



# ANAS S.p.A.

Direzione Centrale Programmazione Progettazione

CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENICO–NORD EUROPA  
ITINERARIO AGRIGENTO –CALTANISSETTA–A19

S.S. N° 640 "DI PORTO EMPEDOCLE"

AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO ALLA CAT. B DEL D.M. 5.11.2001  
Dal km 44+000 allo svincolo con l'A19

## PROGETTO DEFINITIVO

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

ATI:  
TECHNITAL s.p.a. (mandataria)  
S.I.S. Studio di Ingegneria Stradale s.r.l.  
DELTA Ingegneria s.r.l.  
INFRATEC s.r.l Consulting Engineering  
PROGIN s.p.a.

I RESPONSABILI DI PROGETTO

*Dott. Ing. M. Raccosta*  
Ordine Ing. Verona n° A1665  
*Prof. Ing. A. Bevilacqua*  
Ordine Ing. Palermo n° 4058  
*Dott. Ing. M. Carlino*  
Ordine Ing. Agrigento n° A628  
*Dott. Ing. N. Troccoli*  
Ordine Ing. Potenza n° 836  
*Dott. Ing. S. Esposito*  
Ordine Ing. Roma n° 20837

IL GEOLOGO

INTEGRAZIONE PRESTAZIONI  
SPECIALISTICHE

*Dott. Ing. M. Raccosta*

VISTO:IL RESPONSABILE  
DEL PROCEDIMENTO

*Dott. Ing. Massimiliano Fidenzi*

VISTO:IL RESPONSABILE DEL  
SERVIZIO PROGETTAZIONE

*Dott. Ing. Antonio Valente*

DATA

PROTOCOLLO

OPERE D'ARTE MAGGIORI: GALLERIE NATURALI  
RELAZIONI

RELAZIONE DI CALCOLO  
GALLERIA NATURALE COZZO GARLATTI

CODICE PROGETTO		NOME FILE	REVISIONE	FOGLIO	SCALA:
L0407B D 0501		L0407B_D_0501_T01_GN01_STR_RE10_B.DOC			
CODICE ELAB.		T01GN01STRRE10	B	-- DI --	-----
D					
C					
B	REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS DEL 19/03/2007	Aprile 2007	L. Cedrone	F. Arciuli	C. Marro
A	EMISSIONE	Ottobre 2006	L. Cedrone	F. Arciuli	C. Marro
REV.	DESCRIZIONE	DATA	VERIFICATO RESP. TECNICO	CONTROLLATO RESP. D'ITINERARIO	APPROVATO RESP. DI SETTORE

## INDICE

### **1. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

*1.1. Normative raccomandazioni e linee guida*

*1.2. Bibliografia*

### **2. PREMESSA**

*2.1. Inquadramento dell'opera*

### **3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO (FASE CONOSCITIVA)**

### **4. ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI)**

4.1. Classi di comportamento del fronte di scavo

4.2. Scelta del metodo di progetto

4.3. Determinazioni delle classi di comportamento

4.4. Metodo convergenza-confinamento

4.5. Consolidamento del fronte di scavo

4.6. Caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati

4.7. Analisi con i metodi dell'equilibrio limite (metodo di Tamez) Gallerie superficiali

4.8. Analisi con il metodo delle linee caratteristiche Gallerie Profonde

*4.8.1 Cavo libero*

*4.8.2 Interventi di consolidamento del fronte*

*4.8.3 Verifica del rivestimento di prima fase*

### **5. DEFINIZIONE DELLE SEZIONI DI SCAVO E CONSOLIDAMENTO (FASE DI TERAPIA)**

*5.1. Sezioni tipo adottate*

### **6. VERIFICA DELLE SEZIONI TIPO**

6.1. Sezione Tipo B1/B2

6.2. Geometria Del Modello: Individuazione Della Sezione Di Calcolo

*6.2.1 Caratteristiche del litotipo*

*6.2.2 Caratteristiche dei rivestimenti*

6.3 Taratura Del Modello Di Calcolo

6.4 Fasi Di Calcolo

6.5 Verifiche statiche

*6.5.1 Verifiche dello Spritz-Beton e delle Centine*

*6.5.2 Verifica del rivestimento definitivo*

*Allegati di Calcolo*

## **7. MONITORAGGIO**

### **7.1 MODALITÀ DI MONITORAGGIO**

### **7.2 MONITORAGGIO IN CORSO D'OPERA**

#### **7.2.1 RILIEVO GEOLOGICO-GEOSTRUTTURALE DEI FRONTI DI SCAVO**

#### **7.2.2 STATO DEFORMATIVO DEL CAVO**

##### 7.2.2.1 Installazione

##### 7.2.2.2 Frequenza delle stazioni e dei rilevamenti

##### 7.2.2.3 Sistema di acquisizione

##### 7.2.2.4 Restituzione dati

#### **7.2.3 STATO DEFORMATIVO DEL FRONTE**

##### 7.2.3.1 Misure d'estrusione topografiche superficiali (eventuali)

##### 7.2.3.2 Installazione

##### 7.2.3.3 Frequenza delle letture

##### 7.2.3.4 Sistema di acquisizione

##### 7.2.3.5 Restituzione dati

##### 7.2.3.6 Misure d'estrusione estensimetriche (eventuali)

##### 7.2.3.7 Installazione

##### 7.2.3.8 Frequenza delle letture

##### 7.2.3.9 Sistema di acquisizione

##### 7.2.3.10 Restituzione dati

#### **7.2.4 MISURE CON CELLE DI CARICO E BARRETTE ESTENSIMETRICHE**

##### 7.2.4.1 Installazione

##### 7.2.4.2 Modalità di rilevamento

##### 7.2.4.3 Frequenza delle letture

##### 7.2.4.4 Restituzione dati

#### **7.2.5 MISURE PIEZOMETRICHE AL CONTORNO DEL CAVO**

##### 7.2.5.1 Installazione

##### 7.2.5.2 Frequenza rilevamenti

##### 7.2.5.3 Sistema di acquisizione

##### 7.2.5.4 Restituzione dati

#### **7.2.6 INDAGINI GEOGNOSTICHE IN AVANZAMENTO (EVENTUALI)**

#### **7.2.7 CONCLUSIONI**

## 1. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 1.1 *Normative, raccomandazioni, linee guida*

- Decreto Ministeriale LL.PP. 9/1/1996 - Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- Decreto Ministeriale LL.PP. 16/1/1996 - Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.
- Circolare 15/10/1996 Ministero LL.PP. - Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche di cui al decreto ministeriale 9/1/1996.
- Circolare 4/7/1996 Ministero LL.PP. - Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche di cui al decreto ministeriale 16/1/1996.
- Decreto Ministeriale LL.PP. 11/3/1988 - 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.
- Circolare LL.PP. 24/9/1988 n.30483 - L.2.2.1974, n.64 - art.1 - Istruzioni per l'applicazione del D.M. 11/3/1988.
- Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996: "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" .
- A.F.T.E.S. Groupe de Travail n. 7 – Tunnel support and lining. - "Recommendations for use of convergence – confinement method".

## 1.2 Bibliografia

- Broms B.B., Bennemark H. (1967). Stability of clay at vertical openings. *J. Soil Mechanics and Foundations, Div. Am. Soc. Civ. Eng.*, 93: 71-94.
- Lombardi G., Amberg W. A. (1974). Une méthode de calcul élasto-plastique de l'état de tension et de déformation autour d'une cavité souterraine. *Congresso Internazionale ISRM, Denver, 1974.*
- Lunardi P. (2000). The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils. *Tunnels & Tunnelling International, May 2000.*
- Panet M., Guenot A. (1982). Analysis of convergence behind the face of a tunnel *Tunnelling '82, Brighton, 197-204.*
- Peck R. B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground. *Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mexico city, 225-290.*
- Tamez e L.Cornejo “Instability at the face: its repercussion for tunnelling technology” *Tunnels & Tunnelling, Aprile 1989.*
- A.F.T.E.S. (1993). *Tunnel et ouvrages souterrains – Supplement n°117 .*

## 2. PREMESSA

### 2.1 Inquadramento dell'opera

La presente relazione è parte integrante del progetto definitivo dell'itinerario Agrigento-Caltanissetta-A19 all'interno del quale è previsto l'adeguamento alla categoria B della S.S. 640 secondo le norme del D.M. 5.11.2001.

In funzione delle caratteristiche geomeccaniche delle formazioni attraversate dalla galleria Cozzo Garlatti, analizzate nella specifica relazione, verranno nel seguito definite le sezioni trasversali di avanzamento come complesso di interventi di confinamento delle pareti di scavo, di modalità esecutive, di tempistiche e di fasi di costruzione.

Verranno successivamente illustrati le analisi svolte e i risultati ottenuti per lo studio delle singole sezioni tipo e la verifica dei rivestimenti preliminari e definitivi, mediante i metodi delle linee caratteristiche e delle differenze finite; i tabulati di calcolo sono inclusi negli allegati.

## 3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO (FASE CONOSCITIVA)

Litologia: L'opera è caratterizzata dalla presenza di calciruditi e calcareniti ben stratificate in alternanza con marne sabbiose. Il deposito, osservabile in affioramento, ha caratteristiche lapidee ed è associabile alla Formazione di Terravecchia con età Tortoniana.

La caratterizzazione geotecnica proposta si basa utilizzando il criterio di Hoek & Brown utilizzando i seguenti dati:

- |   |       |
|---|-------|
| - Resistenza a compressione della roccia. | 5 MPa |
| - GSI                                     | 30    |
| - mi                                      | 17    |

Considerando un parametro D (che tiene conto del grado di disturbo imposto dallo scavo) pari a 0,5 si ottengono i seguenti parametri di picco:

- |      |        |
|------|--------|
| - mb | 0,606  |
| - s  | 0,0001 |
| - a  | 0,522  |

I parametri secondo il modello di Mohr Coulomb (equivalenti) sono:

- $c'$	52 KPa
- $\phi$	35°
- E	500 MPa

La presenza di sabbie e marne sabbiose rende necessario un approccio più cautelativo in quanto il materiale potrebbe presentarsi eterogeneo e non inquadrabile geotecnicamente in un unico litotipo; per tale motivo nei calcoli viene ridotta la coesione a 30 kPa e il modulo a 200 MPa lasciando invariato il valore dell'angolo di attrito.

#### **4. ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO**

Sulla base degli elementi derivanti dalla relazione geologica e geotecnica, si è proceduto a suddividere il tracciato in tratte a comportamento deformativo omogeneo, nell'ambito delle tre categorie di comportamento del "Metodo per l'Analisi delle Deformazioni Controllate nelle Rocce e nei Suoli (ADECO-RS)" descritte nel seguito.

Le previsioni di comportamento lungo il tracciato della galleria sono illustrate in forma sintetica nell'elaborato "Profilo Geomeccanico e di Monitoraggio".

##### **4.1 CLASSI DI COMPORTAMENTO DEL FRONTE DI SCAVO**

La valutazione dell'evoluzione dello stato tensionale nel terreno a seguito della realizzazione di una galleria viene condotta attraverso l'analisi dei fenomeni deformativi del mezzo attraversato, che forniscono informazioni sul comportamento della cavità nei riguardi della stabilità a breve e a lungo termine.

Il comportamento del cavo e del fronte è infatti funzione, oltre che delle caratteristiche geometriche della cavità stessa e dei carichi litostatici cui è soggetta, delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità del nucleo d'avanzamento, inteso come il prisma di terreno individuato a monte del fronte dallo stesso profilo di scavo per una profondità di circa un diametro.

Se il nucleo non è costituito da materiale sufficientemente rigido e resistente da mantenere in campo elastico il proprio comportamento tensio-deformativo, sul fronte si sviluppano fenomeni deformativi e plasticizzazioni rilevanti, cui conseguono il detensionamento ed il decadimento delle caratteristiche meccaniche del terreno al contorno del cavo.

Se, viceversa, il comportamento del nucleo d'avanzamento rimane in campo elastico, esso svolge un'azione di precontenimento del cavo, che si mantiene a sua volta in condizioni elastiche, conservando le caratteristiche di massima resistenza del materiale attraversato.

Il comportamento del fronte di scavo, al quale è legato quello della cavità, può essere sostanzialmente ricondotto alle seguenti tre categorie di comportamento.

#### ***Categoria A: Galleria a fronte stabile***

Se il fronte di scavo è stabile, lo stato tensionale al contorno della cavità in prossimità del fronte si mantiene in campo prevalentemente elastico, e i fenomeni deformativi osservabili sono di piccola entità e tendono ad esaurirsi rapidamente. In questo caso anche il comportamento del cavo sarà stabile, mantenendosi prevalentemente in campo elastico, e quindi non si rendono necessari interventi preventivi di consolidamento, se non localizzati e in misura molto ridotta. Il rivestimento definitivo costituirà allora il margine di sicurezza per la stabilità a lungo termine.

