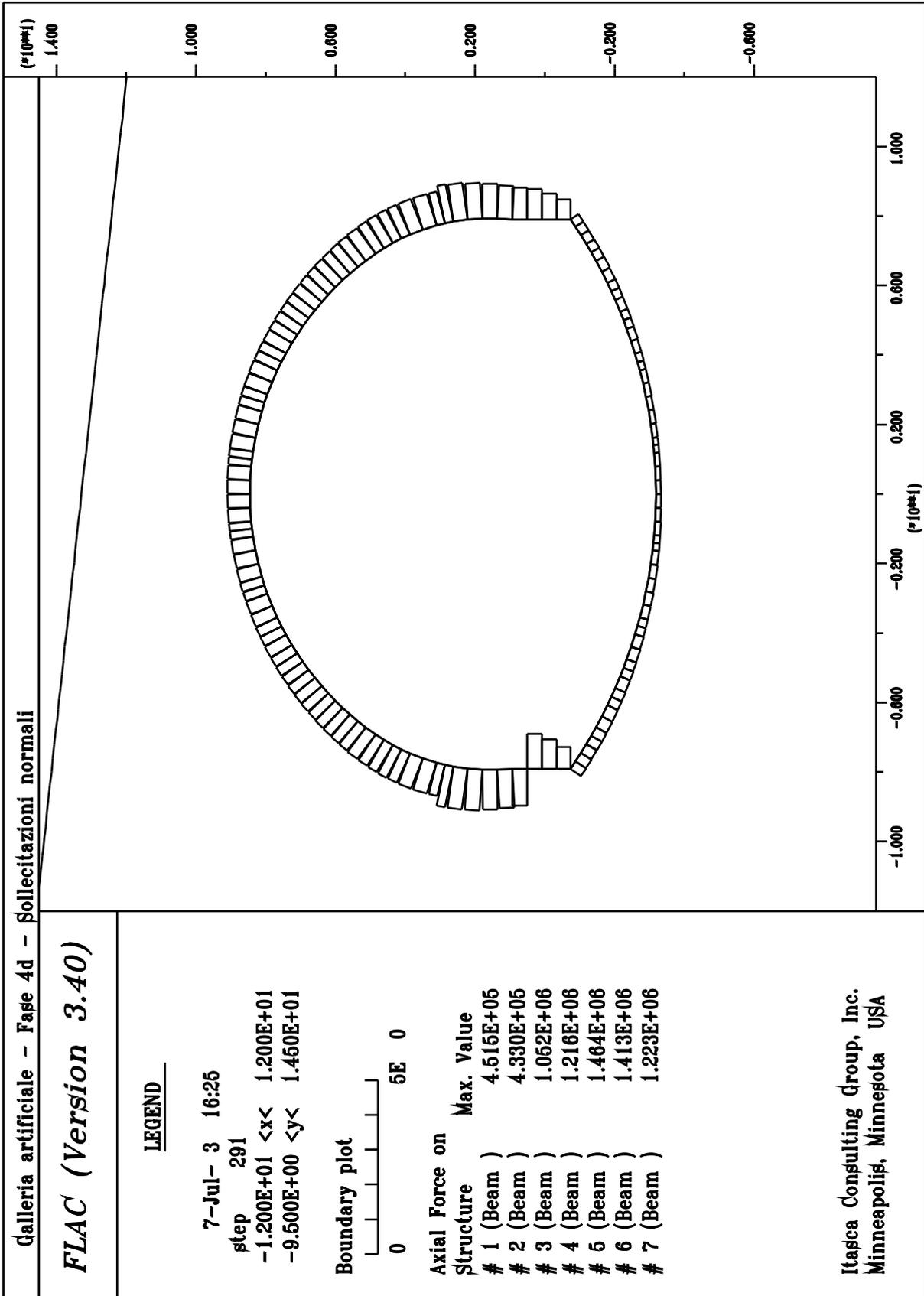


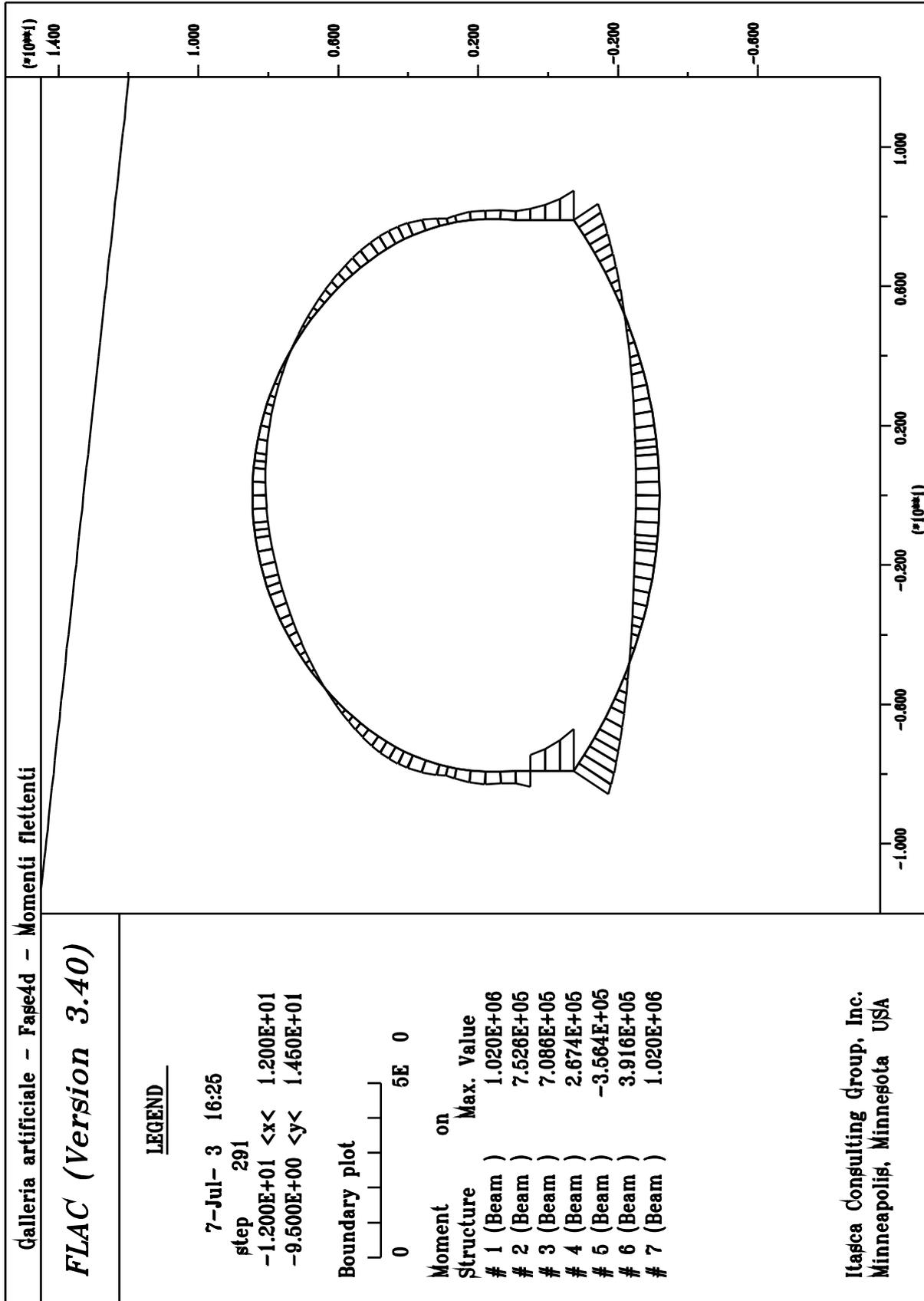