#### ***Categoria B: Galleria a fronte stabile a breve termine***

Questa condizione si verifica quando lo stato tensionale indotto dall'apertura della cavità supera la resistenza geomeccanica del materiale al fronte, che si allontana progressivamente da un comportamento di tipo elastico, per passare ad un comportamento di tipo elasto-plastico. I fenomeni deformativi connessi con la redistribuzione delle tensioni risultano più accentuati che nel caso precedente, e producono nell'ammasso al fronte una riduzione delle caratteristiche di resistenza con decadimento verso i parametri plastici residui. La decompressione indotta dallo scavo può essere opportunamente controllata e regimata con adeguati interventi di preconsolidamento del fronte e/o di consolidamento al contorno del cavo. In tal modo si fornisce l'opportuno contenimento all'ammasso, che manterrà un comportamento stabile. Nel caso non si prevedano opportuni interventi, lo stato tensio-deformativo potrà evolvere verso situazioni di instabilità del cavo in via di realizzazione. Il rivestimento definitivo costituirà il margine di sicurezza a lungo termine.

#### ***Categoria C: Galleria a fronte instabile***

L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad un'accentuazione dei fenomeni deformativi in campo plastico, che risultano immediati e più rilevanti, manifestandosi prima ancora che avvenga lo scavo, oltre il fronte stesso. Tali deformazioni producono un incremento dell'estensione della zona dell'ammasso decompressa in corrispondenza del fronte, dove si sviluppa un progressivo e rapido decadimento delle



caratteristiche geomeccaniche del materiale. L'espansione della fascia di materiale decompresso al contorno del cavo deve essere contenuta prima dell'arrivo del fronte di scavo, e richiede pertanto interventi di preconsolidamento sistematici in avanzamento, che consentano di creare artificialmente l'effetto arco capace di far evolvere la situazione verso configurazioni di equilibrio stabile.

#### 4.2 SCELTA DEL METODO DI PROGETTO

Sulla base dei dati raccolti in fase di studio geologico e caratterizzazione del mezzo, vengono condotte le previsioni di comportamento tensio-deformativo in assenza di interventi; si tratta di un momento fondamentale nella progettazione delle gallerie: solo riuscendo ad analizzare in che modo ed in che punto si sviluppano i fenomeni deformativi è possibile scegliere, nelle successive fasi della progettazione, gli interventi più adatti al loro controllo.

Le scelte progettuali effettuate sono basate sull'analisi dei dati, dei requisiti di base e della documentazione relativa a studi eseguiti nella tratta in oggetto, secondo quanto riportato nella Relazione Geologica e Geotecnica e riassunto brevemente nel seguito.

Il quadro geologico, idraulico e geotecnico risultante ha permesso di definire in particolare i seguenti aspetti:

- la litologia e la successione delle formazioni lungo il tracciato della galleria;
- la morfologia presente nell'area interessata dai lavori, con particolare riferimento alle zone d'imbocco e di bassa copertura;
- il quadro idrogeologico di riferimento;
- le caratteristiche geomeccaniche dei terreni attraversati e il loro comportamento allo scavo.

Sono state quindi esaminate le principali problematiche progettuali legate alla realizzazione delle singole opere, individuando le soluzioni tecniche più appropriate per l'ottimizzazione dei tempi e dei costi dell'opera.

Definito il comportamento del fronte all'apertura dello scavo ed i fenomeni deformativi previsti, sono state definite le sezioni tipo di avanzamento, individuando gli interventi di precontenimento, presostegno e contenimento più idonei a garantire condizioni di stabilità nel breve e lungo termine.

#### 4.3 DETERMINAZIONE DELLE CLASSI DI COMPORTAMENTO

Per definire il tipo di comportamento del fronte di scavo e la risposta complessiva della galleria durante l'avanzamento si è proceduto all'analisi di alcune grandezze "indice" che consentono una valutazione immediata della categoria di riferimento in cui può essere inserita ciascuna tratta omogenea identificata nel profilo geomeccanico.

Si è proceduto ad una analisi quantitativa dei fenomeni in gioco mediante il metodo delle curve caratteristiche, i cui principi teorici sono brevemente richiamati nel paragrafo successivo, effettuando una serie di analisi in condizioni intrinseche.

L'attribuzione delle classi di comportamento viene effettuata secondo quanto riportato nella tabella seguente tenendo conto che:

- se il rapporto percentuale tra lo spostamento radiale al fronte ed il raggio equivalente di scavo è minore di 0,2 il comportamento è di tipo A, così come quando il rapporto tra il raggio plastico al fronte ed il raggio equivalente è inferiore a 1,2;
- se il rapporto percentuale tra lo spostamento radiale al fronte ed il raggio equivalente di scavo è compreso tra 0,2 e 0,5 il comportamento è di tipo B, così come quando il rapporto tra il raggio plastico al fronte ed il raggio equivalente è compreso tra 1,2 e 1,5;
- se il rapporto percentuale tra lo spostamento radiale al fronte ed il raggio equivalente di scavo è maggiore di 0,5 il comportamento è di tipo C, così come quando il rapporto tra il raggio plastico al fronte ed il raggio equivalente è superiore a 1,5.

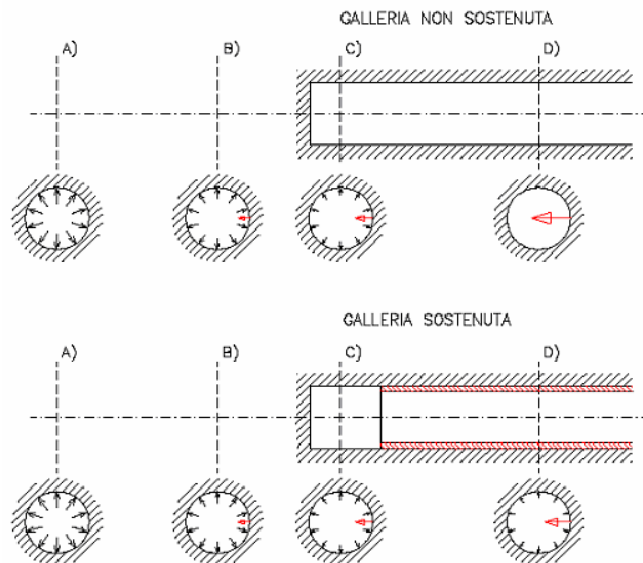
$u_{cavo}/R_{eq}$	$R_{pl}/R_{eq}$	Classe di comportamento
< 0,2%	< 1,2	A
0,2 - 0,5 %	1,2 - 1,5	B
> 0,5 %	> 1,5	C

I criteri di analisi sopra esposti per la definizione delle classi di scavo sono derivati dalle indicazioni di letteratura e tengono conto anche delle incertezze generali legate al tipo di opera.

#### 4.4 METODO CONVERGENZA-CONFINAMENTO

Le linee caratteristiche, o meglio il metodo convergenza-confinamento, consistono nel simulare lo scavo di una galleria nell'ipotesi di simmetria assiale e di stato di deformazione piana. Lo scavo è rappresentato come una graduale riduzione di una pressione fittizia "p" applicata alle pareti della galleria, tramite cui si simula il progressivo deconfinamento del terreno prodotto dall'avvicinarsi del fronte di scavo alla sezione di calcolo e al successivo avanzamento del fronte stesso, cui corrisponde una convergenza radiale "u" crescente in funzione delle caratteristiche dell'ammasso.

Se la galleria è scavata in assenza di sostegni, il valore finale della pressione di confinamento è pari a 0; in caso contrario, allo stato finale, è presente una pressione di confinamento  $> 0$  che rappresenta la pressione di equilibrio del cavo ottenuta dall'intersezione della linea caratteristica della cavità e dei rivestimenti impiegati. Questa ultima curva, a sua volta, dipende dalle proprietà dei materiali impiegati e dalle deformazioni subite dall'ammasso prima della posa in opera dei sostegni provvisori e quindi, in ultima analisi, è legata al comportamento del fronte di scavo ed al tipo di interventi previsti in avanzamento.



**Progressivo deconfinamento del cavo per simulare l'avanzamento della galleria**

Mediante la sovrapposizione degli effetti delle linee "caratteristiche" della galleria, dei sostegni provvisori e definitivi e del fronte, è possibile ridurre il problema tridimensionale in prossimità del fronte di scavo ad un problema bidimensionale; l'intersezione delle varie curve permette di determinare graficamente il comportamento della galleria allo scavo.

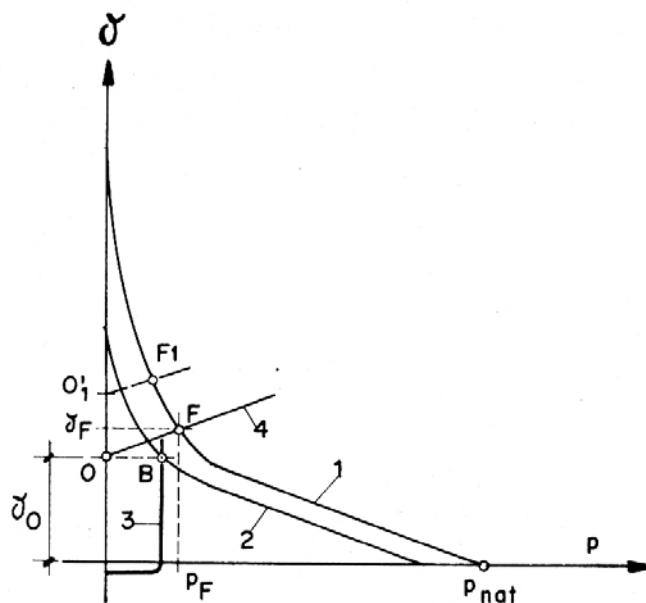
E' possibile pertanto valutare l'andamento delle deformazioni radiali dei diversi elementi della galleria (fronte, cavità, nucleo di terreno al fronte) al variare delle pressioni di contenimento sul contorno del cavo.

È stata adottato il metodo proposto da Amberg-Lombardi in base al quale si sono determinate:

1. la linea caratteristica del fronte,
2. la linea caratteristica della cavità, lontano dal raggio di influenza del fronte,
3. la resistenza del nucleo di terreno situato davanti al fronte ( $R_{1/2nucleo}$ ), definita a partire dal valore di coesione ( $c$ ) del terreno e dal suo angolo di attrito ( $\varphi$ ) secondo le seguenti relazioni:

$$R_{1/2nucleo} = c \cdot k_p^{0.5}$$

$$k_p = \tan^2(45^\circ + \varphi / 2)$$



Combinazione di linee caratteristiche

- 1) Linea caratteristica del cavo
- 2) Linea caratteristica della cavità in prossimità del fronte
- 3) Linea caratteristica del nocciolo di terreno situato davanti al fronte
- B) Punto di equilibrio tra la 3 e la 2 (sulle ordinate definisce la convergenza al fronte  $\theta_0$ )
- 4) Linea caratteristica del sostegno messo in opera immediatamente dietro il fronte
- F) Punto di equilibrio tra la 4 e la 1 (definisce la pressione di equilibrio finale)

Il terreno è considerato omogeneo ed isotropo, con comportamento elasto-plastico con criterio di resistenza di Mohr- Coulomb. L'intersezione tra la linea caratteristica del fronte e la linea caratteristica del nucleo individua la condizione di equilibrio del fronte e permette di valutare la convergenza radiale nella sezione in corrispondenza del fronte di scavo (uf). Tracciando la curva caratteristica del fronte, non solo si ricava il valore "uf", tenendo conto del tipo di preconsolidamento eventualmente effettuato in avanzamento dal fronte stesso, ma è anche possibile individuare a priori il comportamento della galleria, distinguendo tra fronte stabile (A), stabile a breve termine (B) ed instabile (C), secondo la classificazione ADECO-RS già presentata nei paragrafi precedenti.

#### 4.5 CONSOLIDAMENTO DEL FRONTE DI SCAVO

Nel caso di presenza di trattamenti di rinforzo del fronte con barre di vetroresina (VTR) posti in opera in avanzamento, il loro effetto stabilizzante può utilmente essere tenuto in conto, incrementando la resistenza coesiva dell'ammasso.

Infatti la chiodatura esercita un'azione di contenimento passivo del fronte, rappresentabile, nel caso di impiego di elementi strutturali in VTR, da una tensione di confinamento  $\sigma_3$  fittizia, funzione dei parametri tecnici del trattamento:

Il tiro massimo (T) sopportabile da un elemento strutturale in vetroresina di area  $A_{VTR}$  è pari al valore minimo tra la resistenza ultima allo sfilamento (T1) ed il limite di rottura del materiale (T2):

$$T1 = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau$$

$$T2 = \sigma_{yld} \cdot A_{VTR} ;$$

dove:

D = diametro del bulbo di fondazione

$\tau$  = resistenza limite fra bulbo di fondazione e terreno

L = lunghezza minima di sovrapposizione dei tubi

$\sigma_{yld}$  = resistenza a trazione della sezione dei tubi in VTR

La pressione di confinamento  $\sigma_3$  risultante dall'applicazione degli elementi strutturali in VTR è data da :

$$\sigma_3 = N \cdot (T/A)$$

dove:

N = numero di barre in VTR

T = min (T1, T2)

A = sezione di scavo

#### 4.6 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

È previsto l'impiego dei seguenti materiali strutturali:

- Calcestruzzo: classe di esposizione XC2      Rck 300≥30 MPa  
diametro massimo inerte 35 cm  
classe di lavorabilità: si veda C.C.O.C.  
cemento tipo: si veda C.C.O.C.
- Spritz-beton: Rck a 48 ore ≥13 MPa  
Rck a 28 gg ≥ 25 MPa  
rispondente ai requisiti della norma UNI 10834
- Acciaio per armatura: Fe B 44 k controllato in stabilimento  
barre  $\phi \leq 26\text{mm}$  copriferro 5 cm
- Acciaio per cerniere Fe 430

La resistenza di calcolo del calcestruzzo è pari a:

$$\bar{\sigma}_c = 6 + \frac{R_{ck} - 15}{4} = 9.75 \text{ MPa per cls armato}$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{R_{ck}}{4} = 7.5 \text{ MPa per cls non armato}$$

dove:

Rck = 30 MPa resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo

La resistenza di calcolo dello spritz-beton è pari a :

$$\bar{\sigma}_c = \frac{R_{ck}}{F_s}$$

con  $F_s=1.5$

- La resistenza di calcolo dell'acciaio per armature è pari a:

$$\overline{\sigma}_s = 260 \text{ MPa}$$

- La resistenza di calcolo dell'acciaio per centine è pari a:

$$\sigma_{f,cent} = \frac{f_y}{F_s} = 239 \text{ MPa}$$

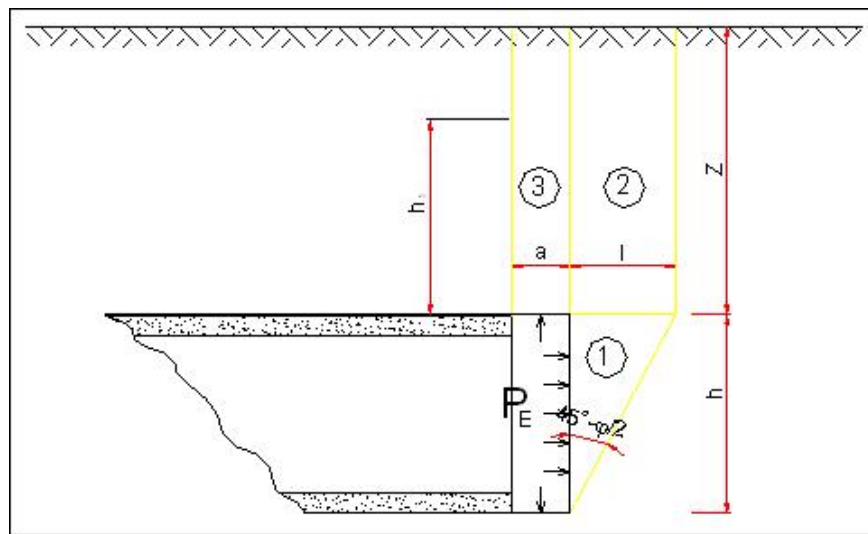
con

$f_y=275 \text{ MPa}$  tensione di snervamento dell'acciaio

$F_s=1.15$  coefficiente di sicurezza rispetto allo snervamento

#### 4.7 ANALISI CON I METODI DELL'EQUILIBRIO LIMITE (Metodo di Tamez)

Il metodo dell'equilibrio limite proposto da Tamez tiene conto della riduzione dello stato di confinamento triassiale del nucleo di terreno oltre il fronte per mezzo di un meccanismo di rottura del tipo effetto volta, con il quale il volume di terreno gravante sulla corona della galleria è definito da un paraboloide, approssimato mediante tre solidi prismatici, come illustrato nella figura seguente:



Schema di calcolo adottato nel metodo di Tamez

Il metodo determina le massime tensioni tangenziali che si possono sviluppare sulle facce di ogni prisma senza che avvengano scorrimenti (forze resistenti) e le forze di massa di ogni prisma (forze agenti). Il rapporto tra i momenti delle forze resistenti e delle forze agenti fornisce un coefficiente di sicurezza, denominato FSF (face security factor). Tuttavia, è possibile che la stabilità del prisma 3, gravante sulla zona di galleria non ancora sostenuta, sia più critica rispetto all'equilibrio complessivo dei tre prismi che

approssimano il paraboloide. Sarà pertanto necessario determinare entrambi i coefficienti di sicurezza e considerare il minore dei due.

Si ritiene accettabile un coefficiente di sicurezza  $FSF \geq 1.5$

Segue la formulazione proposta da Tamez per i terreni coesivi e attritivi:

$$h_1 = \begin{cases} Z & \text{per gallerie superficiali } (Z/h < 3) \\ 1.7 \cdot b & \text{per gallerie profonde } (Z/h \geq 3) \end{cases}$$

$$l = h \times \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\phi_m}{2} \right)$$

$$U = \gamma_w (Z - W)$$

$$\gamma_2 = W \gamma_1 + (Z - W) (\gamma_1 - \gamma_w)$$

$$c_m = \begin{cases} C_1 & \text{per gallerie superficiali } (Z/h < 3) \\ C_1 + \{ 0.25 [W \gamma_1 + (Z - h_1 - W) \times (\gamma_1 - \gamma_w)] - U \} \times \operatorname{tg} \phi_m & \text{per gallerie profonde } (Z/h \geq 3) \end{cases}$$

$$c_m = \begin{cases} \left[ C_1 + \frac{\gamma_1}{2} \left[ \frac{3.4 C_1}{\sqrt{K_1}} - \frac{(\gamma_1 - \gamma_w) \times h}{2} \right] \right] & \text{per gallerie superficiali } (Z/h < 3) \\ \left[ C_1 + \frac{\gamma_1}{2} \left[ W \gamma_1 + (Z - h_1 - W) \times (\gamma_1 - \gamma_w) + \frac{3.4 C_1}{\sqrt{K_1}} - \frac{(\gamma_1 - \gamma_w) \times h}{2} \right] \right] & \text{per gallerie profonde } (Z/h \geq 3) \end{cases}$$

$$FSF = \frac{(A+B+C)}{D} \quad \left\{ \begin{array}{l} A = \left[ \frac{2(c_m - c_{m1})}{(1+at)^2} + 2c_{m1} \right] \times \frac{h_1}{b} \\ B = \left[ \frac{2c_m}{(1+at) \cdot \sqrt{K_1}} \right] \times \frac{h_1}{h} \\ C = \left[ \frac{3.4 C_1}{(1+at)^2 \times \sqrt{K_1}} \right] \\ D = \left[ 1 + \frac{2h}{3Z(1+at)^2} \right] \times (\gamma E - P_s) \end{array} \right. \quad FSF_1 = \frac{c_m}{(\gamma E - P_s)} \times \frac{h_1}{b} \times \left( 1 + \frac{b}{a} \right)$$

- Z profondità della calotta dal piano campagna
- W profondità della falda dal piano campagna
- h altezza dello scavo
- b larghezza dello scavo
- a lunghezza libera non sostenuta
- $\gamma_w$  peso dell'unità di volume dell'acqua
- $\gamma_1$  peso dell'unità di volume del terreno sopra la calotta (su  $h_1$ )
- $\gamma_2$  peso dell'unità di volume del terreno da scavare (su h)
- $\gamma_3$  peso dell'unità di volume del terreno sopra falda
- $\gamma_4$  peso dell'unità di volume del terreno sotto falda
- $C_1$  coesione del terreno sopra la calotta (su  $h_1$ )
- $C_2$  coesione del terreno sul fronte di scavo (su h)
- $\phi_m$  angolo di attrito
- $K_0$  coefficiente di spinta a riposo
- $K_1$  coefficiente di spinta attiva



Anche per le analisi con il metodo dell'equilibrio limite è possibile tener conto di eventuali interventi di preconsolidamento del fronte (realizzato con elementi strutturali in VTR) mediante l'applicazione di una pressione fittizia  $p_E$  applicata al fronte.

La pressione di confinamento  $P_E$  risultante dall'applicazione degli elementi strutturali in VTR è data da :

$$P_E = N \cdot (T/A)$$

dove:

$N$  = numero di barre in VTR

$T$  = tiro massimo della barra in VTR

$A$  = area della sezione di scavo

La resistenza ( $T$ ) che un elemento strutturale in vetroresina è in grado di esercitare è la minima tra la resistenza allo sfilamento ( $T_1$ ) e quella di rottura del materiale ( $T_2$ ):

$$T = \min (T_1, T_2)$$

$$T_1 = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau$$

$$T_2 = \sigma_{yld} \cdot A_{VTR}$$

dove:

$D$  = diametro del bulbo di fondazione

$\tau$  = resistenza limite fra bulbo di fondazione e terreno

$L$  = lunghezza minima di sovrapposizione dei tubi

$\sigma_{yld}$  = resistenza a trazione dei tubi in VTR

$A_{VTR}$  = area della sezione del tubo in VTR

Assumendo:

$B$  (larghezza scavo)=15.75 m

$H$  (altezza scavo)=12.9 m

$Z$  (copertura)= 15 m

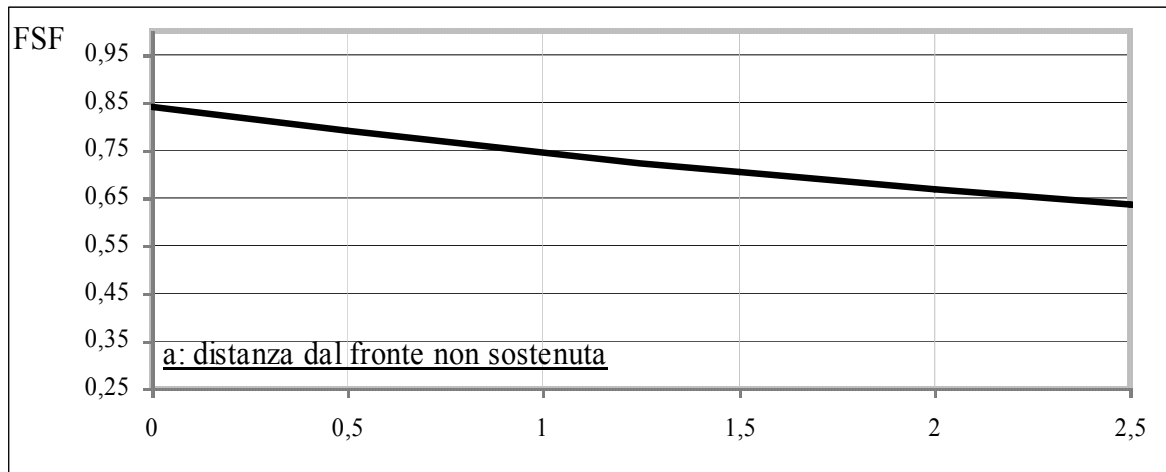
$\phi_m$  35 angolo di attrito medio

$c_2$  30 coesione media dei terreni sopra la calotta

$c_1$  30 coesione media del terreno da scavare

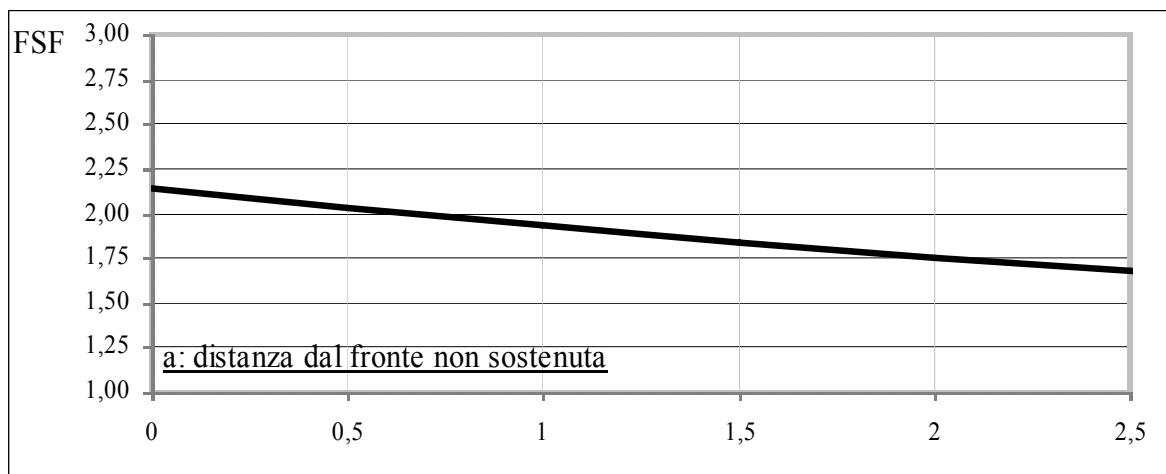
**Si ottiene in assenza di consolidamenti al fronte**

<b><u>a</u></b>	<b><u>FSF(a)</u></b>	<b><u>FS</u></b>
0,5	0,79	4,95
1	0,74	2,55
1,5	0,70	1,75



**Fronte consolidato (60 barre in VTR  $P_E=150.7$  kPa)**

<b><u>a</u></b>	<b><u>FSF(a)</u></b>	<b><u>FS</u></b>
0,5	2,03	13,83
1	1,93	7,13
1,5	1,84	4,89



Come si osserva il comportamento del fronte in assenza di consolidamenti è marcatamente di tipo c, al contrario si riesce a definire una configurazione di stabilità adottando un intervento di precontenimento del fronte mediante l'utilizzo di barre in VTR.