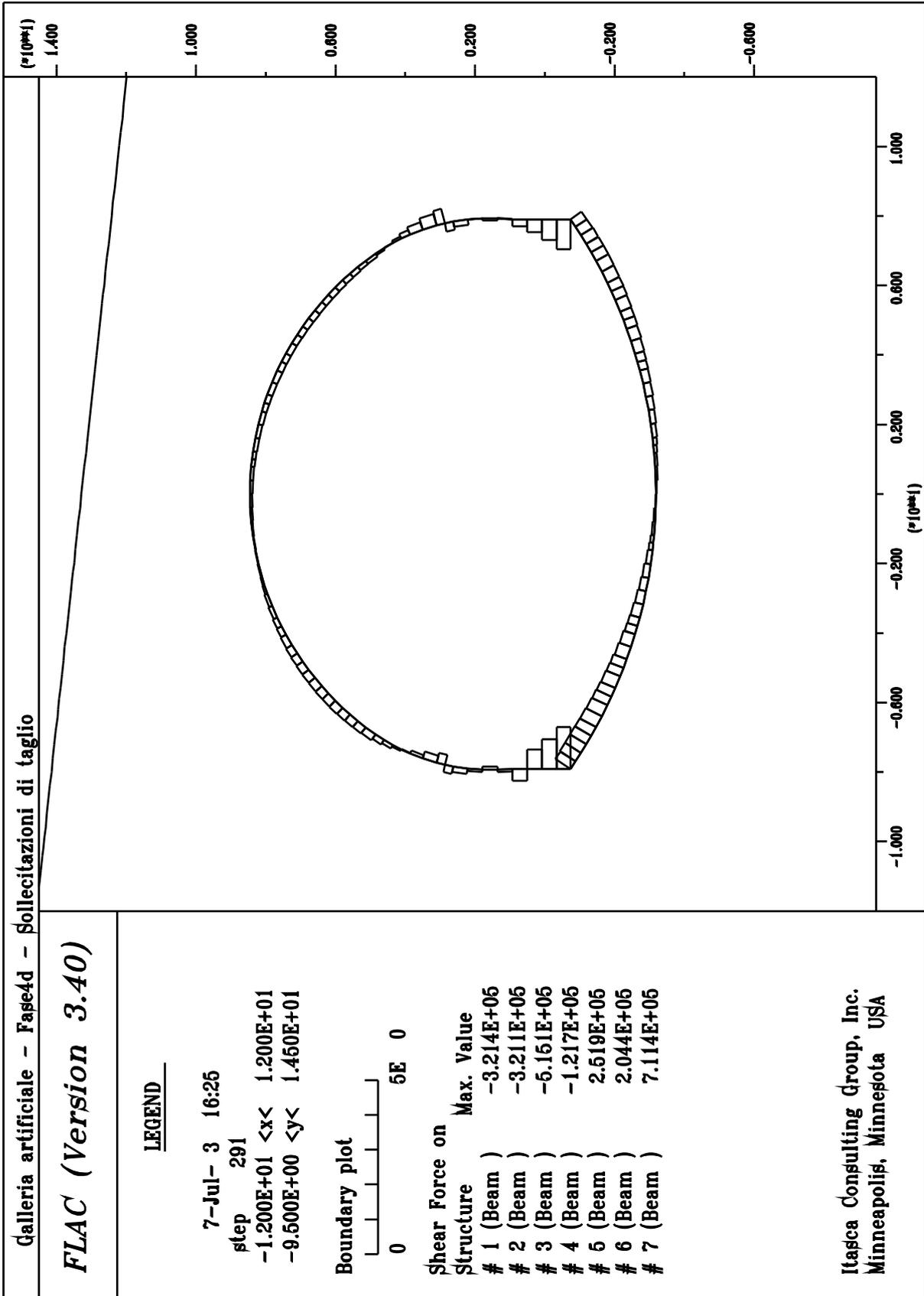




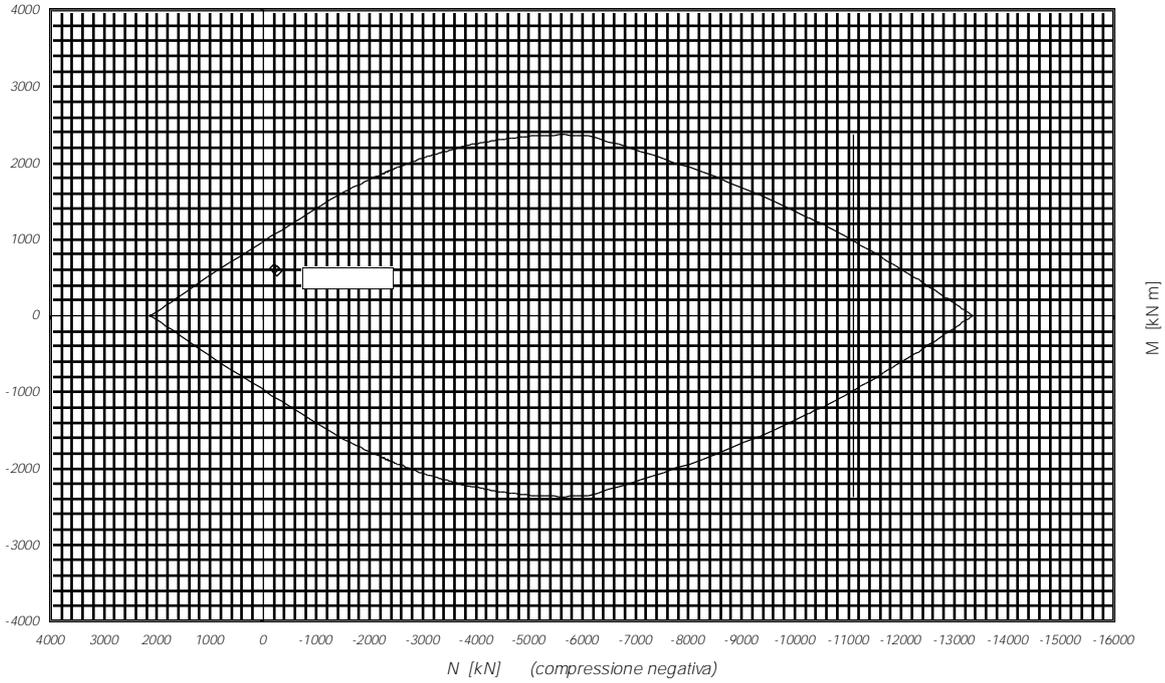




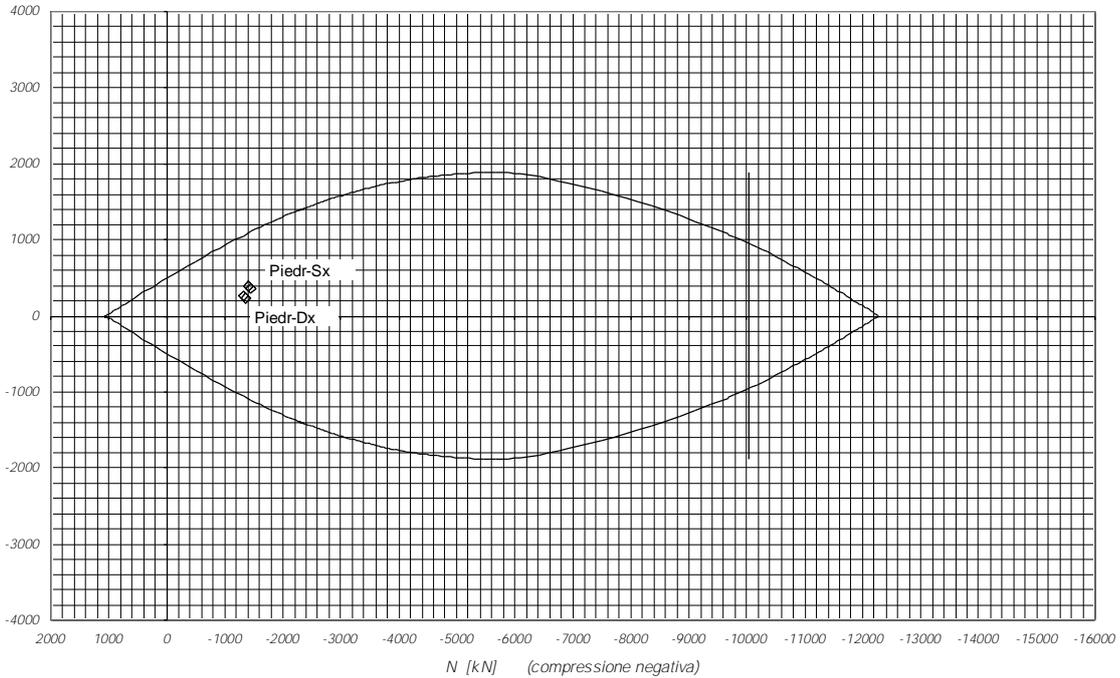