#### 4.8 ANALISI CON IL METODO DELLE LINEE CARATTERISTICHE

##### 4.8.1 *Cavo libero*

La linea caratteristica riportata in figura evidenzia, in corrispondenza della resistenza di mezzo nucleo  $R = 0.057$  MPa, valutata in assenza di interventi di precontenimento, uno spostamento radiale al fronte pari a circa 2.5 cm (deformazione del 0.35 % rispetto al raggio di scavo), in campo plastico e un rapporto tra il raggio plastico e il raggio equivalente al fronte maggiore di 2. Anche se il risultato sembra convergere verso una configurazione di stabilità le deformazioni e gli spostamenti sono tali da non permettere l'esecuzione dello scavo con adeguati margini di sicurezza. Sulla base dell'analisi con le curve caratteristiche si è quindi in presenza di un comportamento del cavo assimilabile alla classe B secondo la classificazione del metodo ADECO-RS.

##### 4.8.2 *Interventi di consolidamento del fronte*

Diametro equivalente galleria= 14.5 m

Numero di VTR=60

Area reagente barra in VTR=  $0.00072 \text{ m}^2$

Tensione di rottura= 900000 kPa

$T_1=414.7$  kN

$T_2=648$  kN

$PE=\sigma_3= 150.7$  kPa

Mediante l'utilizzo di 60 barre in vetroresina si applica una pressione equivalente al fronte pari 150.7 kPa. Sotto queste ipotesi si ha un incremento di resistenza di mezzo nucleo che raggiunge il valore di 0.34 MPa. Lo spostamento radiale al fronte si riduce a 0.53 cm pari ad una deformazione del 0.075 % rispetto al raggio di scavo; il raggio plastico in rapporto al raggio equivalente della galleria è pari a circa 0.5. Il fronte in queste condizioni è in grado di contenere le deformazioni all'interno del campo elastico.

Sotto queste ipotesi si è in grado di controllare il comportamento deformativo al fronte, mantenendo in campo elastico le deformazioni secondo quanto definito dal comportamento di tipo A secondo quanto definito dal metodo ADECO-RS.

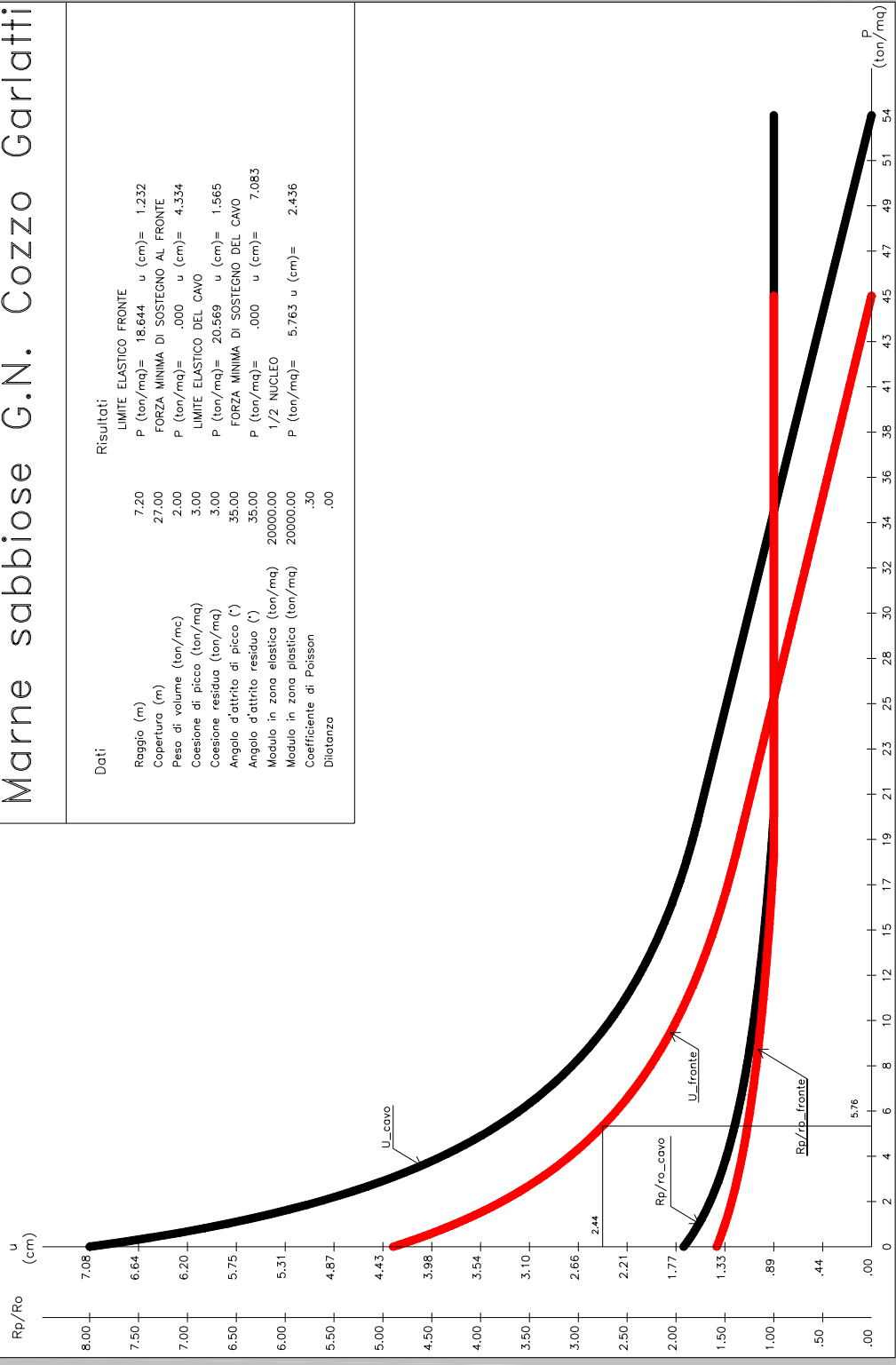
*Cavo libero*

# Marne sabbiose G.N. Cozzo Garlatti

## Dati

Raggio (m)	7.20	LIMITE ELASTICO FRONTE	P (ton/mq)= 18.644	u (cm)= 1.232
Copertura (m)	27.00	FORZA MINIMA DI SOSTEGNO AL FRONTE	P (ton/mq)= .000	u (cm)= 4.334
Peso di volume (ton/mc)	3.00	LIMITE ELASTICO DEL CAVO	P (ton/mq)= 20.569	u (cm)= 1.565
Coesione di picco (ton/mq)	3.00	FORZA MINIMA DI SOSTEGNO DEL CAVO	P (ton/mq)= .000	u (cm)= 7.083
Coesione residua (ton/mq)	35.00	1/2 NUCLEO	P (ton/mq)= 5.763	u (cm)= 2.436
Angolo d'attrito residuo (°)	35.00			
Modulo in zona elastica (ton/mq)	20000.00			
Modulo in zona plastica (ton/mq)	20000.00			
Coefficiente di Poisson	.30			
Dilatanza	.00			

## Risultati

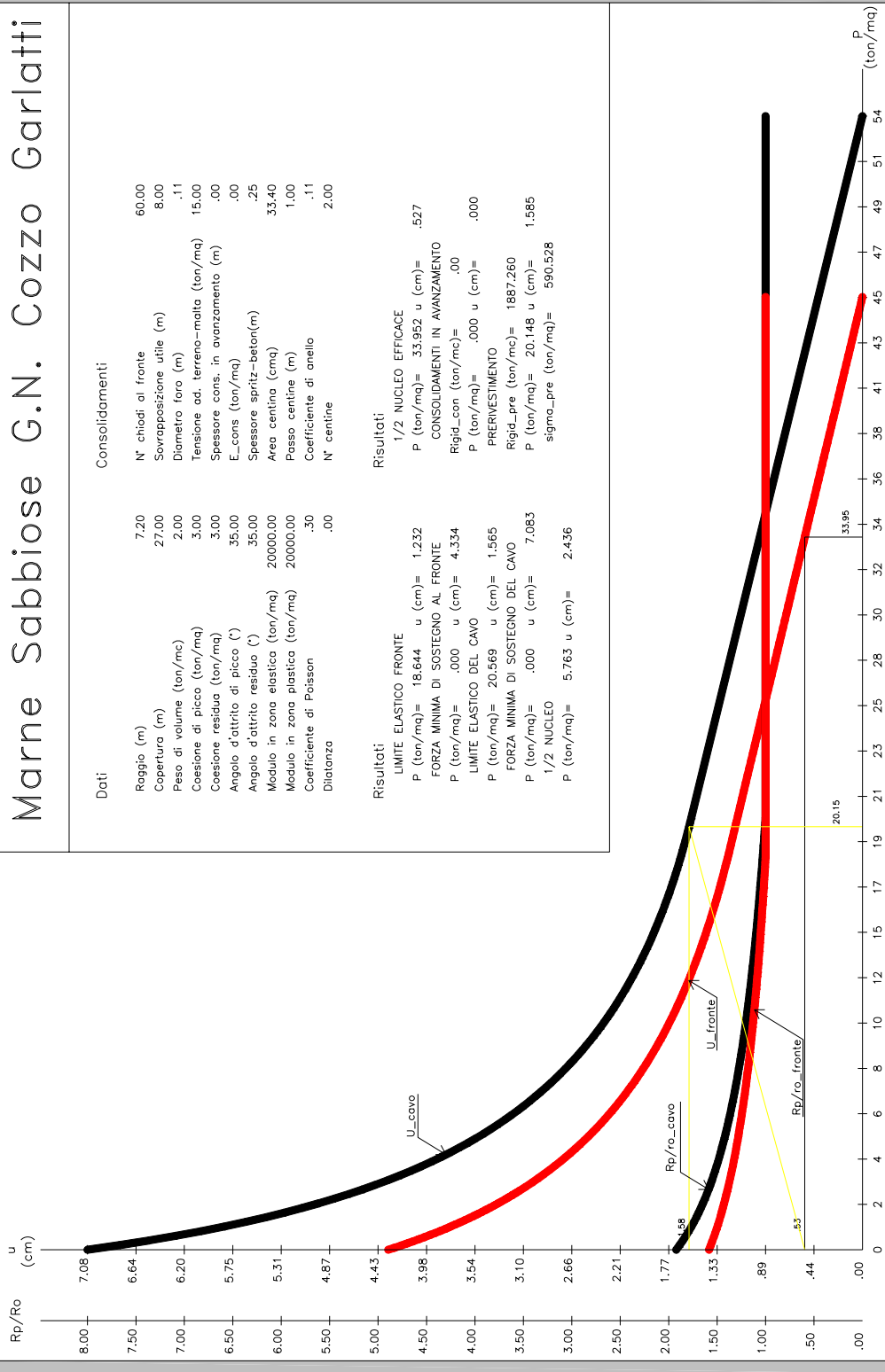


Pressione di contenimento al fronte equivalente di 150.7 kPa

# Marne Sabbiose G.N. Cozzo Garlatti

Dati		Consolidamenti	
Raggio (m)	7.20	N° chiodi al fronte	60.00
Copertura (m)	27.00	Sovrapposizione utile (m)	8.00
Peso di volume (ton/mc)	2.00	Diámetro foro (m)	.11
Coesione di picco (ton/mq)	3.00	Tensione ad. terreno-matta (ton/mq)	15.00
Coesione residua (ton/mq)	3.00	Spessore cons. in avanzamento (m)	.00
Angolo d'attrito di picco (°)	35.00	E_cons (ton/mq)	.00
Angolo d'attrito residuo (°)	35.00	Spessore spritz-beton(m)	.25
Modulo in zona elastica (ton/mq)	20000.00	Area centina (cmq)	33.40
Modulo in zona plastica (ton/mq)	20000.00	Passo centine (m)	1.00
Coefficiente di Poisson	.30	Coefficiente di anello	.11
Distanza	.00	N° centine	2.00