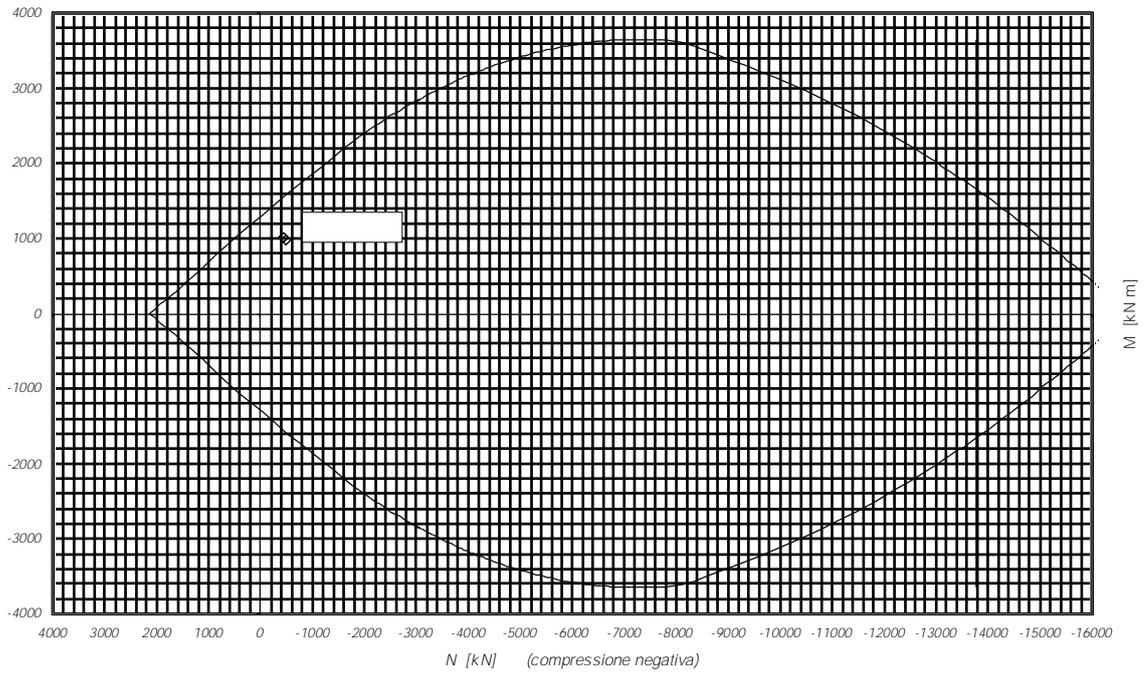
Dominio di resistenza h=100cm 26/15