Risultati	
LIMITE ELASTICO FRONTE	1/2 NUCLEO EFFICACE
P (ton/mq)= 18.644 u (cm)= 1.232	P (ton/mq)= 33.952 u (cm)= .527
FORZA MINIMA DI SOSTEGNO AL FRONTE	CONSOLIDAMENTI IN AVANZAMENTO
P (ton/mq)= .000 u (cm)= 4.334	Rigid_con (ton/mc)= .00
LIMITE ELASTICO DEL CAVO	PRERIVESTIMENTO
P (ton/mq)= 20.569 u (cm)= 1.565	Rigid_pre (ton/mc)= 1887.260
FORZA MINIMA DI SOSTEGNO DEL CAVO	P (ton/mq)= 20.148 u (cm)= 1.585
P (ton/mq)= .000 u (cm)= 7.083	sigma_pre (ton/mq)= 590.528
1/2 NUCLEO	
P (ton/mq)= 5.763 u (cm)= 2.436	



### 4.8.3 Verifica del rivestimento di prima fase (2IPN 200)

Continuando ad analizzare i risultati della curva caratteristica determinata si osserva come il punto di equilibrio tra i sostegni di prima fase e la curva caratteristica della cavità a lungo termine si raggiunge per un valore della pressione di confinamento al contorno pari

a 0.20 MPa. Le analisi sono state condotte ipotizzando che l'installazione dei sostegni di prima fase avvenga al fronte. Le verifiche statiche sul rivestimento di prima fase sono state condotte considerando la sezione equivalente di spritz-beton; la tensione massima nel prerivestimento è stata calcolata mediante la formula di Lamè:

$$\sigma_{sb} = 2 \cdot P_{eq} \frac{(R_i + s_{eff})^2}{s_{eff}^2 + 2R_i \cdot s_{eff}}$$

dove:

$P_{eq}$  = pressione di equilibrio agente sul prerivestimento

$R_i$  = raggio di intradosso del prerivestimento

$s_{eff}$  = spessore staticamente equivalente

$$s_{eff} = s_{sb} + s_{eqv, sb}$$

con:

$s_{sb}$  = spessore spritz-beton

$s_{eq, sb} = (m-1) \cdot A_s \cdot n^\circ / i$ : spessore di spritz-beton equivalente dovuto alle centine

$A_s$  = area di una centina

$m$  = coefficiente di omogeneizzazione

$n^\circ$  = numero di centine

$i$  = interasse centine

La tensione ammissibile dello spritz-beton è stata valutata mediante la seguente espressione:

$$\sigma_{sb, amm} = \frac{R_{ck}}{1.5} = 13/1.5 = 8.67 \text{ MPa}$$

Considerando uno spessore dello spritz-beton pari a 25 cm si ha una  $\sigma_{sb} = 3.9 \text{ MPa} < 8.67 \text{ MPa}$

## 5 DEFINIZIONE DELLE SEZIONI DI SCAVO E CONSOLIDAMENTO

### 5.1 Sezioni tipo adottate

Tutte le sezioni tipo individuate prevedono la realizzazione delle gallerie con scavo a piena sezione, con sagomatura del fronte a forma concava, preceduto da eventuali interventi di precontenimento del fronte e/o del cavo, seguito dalla realizzazione del priverivestimento e dei rivestimenti definitivi (arco rovescio, murette e calotta) eseguiti ad una individuata distanza massima dal fronte, come viene specificato in dettaglio di seguito.

#### **Sezione tipo B1 / B1\_all**

Lo scavo è previsto con campi di avanzamento pari a 8 m.

La sezione prevede i seguenti interventi:

- Stabilizzazione del fronte di scavo eseguita mediante uno strato di 15 cm di spritz-beton fibrorinforzato dosato a 35 Kg/mc di fibre metalliche ogni fine campo d'avanzamento.
- Eventuali 3+3 drenaggi in avanzamento, L =24 m, sovrapp.=12m, rivestiti con calza in TNT..
- Presostegno al contorno realizzato mediante 39/41 tubi in acciaio Fe510  $\phi$  127 mm sp. 10 mm, valvolati, passo 0.4 m, L =12 m, sovrapp. minima = 4.0 m.
- Priverivestimento composto da uno strato di 25 cm di spritz-beton fibrorinforzato dosato a 35 Kg/mc di fibre metalliche e doppie centine IPN200 con passo 1.0m  $\pm$  20%.
- Impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC.
- Arco rovescio (spessore 90 cm / 100 cm sez.allargata) e murette gettate ad una distanza massima dal fronte pari a 1.5 diametri.
- Rivestimento definitivo di calotta (spessore variabile da 50 a 110 cm / 70 a 130 cm sez.allargata), gettato ad una distanza massima dal fronte pari a 4 diametri.

#### **Sezione tipo B2bis / B2bis\_all**

Lo scavo è previsto con campi di avanzamento pari a 8 m.

La sezione prevede i seguenti interventi:

- Stabilizzazione del fronte di scavo eseguita mediante uno strato di 15 cm di spritz-beton fibrorinforzato dosato a 35 Kg/mc di fibre metalliche ogni fine campo d'avanzamento.



- Eventuali 3+3 drenaggi in avanzamento, L =24 m, sovrapp.=12m, rivestiti con calza in TNT.
- Preconsolidamento del fronte realizzato mediante 70/75 ± 10% elementi strutturali in VTR, L =16 m, sovrapp. minima = 8.0 m, cementati in foro tramite miscele cementizie.
- Presostegno al contorno realizzato mediante 39/41 tubi in acciaio Fe510  $\phi$  127 mm sp. 10 mm, valvolati, passo 0.4 m, L =12 m, sovrapp. minima = 4.0 m.
- Prerivestimento composto da uno strato di 25 cm di spritz-beton fibrorinforzato dosato a 35 Kg/mc di fibre metalliche e doppie centine IPN200 con passo 1.0m ± 20%.
- Impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC.
- Arco rovescio (spessore 90 cm / 100 cm sez.allargata) e murette gettate ad una distanza massima dal fronte pari a 1.5 diametri.
- Rivestimento definitivo di calotta (dello spessore variabile da 50 a 110cm / 70 a 130cm), gettato ad una distanza massima dal fronte pari a 4 diametri.

## **6 VERIFICA DELLE SEZIONI TIPO**

### 6.1 SEZIONE TIPO B1/B2

In questo capitolo vengono presentati i risultati delle analisi numeriche effettuate con il codice di calcolo FLAC 2D per la verifica statica dei rivestimenti, di prima e seconda fase, della sezione tipologica B2bis.

### 6.2 GEOMETRIA DEL MODELLO: INDIVIDUAZIONE DELLA SEZIONE DI CALCOLO

L'analisi tenso - deformativa è stata condotta in condizioni di deformazioni piane, quindi viene ritenuta rappresentativa di una sezione corrente di galleria. E' stata presa in esame una porzione di continuo estesa per una profondità di 130 m dal piano campagna e per una ampiezza di 250 m; entro tale porzione sono state modellate le due gallerie (carreggiata destra e canna sinistra) con interasse di circa 42 m.

Il modello è costituito da circa 9500 elementi, le cui dimensioni sono state opportunamente ridotte nell'area di interesse per ottenere una maggiore accuratezza di calcolo. Il contorno del modello è stato vincolato lateralmente ed inferiormente mediante carrelli.

La copertura considerata nel calcolo è di 27m circa (pari alla massima copertura che si riscontra nelle gallerie) trascurando la pendenza del terreno naturale. La stratigrafia considerata nel modello di calcolo è caratterizzata, a partire dal piano campagna, da:

1. Calciruditi e calcareniti dal piano campagna fino alla fine della mesh.
  - Il raggio di scavo della galleria destra ,maggiorato per la visibilità in curva, è di circa 7.80 m, con avanzamento a piena sezione; lo spessore medio del rivestimento definitivo in calcestruzzo è pari a 90 cm in calotta mentre in arco rovescio è pari ad 100 cm.
  - Il raggio di scavo della galleria sinistra è di circa 7 m, con avanzamento a piena sezione; lo spessore del rivestimento definitivo in calcestruzzo è pari a 80 cm in calotta e 90 cm per l’arco rovescio. Per entrambe i fornici il prerivestimento è costituito da spritz-beton di spessore pari a 25 cm e 2 centine metalliche IPN 200 passo 1.0 m.

#### 6.2.1 Caratteristiche del litotipo

Nell’analisi condotta si sono assunti, per caratterizzare l’ammasso, i parametri di resistenza (espressa con il criterio di Mohr-Coulomb) e di deformabilità riportati nella seguente tabella.

Proprietà geomeccaniche dell’ammasso

<b>Materiale</b>	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (MPa)	$\phi'$ (°)	$E'$ (GPa)	$\nu'$
Calciruditi e Calcareniti/Marne Sabbiose	20	0.030	35	0.200	0.3

*essendo:*

$\gamma$  = peso di volume

$c$  = coesione

$\phi$  = angolo di attrito

$E$  = modulo elastico di Young

$\nu$  = modulo di Poisson

E’ stato utilizzato un legame costitutivo elastico-plastico ideale (parametri di resistenza residui coincidenti con quelli di picco), con criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Il rapporto  $K_0$  tra le tensioni iniziali orizzontali e verticali è pari a 0.6.

### 6.2.2 Caratteristiche dei rivestimenti

Il prerivestimento, costituito da spritz-beton  $R_{ck} \geq 25$  MPa, per uno spessore di 25 cm, armato con centine 2 IPN 200 passo 1.0m in acciaio Fe430, è stato schematizzato come materiale a comportamento elastico-lineare, avente le seguenti caratteristiche:

$$\gamma = \text{peso di volume} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\nu = \text{modulo di Poisson} = 0.20$$

Il valore del modulo elastico è stato determinato per ciascuna fase di calcolo in funzione della maturazione dello spritz-beton e tenendo conto delle centine metalliche omogeneizzate rispetto a quest'ultimo.

Il rivestimento definitivo in calcestruzzo di classe  $R_{ck} \geq 30$  MPa è stato schematizzato con legge costitutiva elastica-lineare, secondo le seguenti caratteristiche:

$$\gamma = \text{peso di volume} = 25 \text{ kN/m}^3$$

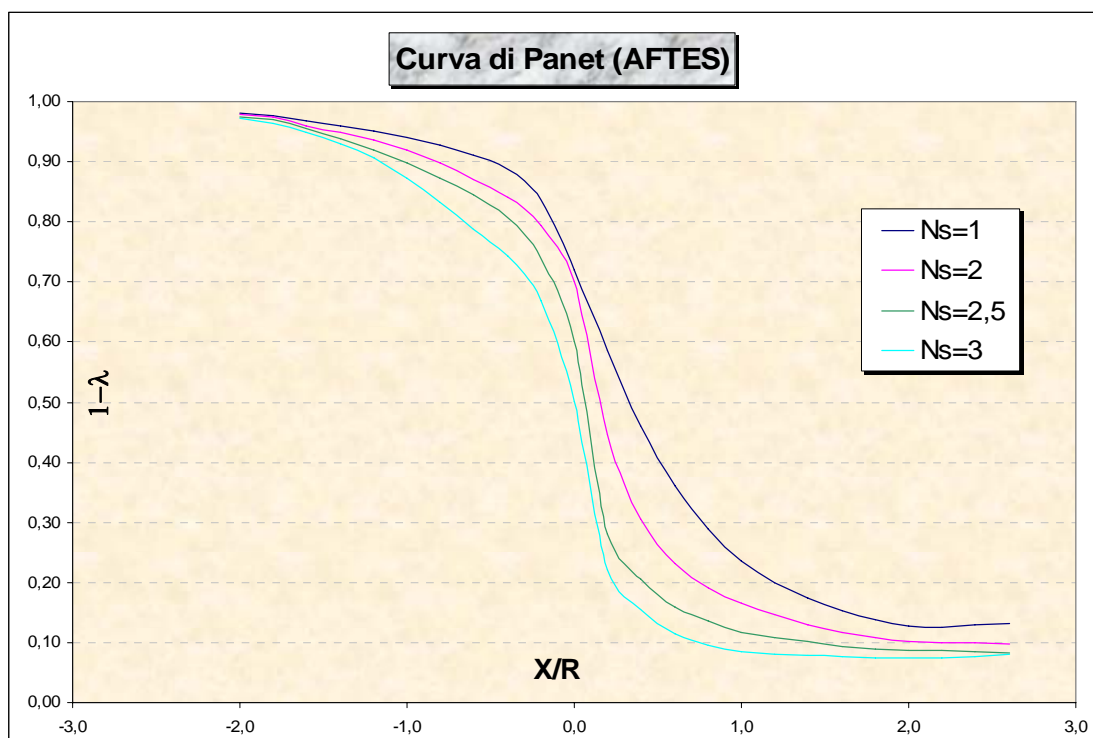
$$E = \text{modulo elastico di Young} = 31000 \text{ MPa}$$

$$\nu = \text{modulo di Poisson} = 0.2$$

### 6.3 TARATURA DEL MODELLO DI CALCOLO

La simulazione dello scavo delle gallerie è stato effettuato utilizzando le “forze di scavo”, applicate in direzione radiale al profilo di scavo; tali forze consentono di rappresentare in termini piani (2D) l'effetto fronte (3D). Pertanto la simulazione numerica l'effetto fronte, richiede, la definizione di una legge di riduzione delle forze di scavo. Tale legge è bene rappresentata dalla relazione di Panet, di seguito riportata sotto forma grafica, che rappresenta in termini di sforzi radiali il passaggio dal comportamento tridimensionale a quello piano. Al fine di ottenere dei risultati numerici confrontabili, in termini di deformazioni e sollecitazioni sui rivestimenti, con quelli ottenuti dalle Linee caratteristiche, la curva di Panet è stata tarata in funzione del valore della deformazione radiale al fronte ottenuto dai metodi analitici su detti.

Determinato il valore iniziale di taratura i rilasci, da applicare nelle successive fasi di calcolo alle forze di scavo, sono stati determinati in maniera proporzionale a partire proprio dalla curva di Panet con  $N_s=1$ .



#### 6.4 FASI DI CALCOLO

L'analisi è stata organizzata in quattordici successive fasi di calcolo che consentono la simulazione dei vari interventi costruttivi e la schematizzazione di diverse condizioni di carico per il prriverstimento e per il rivestimento definitivo; le prime sei fasi di calcolo sono riferite alla simulazione della costruzione della canna destra, le rimanenti time si riferiscono alla simulazione della costruzione della canna sinistra.

I risultati più significativi sono riportati in relazione sotto forma di allegati grafici. Dall'esame di tali allegati è possibile ricavare lo stato tensionale e deformativo dell'ammasso interessato allo scavo, nonché dei rivestimenti della galleria. I risultati tensionali riportati negli allegati grafici sono descritti in termini di tensioni e sollecitazioni, espresse rispettivamente in Pa e N proporzionalmente ad una scala graduata. Le sollecitazioni ritenute rappresentative ai fini delle verifiche statiche sono pertanto segnalate nel seguito. Per i rivestimenti, avendo impiegato elementi monodimensionali, dall'analisi si ottengono direttamente i valori delle sollecitazioni (forza normale N, forze di taglio T1 e T2 e momenti M1 e M2 agli estremi di ciascun elemento beam).

#### FASE 0 – Geostatico

In questa fase di calcolo viene applicato il peso proprio del terreno, ovvero viene ricostruita in termini di sforzi e deformazioni la situazione iniziale preesistente alla costruzione delle gallerie.

#### FASE 1 - Taratura del modello

Questa fase corrisponde alla sezione della galleria in prossimità del fronte, immediatamente prima dell'installazione delle centine. Si effettua la taratura del modello, secondo quanto descritto in precedenza, riducendo le forze di scavo del 28% .

#### FASE 2 - Avanzamento degli scavi e posizionamento delle centine

Viene simulato lo scavo a piena sezione e la posa in opera delle centine. La distanza fronte di scavo sezione di calcolo è pari a 1.00m, a cui corrisponde una riduzione delle le forze di scavo del 42%. Vengono inseriti gli elementi BEAM che simulano le centine 2IPN 200 (E=210GPa)

#### FASE 3 - Avanzamento degli scavi e prima maturazione dello spritz-beton

Viene simulato l'avanzamento degli scavi fino ad una distanza, fronte di scavo sezione di calcolo, pari a  $\varnothing/2$  ( $\varnothing$  = diametro galleria) ; le forze di scavo vengono ridotte del 75%.

Si è considerato un modulo elastico del rivestimento di prima fase pari ad E=20,5 GPa ipotizzando un maturazione di 48 ore, tenendo conto del contributo resistente della centina.

#### FASE 4 - Avanzamento scavi e maturazione dello spritz-beton

Viene simulato l'avanzamento progressivo degli scavi fino ad una distanza dal fronte di scavo pari a  $1\varnothing$ ; le forze di scavo vengono ridotte del 85 %. Si è considerato un modulo elastico del rivestimento di prima fase pari ad E=28 GPa tenendo conto del contributo della centina

#### FASE 5 - Getto delle murette e dell'arco rovescio e avanzamento scavi

Viene simulato il getto dell' arco rovescio e delle murette ad una distanza, fronte di scavo sezione di calcolo, maggiore di  $1.5 \varnothing$  ( $\varnothing$  = diametro della galleria); la riduzione delle forze di scavo è pari al 95%. Il modulo elastico del calcestruzzo viene posto pari a 20 GPa, corrispondente a quello di un getto con maturazione parziale. Si è considerato un modulo elastico del rivestimento di prima fase pari a E=28.5 GPa (Rck=25MPa).

### FASE 6 – Getto della calotta e maturazione dell'arco rovescio

Viene simulato il getto della calotta assumendo come modulo elastico del calcestruzzo un valore pari ad 15 GPa, corrispondente a quello di un getto con maturazione parziale. Il modulo elastico dell'arco rovescio è assunto pari a E=31 GPa; si effettua una riduzione delle forze di scavo del 98%

### FASE 6 – Maturazione della calotta

In questa time di calcolo viene simulata la completa maturazione della calotta assumendo un modulo elastico E=31 GPa; le forze di scavo vengono ridotte del 100%.

### FASE 7 – 12: Simulazione costruzione canna sinistra

In questi fasi di calcolo si ripercorrono, per la canna sinistra, le identiche fasi di calcolo descritte in precedenza per la simulazione della scavo della canna destra. Si osserva un incremento delle sollecitazioni sul rivestimento definitivo della canna destra, come si può osservare dai grafici in allegato.

### FASE 13 – Decadimento del prerivestimento

In questa fase di calcolo viene simulata la situazione di lungo termine riducendo, del 50%, sia il contributo, in termini di resistenza e deformabilità, dell'anello consolidato al contorno, e trascurando il contributo resistente del rivestimento di prima fase annullando gli elementi beam che simulano il rivestimento di prima fase.

## 6.5 VERIFICHE STATICHE

### 6.5.1 Verifiche dello Spritz-Beton e delle Centine

Per le verifiche della sezione in esame, le tensioni massime utilizzate sono le seguenti:

- *tensione max nello spritz-beton:*  $\sigma_{sb} = 25/1.3 = 19.23$  MPa
- *tensione max nello spritz-beton a 48 ore:*  $\sigma_{sb} = 13/1.3 = 10.0$  MPa
- *tensione ammissibile nelle centine(a breve termine):*  $\sigma_{sb} = 275/1.13 = 239$  MPa
- *tensione ammissibile nelle centine(a lungo termine):*  $\sigma_{sb} = 275/1.3 = 211.19$  MPa

A partire dalle sollecitazioni interne determinate mediante l'analisi FLAC, azione assiale N e momento flettente M, le tensioni massime agenti sui materiali sono state calcolate applicando la sovrapposizione degli effetti.

$$\sigma_{sb} = N/A^* + M/I^*y, \quad \sigma_s = m(N/A^* + M/I^*y)$$

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. Le sezioni di verifica sono indicate in allegato. Le time di calcolo a cui si fa riferimento per le verifiche sono la 2 e 8 per quanto riguarda le sole centine, mentre si considera la time 5 ed 12 per la verifica dello spritz maturo e centine (time corrispondenti alla maturazione dell'arco rovescio prima della messa in opera del rivestimento definitivo di calotta); in queste time si registrano le massime sollecitazioni per il prerinvestimento. Si riportano nel seguito le sollecitazioni e le tensioni registrate in alcune sezioni ritenute significative:

#### VERIFICA DELLE CENTINE

SEZIONE	emento /n°	H (m)	N (KN/m)	l (KNm/m)	e (m)	$\sigma_{s,i}$ (MPa)	$\sigma_{s,e}$ (MPa)
CHIAVE CALOTTTA	38-39	0,20	177,8	-0,42	-0,002	25,64	27,60
RENI SX	60-61	0,20	284,8	0,6	0,002	44,04	41,23
PIEDRITTO SX	68-69	0,26	287,8	0,72	0,003	44,77	41,40

#### VERIFICA DELLE CENTINE E SPRITZ -BETON ( $R_{ck}=25MPa$ )-

SEZIONE	emento /n°	H (m)	N (KN/m)	l (KNm/m)	e (m)	$\sigma_{sb,i}$ (MPa)	$\sigma_{sb,e}$ (MPa)	$\sigma_{s,i}$ (MPa)	$\sigma_{s,e}$ (MPa)
CHIAVE CALOTTTA	38-39	0,25	1254,00	-5,55	-0,004	3,274	3,988	51,253	59,819
RENI SX	60-61	0,25	1284,00	55,04	0,043	7,470	0,391	90,812	5,866
PIEDRITTO SX	68-69	0,25	1073,00	80,44	0,075	11,500	-	132,500	39,000

$\sigma_s$  tensione nelle centine

$\sigma_{sb}$  tensione nello spritz-beton

$$e = M/N$$

Valori negativi: stato tensionale di trazione

Valori positivi: stato tensionale di compressione.

I valori delle tensioni nei materiali risultano inferiori a quelli ammissibili.

### 6.5.2 Verifiche del rivestimento definitivo

La verifica del rivestimento definitivo è stata condotta considerando le seguenti tensioni massime ammissibili:

- tensione max nel cls :  $\sigma_{cls,amm} = 9.75 \text{ MPa}$

La verifica del rivestimento definitivo in calcestruzzo non armato è stata condotta considerando come tensione massima ammissibile la seguente:

- tensione max nel cls (non armato):  $\sigma_{cls,amm} = R_{ck}/4 = 7.5 \text{ MPa}$

- tensione max nell'acciaio (FeB44k controllato) :  $\sigma_{f,amm} = 260 \text{ MPa}$

L'adozione dell'armatura è prevista, per la sezione tipologica in esame, in corrispondenza dell'arco rovescio delle murette.

Le verifiche delle tensioni normali sono state condotte nelle sezioni di verifica riportate in allegato relativamente alla tme di calcolo 7-14-15, considerando tra queste, le condizioni di carico più gravose. In particolare si è considerato armato solo l'arco rovescio e non armata la calotta; va comunque precisato che in corrispondenza della zona degli imbocchi, basse coperture, o zone parietali, è bene prevedere un armatura (almeno 50 Kg/m<sup>3</sup>) anche in calotta al fine di contrastare sollecitazioni dissimetriche agenti sul rivestimento di calotta.

Le sezioni di verifica sono state indicate in allegato.

In particolare le verifiche hanno riguardato la galleria maggiormente sollecitata (che è risultata essere quella scavata per prima) e le sezioni più critiche la cui posizione viene esplicitata nelle tabelle sotto riportate:

<i>Elemento/ nodo</i>	<i>Posizione</i>	<i>N [kN/m]</i>	<i>M [KNm/m]</i>	<i>H [m]</i>	<i>e [m]</i>	<i>A<sub>f,intra</sub> [cm<sup>2</sup>/m]</i>	<i>A<sub>f,estra</sub> [cm<sup>2</sup>/m]</i>	<i>σ<sub>f</sub> [MPa]</i>	<i>σ<sub>c</sub> [MPa]</i>
152-39	Chiave calotta	1429	49.50	0.90	0.034	-	-	-	1.95
169-56	Reni	1604	66.43	0.90	0.041	-	-	-	2.28
184-71	Piedritto	1408	241.50	0.90	0.17	-	-	-	3.35
110-107	Attacco muretta ar	630	130	1.00	0.20	1 Ø24/20	1 Ø24/20	18.0	1.3
97/94	Mezzeria Arco rovescio	456	-270	1.00	-0.60	1 Ø24/20	1 Ø24/20	-51.40	2.50



<i>Elemento/ nodo</i>	<i>Posizione</i>	<i>N</i> [kN/m]	<i>M</i> [KNm/m]	<i>H</i> [m]	<i>e</i> [m]	<i>A<sub>f,intra</sub></i> [cm <sup>2</sup> /m]	<i>A<sub>f,estra</sub></i> [cm <sup>2</sup> /m]	<i>σ<sub>f</sub></i> [MPa]	<i>σ<sub>c</sub></i> [MPa]
331-144	Chiave calotta	1077	44.09	0.80	0.034	-	-	-	1.80
355-168	Reni	1165	64.20	0.80	0.041	-	-	-	2.05
360-173	Piedritto	1004	98.0	0.80	0.17	-	-	-	2.18
291-210	Attacco muretta ar	475	103	0.90	0.20	1 Ø24/20	1 Ø24/20	14.0	1.0
277-195	Mezzeria Arco rovescio	365	-183	0.90	-0.60	1 Ø24/20	1 Ø24/20	-27.50	1.65

*Canna Sinistra*

dove:

M è considerato positivo se tende le fibre all'intradosso

N è considerato positivo se di compressione

σ<sub>s</sub>: tensione nell'acciaio

σ<sub>cls</sub>: tensione nel cls

Valori negativi: stato tensionale di trazione

Valori positivi: stato tensionale di compressione

I valori delle tensioni nei materiali rientrano nel campo dei valori ammissibili

## 7 MONITORAGGIO

Nel presente capitolo sono descritte le attività, le caratteristiche e la strumentazione del monitoraggio in corso d'opera.