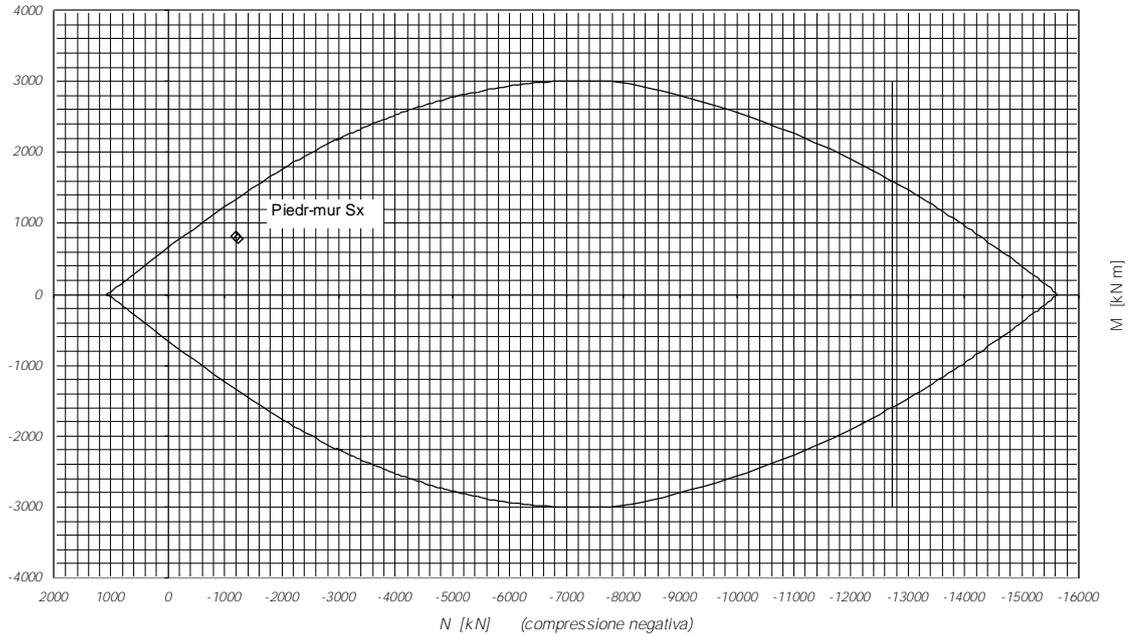
Dominio di resistenza h=100cm 26/30



Dominio di resistenza h=130cm 26/15



Dominio di resistenza h=130cm 26/30



Dominio di resistenza h=90cm 26/15