Il monitoraggio dovrà consistere in:

- Rilievo sistematico dei fronti di scavo
- Rilievo del comportamento deformativo del cavo mediante sezioni sistematiche di misura delle convergenze
- Rilievo del comportamento deformativo del fronte, rilevabile mediante misure di estrusione
- Rilievo dello stato di sollecitazione sui rivestimenti, mediante celle di carico e barrette estensimetriche
- Rilievo e restituzione grafica e numerica delle pressioni idrostatiche a tergo del rivestimento definitivo e nell'ammasso lontano dal cavo, mediante piezometri.

### 7.1 MODALITÀ DI MONITORAGGIO

Il monitoraggio durante i lavori verrà principalmente realizzato attraverso la posa in opera di alcune stazioni strumentate sistematiche, per il monitoraggio in corso d'opera, e di apposite sezioni per il rilievo delle caratteristiche geomeccaniche d'ammasso.

### 7.2 MONITORAGGIO IN CORSO D'OPERA

Con le frequenze indicate nel profilo geomeccanico, parte integrante del presente Progetto, verranno installate delle sezioni sistematiche di acquisizione dati relativamente a:

- Convergenza del cavo, fino al getto del rivestimento definitivo
- Estrusione del fronte, in fase di avanzamento
- Stato tensionale all'interno del rivestimento provvisorio e/o definitivo, fino al completamento dell'opera
- Pressioni idrostatiche a tergo del rivestimento definitivo e nell'ammasso lontano dal cavo

- Inoltre, in corso d'opera, con le frequenze indicate, si dovrà effettuare il rilievo sistematico dei fronti di scavo

### *7.2.1 RILIEVO GEOLOGICO-GEOSTRUTTURALE DEI FRONTI DI SCAVO*

I rilievi consistono nel rilevamento e nella restituzione grafica e numerica delle caratteristiche geologiche-geostrutturali e geomeccaniche dei fronti di scavo durante l'avanzamento secondo le seguenti modalità

Il rilievo Geologico strutturale ha la funzione principale di conferma e verifica delle assunzioni progettuali, nonché di documentazione delle situazioni realmente incontrate in corso d'opera. Si tratta, in sostanza di un rilievo qualitativo dell'ammasso **ogni 25 m** con acquisizione diretta dei dati solo **ogni 50 m** di avanzamento e sempre in condizioni di massima sicurezza per i rilevatori. In ogni caso il numero di rilievi richiesti è da intendersi come numero minimo: eventuali passaggi litologici, litostratigrafici o tettonici di particolare rilevanza verranno analizzati con un rilievo apposito.

I rilievi con acquisizione diretta dei dati dovranno quindi determinare:

- Caratteristiche litologico-stratigrafiche e strutturali
- Caratteristiche geotecniche e geomeccaniche

### *7.2.2 STATO DEFORMATIVO DEL CAVO*

Tali misure consistono nel rilevamento e restituzione grafica e numerica degli spostamenti nel piano trasversale alla galleria, in direzione verticale e orizzontale, di 5 punti per ogni stazione di misura, posizionati sul rivestimento di prima fase, attrezzati con mire ottiche rilevabili mediante strumento topografico di precisione.

La convergenza del cavo si intende riferita sia al valore massimo rilevato sulle varie corde che allo spostamento, in valore assoluto, delle singole mire; verrà inoltre valutato il valore medio delle tre principali misure diametrali condotte (convergenza diametrale media).

### *7.2.2.1 Installazione*

Le basi di misura sono costituite da 5 chiodi di convergenza  $L = 80$  cm posizionati sullo spritz-beton del rivestimento di 1° fase su cui vengono montati altrettanti marcatori costituiti da prismi cardanici riflettenti o target riflettenti, posizionati a ridosso del fronte di scavo alla progressiva della stazione di misura.

Nel caso in cui si manifestassero comportamenti differenziati in termini deformativi tra spritz-beton e centine, a tali chiodi andranno affiancati dei supporti vincolati alle centine, su cui potranno essere montati i già citati marcatori.

### *7.2.2.2 Frequenza delle stazioni e dei rilevamenti*

Fermo restando che l'effettiva distribuzione delle stazioni potrà essere modulata in funzione del reale comportamento dell'ammasso, le stazioni stesse andranno indicativamente installate ogni campo di scavo.

Ciascuna stazione di misura viene posizionata in prossimità del fronte di scavo, in particolare presso l'ultima centina posizionata, a circa 1.0 m dal fronte stesso.

La lettura di riferimento ("0") andrà eseguita prima del successivo sfondo parziale.

### *7.2.2.3 Sistema di acquisizione*

Il sistema di acquisizione dati è costituito da una stazione composta da teodolite e distanziometro elettronico che misurano le posizioni assolute della base di misura rispetto a un sistema di riferimento tridimensionale costituito da capisaldi siti in galleria.

La misura permette di risalire alle coordinate spaziali delle basi con tolleranza  $\pm 2$  mm  $\pm 2$  ppm.

### *7.2.2.4 Restituzione dati*

Il sistema di elaborazione dati deve offrire i seguenti diagrammi e tabulati numerici in funzione del tempo:

- spostamenti trasversali;
- spostamenti verticali;
- spostamenti nel piano (deformata);

- velocità di convergenza (mm/giorno);
- convergenze diametrali.

I dati elaborati per ogni misura di ciascuna stazione vanno forniti entro la giornata in cui è stato eseguito il rilievo.

### *7.2.3 STATO DEFORMATIVO DEL FRONTE*

#### *7.2.3.1 Misure d'estrusione topografiche superficiali (eventuali)*

Tali misure consistono nel rilevamento e nella restituzione grafica e numerica degli spostamenti superficiali del fronte di scavo in senso longitudinale, valutati su nove punti per ogni stazione di misura, attrezzati con mire ottiche che consentano la lettura mediante strumento topografico di precisione.

#### *7.2.3.2 Installazione*

Le basi di misura sono costituite da 9 supporti di dimensioni adeguate, vincolati alla superficie del fronte, ai quali devono essere fissati i target riflettenti. La frequenza di esecuzione di tali misure è di massima pari a:

- n. 1 stazione a fine campo, nel caso di comportamento tipo B e C (solo per le sezioni dotate di preconsolidamento).

Inoltre andrà eseguito un rilevamento a ogni fermo prolungato del fronte (superiore a tre giorni).

#### *7.2.3.3 Frequenza delle letture*

Il numero minimo di letture da eseguire è il seguente:

- lettura di riferimento prima del consolidamento del fronte;
- n. 1 lettura al termine degli interventi di consolidamento;
- n. 1 lettura immediatamente prima di riprendere gli scavi.

#### *7.2.3.4 Sistema di acquisizione*

Il sistema di acquisizione dati è costituito da una stazione composta da teodolite e distanziometro elettronico che rilevano le posizioni assolute delle basi di misura rispetto a un sistema di riferimento tridimensionale fisso costituito da capisaldi siti in galleria. Le misure permettono di risalire alle coordinate spaziali delle nove basi e quindi allo spostamento in direzione longitudinale delle stesse.

La tolleranza massima consentita è di  $\pm 2 \text{ mm} \pm 2 \text{ ppm}$ .

#### *7.2.3.5 Restituzione dati*

Il sistema di elaborazione dati avviene su apposito software e si richiede la restituzione grafica e numerica di:

- spostamenti lungo l'asse della galleria per ogni punto;
- spostamenti integrati nelle due direzioni x e y.

Tutti i dati elaborati vanno forniti in tempo reale.

#### *7.2.3.6 Misure d'estrusione estensimetriche (eventuali)*

Tali misure consistono nel rilevamento e nella restituzione grafica e numerica degli spostamenti longitudinali, lungo basi di misura poste all'interno di una "colonna" estensimetrica posizionata in asse galleria in avanzamento rispetto al fronte, all'interno di un foro di sondaggio sub-orizzontale (leggermente "a bere").

#### *7.2.3.7 Installazione*

La misura va effettuata ogni campo d'avanzamento in corrispondenza delle sezioni tipo C per le sezioni tipo B si prevede l'esecuzione di una misura ogni due campi d'avanzamento e comunque la posizione ed il numero esatto saranno precisate in corso d'opera in funzione delle condizioni di ammasso

Lo strumento necessario è un estensimetro tipo "sliding micrometer" o "sliding deformer", costituito da una serie di tubi in PVC, muniti di ancoraggi anulari posti a

distanza di 1 metro l'uno dall'altro, collegati telescopicamente sino alla lunghezza voluta e resi solidali al foro mediante l'iniezione di miscele cementizie leggermente espansive.

Eseguito il foro di sondaggio della lunghezza  $\geq 30$  m viene inserita la colonna, costituita da tubi in PVC preventivamente pre-assemblati in tratte di lunghezza non superiore a 5-6 m, completando l'assemblamento durante l'installazione. Nella medesima fase vengono posizionate le cannette per l'iniezione mediante nastro adesivo: se ne prevedono sempre almeno due, una sino a fondo foro e una sino a metà lunghezza.

Per favorire il centraggio della colonna nel foro si utilizzano distanziatori in gomma o materiale simile. Al termine del posizionamento si procede all'iniezione di una miscela cementizia leggermente espansiva (acqua, cemento, bentonite), eventualmente additivata per accelerarne la presa.

L'iniezione viene eseguita attraverso la cannetta più profonda sino a circa metà lunghezza, quindi attraverso la cannetta superiore sino a bocca foro.

#### *7.2.3.8 Frequenza delle letture*

Attesa la maturazione dell'iniezione si procede alla lettura di riferimento prima della ripresa dell'avanzamento.

Le successive letture vanno così cadenzate:

– n. 1 lettura ogni giorno, oppure una lettura ogni 3 m di avanzamento (delle due opzioni va privilegiata quella con maggior frequenza), fino a quando restano in opera almeno 12 m di tubo. Successivamente si eseguirà, se necessario, un nuovo tubo e sarà abbandonato il vecchio. Durante le lavorazioni che comportano fermi del fronte (consolidamento, arco rovescio ecc.) sarà necessario eseguire una lettura appena terminato lo scavo e una appena prima di riprenderlo.

#### *7.2.3.9 Sistema di acquisizione*

Si compone di:

– 1 sonda della lunghezza pari a 1.00 m, composta schematicamente da due teste sferiche, da un trasduttore di spostamento di tipo induttivo e da un tubo di protezione a tenuta idraulica. Il posizionamento della sonda deve avvenire mediante l'uso di aste che permettano di far scorrere lo strumento da una base di misura alla successiva, di ruotarlo e

di mandarlo in battuta contro due ancoraggi anulari successivi, che sono muniti di sede conica. L'accoppiamento testa sferica–ancoraggio conico deve assicurare un posizionamento della sonda con tolleranza massima di 0.02 mm/m.

– 1 centralina di lettura collegata a un calcolatore portatile che permetta l'acquisizione automatica dei dati.

#### *7.2.3.10 Restituzione dati*

Si richiede la restituzione grafica e numerica dei seguenti dati:

- spostamenti relativi di ciascuna coppia di ancoraggi adiacenti in funzione della profondità (grafico degli spostamenti differenziali);
- sommatoria degli spostamenti differenziali (spostamenti integrati o cumulativi), rispetto alla base più profonda che viene ipotizzata fissa.

Tale restituzione deve avvenire nell'arco della giornata in cui è stata redatta la misura.

### *7.2.4 MISURE CON CELLE DI CARICO E BARRETTE ESTENSIMETRICHE*

Tali misure consistono nel rilevamento e nella restituzione grafica e numerica dello stato tensionale entro i rivestimenti di 1a fase e definitivo, attraverso celle di carico e barrette estensimetriche. In particolare le tensioni sulla centina verranno misurate con barrette posizionate sull'anima (intradosso ed estradosso) e con celle di carico inserite fra le piastre di giunzione della centina ad altezza delle reni, mentre quelle entro il calcestruzzo del rivestimento definitivo con barrette estensimetriche a corda vibrante, posizionate all'extradosso e all'intradosso della sezione da monitorare.

#### *7.2.4.1 Installazione*

Si prevede l'installazione di 3 coppie di barrette estensimetriche (1 in calotta e 2 sui piedritti) posizionate nel rivestimento di 1a fase (sull'anima delle centine) e l'installazione di 6 coppie di barrette estensimetriche a corda vibrante all'interno del rivestimento definitivo (5 nell'arco di calotta e 1 in arco rovescio); in quest'ultimo caso devono essere



installate anche delle barrette supplementari, al fine di valutare gli effetti del ritiro e della variazione di temperatura all'interno del calcestruzzo. Saranno inoltre installate 2 celle di carico fra le piastre di giunzione delle centine ad altezza delle reni.

#### *7.2.4.2 Modalità di rilevamento*

Il sistema di rilevamento dei dati avviene mediante il posizionamento di celle di carico e barrette estensimetriche, in funzione dello stato tensionale che si vuole rilevare, poste in opera nel numero e nei punti indicati in progetto, con gli accorgimenti necessari per una perfetta installazione e funzionamento.

##### a) celle di carico

La cella di carico tipo è costituita da un corpo in acciaio inossidabile sensibilizzato da una serie di griglie estensimetriche (strain-gauges) applicate alla superficie interna del corpo stesso e isolate. Una piastra di acciaio permette l'omogenea ripartizione del carico sull'intero corpo della

cella. La deformazione indotta dal carico alla cella viene rilevata dagli strain-gauges e trasformata in un segnale elettrico proporzionale al carico agente. Le celle di carico vengono impiegate fra le piastre di giunzione della centina ad altezza delle reni per valutare il carico che esse trasmettono al loro piede e quindi la pressione a cui esse sono sottoposte, negli altri casi si usano le barrette estensimetriche.

##### b) barrette estensimetriche (resistive e a corda vibrante)

Le barrette estensimetriche sono composte da una barra in acciaio zincato di sezione rettangolare forata all'estremità per permettere la connessione di eventuali prolunghe ed alla quale sono applicati, nella parte centrale, estensimetri elettrici. La disposizione degli estensimetri deve permettere di compensare il segnale elettrico dagli effetti termici e dalla flessione. Strati sovrapposti di resine sono posti a protezione della parte sensibilizzata della barra per preservarne la funzionalità in caso di urti o immersione. Le barrette estensimetriche sono sensibilizzate mediante strain-gauges collegati tra loro a ponte intero in grado di rilevare la deformazione assiale della barra. Tale deformazione induce una variazione di resistenza all'interno del ponte che viene misurata con apposita centralina o sistema automatico di acquisizione dati. Nelle barrette è inoltre applicata un'elettronica di amplificazione e conversione del segnale, grazie alla quale si possono eseguire misure allo stesso modo delle celle di carico. Le barrette estensimetriche a corda vibrante sono

costituite da un cavo in acciaio armonico teso tra due blocchi, fissati a loro volta all'anima della centina, mediante bullonamento o resinatura. La frequenza di vibrazione del cavo di acciaio è funzione delle deformazioni della centina nella sezione considerata. Mediante l'applicazione della legge di Hooke ( $\sigma = \epsilon \cdot E$ ) è possibile risalire allo stato tensionale presente.

Il campo di misura e la precisione richiesta è il seguente:

a) celle di carico

- campo di misura  $0 \div 200$  t , in funzione della sezione applicata
- sovrapp. massima 120% F.S.
- sensibilità 0.1% F.S.
- precisione 1% F.S.

b) barrette estensimetriche resistive

- campo di misura  $-1500 \div +1500$   $\mu\epsilon$
- sovrapp. massima 150 % F.S.
- precisione  $\leq 1\%$  F.S.
- segnale di uscita  $4 \div 20$  mA

c) barrette estensimetriche a corda vibrante

- campo di misura  $-3300 \div +3300$   $\mu\epsilon$
- sovrapp. massima 20 % F.S.
- precisione  $\leq 1\%$  F.S.
- segnale di uscita Hz

#### *7.2.4.3 Frequenza delle letture*

Il numero minimo di letture da eseguire dopo la misura iniziale di riferimento per ogni cella di carico o barretta estensimetrica è il seguente:

- 1 misura ogni tre giorni con il fronte distante fino a 30 m;
- 1 misura alla settimana con il fronte distante da 30 a 60 m;
- 1 lettura al mese con il fronte distante più di 60 m o a getto del rivestimento definitivo avvenuto, fino alla completa stabilizzazione. Potranno essere richieste ulteriori misure di controllo della effettiva stabilizzazione.

Solo per gli strumenti annegati nel getto di rivestimento:

- 1 misura alla settimana per i primi 2 mesi;
- 1 lettura al mese fino al termine dei lavori.

#### *7.2.4.4 Restituzione dati*

Il sistema di elaborazione dati avviene su software apposito e si richiedono i seguenti diagrammi e tabulati numerici:

- Carichi in funzione del tempo;
- Tensioni in funzione del tempo.

I dati elaborati per ciascuna stazione vanno forniti in tempo reale.

#### *7.2.5 MISURE PIEZOMETRICHE AL CONTORNO DEL CAVO*

Tali misure consistono nel rilevamento e nella restituzione grafica e numerica delle pressioni idrostatiche a tergo del rivestimento definitivo e nell'ammasso lontano dal cavo mediante un'apparecchiatura (piezometro) posta all'interno di un foro di sondaggio eseguito dall'interno della galleria.

##### *7.2.5.1 Installazione*

La messa in opera dei piezometri richiede l'esecuzione di un foro di sondaggio, all'interno del quale vengono posizionati i piezometri nel numero e alle quote previste in progetto. E' richiesta l'installazione di uno dei seguenti tipi di piezometri:

a) piezometro tipo Casagrande

E' costituito da una cella permeabile collegata ad una coppia di tubi aperti, normalmente del diametro di 20 mm. I due tubi, utilizzati per la disareazione dello strumento, sono sigillati alla quota della cella, rispettivamente da un trasduttore di pressione (dotato di una custodia appositamente sagomata e di un anello di tenuta), e da un tappo con tenuta, in

modo da realizzare un piezometro “chiuso”, che ha il vantaggio di tempi di risposta molto brevi. Il trasduttore consente la misura automatica e può essere recuperato. La misurazione viene effettuata determinando il livello dell’acqua nei due tubi.

campo di misura: 0 ÷ 50 bar

precisione :  $\leq 0.3\%$  F.S

#### b) piezometro pneumatico

Sono costituiti da un diaframma flessibile che controlla una valvola pneumatica, la quale indica quando la pressione del gas immesso dall’operatore nel sistema pneumatico eguaglia la pressione neutra della cavità.

#### c) piezometri a corda vibrante

In questi tipi di piezometri a diaframma, l’inflessione dell’elemento sensibile sotto l’azione della pressione dell’acqua viene rilevata con sensori a corda vibrante; il segnale, modulato in frequenza, è poco sensibile all’influenza dei fattori esterni e alla lunghezza o alle caratteristiche delle linee di trasmissione.

campo di misura: 0 ÷ 50 bar

precisione :  $\leq 0.3\%$  F.S.

#### d) piezometro elettrico

In un altro tipo di trasduttore di pressione neutra, il carico esercitato dall’acqua, entrando questa in una camera interna dello strumento, va a sollecitare un diaframma in ceramica su cui sono fotoincisi degli estensimetri; la deformazione del diaframma è misurata in termini di variazione di resistenza di un ponte Wheatstone e quindi trasformata in segnale elettrico corrente, facilmente misurabile anche a lunga distanza.

#### e) piezometro continuo

Nei casi in cui la distribuzione delle pressioni interstiziali è complessa, piezometri singoli non forniscono indicazioni adeguate. Rilevare il carico piezometrico lungo una stessa direttrice a distanze diverse dalle pareti di scavo permette di valutare l’entità dei gradienti idraulici e di verificare la funzionalità dei drenaggi eventualmente messi in opera. Indicazioni più complete possono essere ricavate dai cosiddetti piezometri continui: si tratta sostanzialmente di tubi sulla cui parete vi è una serie di punti di presa di pressione, costituiti da una membrana elastica su cui agisce esternamente la pressione dell’acqua; un

senso inserito nel tubo e localizzato con precisione nel punto di misura rileva la pressione che è necessaria per equilibrare in quel punto quella neutra.

campo di misura: 0 ÷ 20 bar

precisione :  $\leq 0.3\%$  F.S.

#### *7.2.5.2 Frequenza rilevamenti*

I piezometri saranno indicativamente installati secondo le frequenze indicate nel “Profilo Geomeccanico”. A seguito dell’installazione e delle successive manovre di spurgo si procede alla lettura di riferimento. Le successive letture sono così cadenzate:

- 1 lettura la settimana fino ad 1 mese dal getto del rivestimento definitivo;
- 1 lettura ogni 15 giorni per i seguenti 5 mesi;
- 1 lettura al mese fino al termine dei lavori.

#### *7.2.5.3 Sistema di acquisizione*

Si compone di un manometro e di un’unità di lettura elettronica dedicata in grado di alimentare i trasduttori e di visualizzare su display alfanumerico il segnale di ritorno.

#### *7.2.5.4 Restituzione dati*

Il sistema di elaborazione dati avviene su software apposito e si richiedono i diagrammi ed i tabulati relativi alle variazioni della pressione neutra in funzione del tempo.

### *7.2.6 INDAGINI GEOGNOSTICHE IN AVANZAMENTO (EVENTUALI)*

Per valutare l’effettiva presenza e posizione di possibili zone tettonizzate si prevede l’esecuzione di una serie di sondaggi in avanzamento (di lunghezza adeguata) rispetto al fronte di scavo. Potranno essere eseguiti sondaggi in avanzamento in prossimità dei passaggi tra differenti formazioni. Tali sondaggi potranno permettere la valutazione delle caratteristiche geomeccaniche dei materiali e la presenza di eventuali battenti idraulici. Le osservazioni ed i rilevamenti del fronte di scavo potranno indicare l’effettiva progressiva da cui lanciare tali prospezioni geologiche.

### 7.2.7 CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono state esaminate le problematiche progettuali connesse alla realizzazione della galleria naturale Cozzo Garlatti.

Le fasi progettuali contenute nella presente relazione si articolano nei seguenti punti fondamentali:

- FASE CONOSCITIVA, in cui viene esaminato il quadro geologico e geomeccanico sulla scorta degli studi e delle indagini intrapresi;
- FASE DI DIAGNOSI, in cui viene individuato il probabile comportamento dell'ammasso allo scavo in funzione delle caratteristiche geomeccaniche e degli stati tensionali agenti;
- FASE DI TERAPIA, in cui vengono stabilite le tipologie di intervento di preconsolidamento, consolidamento e rivestimento ritenute più idonee. In funzione delle caratteristiche d'ammasso riscontrate durante lo scavo è stata prevista l'adozione delle sezioni di avanzamento tipo:

A2-B2

Sono stati eseguiti i calcoli necessari per la valutazione degli stati tensionali agenti sugli elementi strutturali che compongono le sezioni-tipo e le verifiche di resistenza utilizzando sia il metodo delle Linee Caratteristiche che metodi numerici (FDM).

E' stato inoltre esposto il programma di monitoraggio: esso si articola in una serie di operazioni mirate alla valutazione delle caratteristiche dell'ammasso e del suo comportamento tensodeformativo, sia durante lo scavo che nel lungo termine. la raccolta di queste informazioni permetterà di affinare la caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso attraversato. L'esame dei dati raccolti conferma l'adeguatezza statica dell'intervento proposto da progetto.

**ALLEGATI ANALISI NUMERICHE FLAC  
SEZIONE TIPO B2**

JOB TITLE : SEZIONE TIPO B2: MESH DI CALCOLO

(\*10^2)

**FLAC (Version 4.00)**

LEGEND

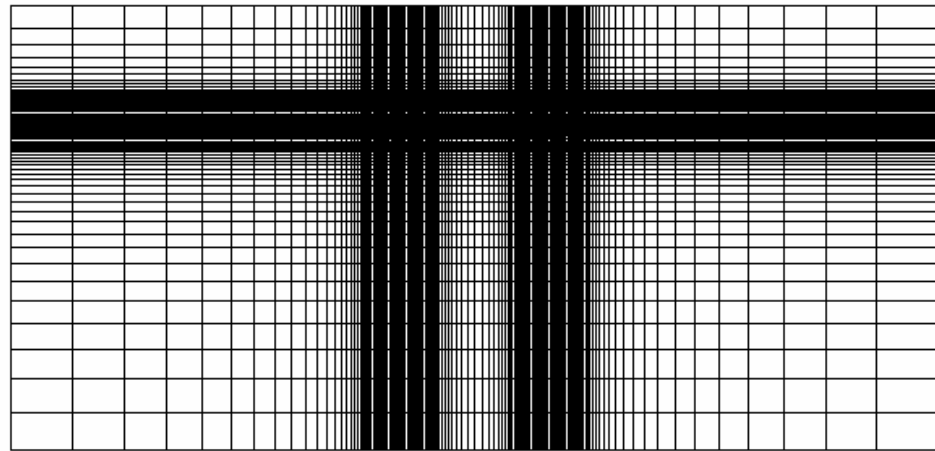
30-Jun-06 11:27

step 202

-1.444E+02 <x< 1.444E+02

-1.741E+02 <y< 1.147E+02

Grid plot



-1.000

-0.500

0.000

0.500

1.000

(\*10^2)

0.750

0.250

-0.250

-0.750

-1.250



JOB TITLE : SEZIONE TIPO B2: PARTICOLARE MESH

(\*10<sup>4</sup>m)

**FLAC (Version 4.00)**

LEGEND

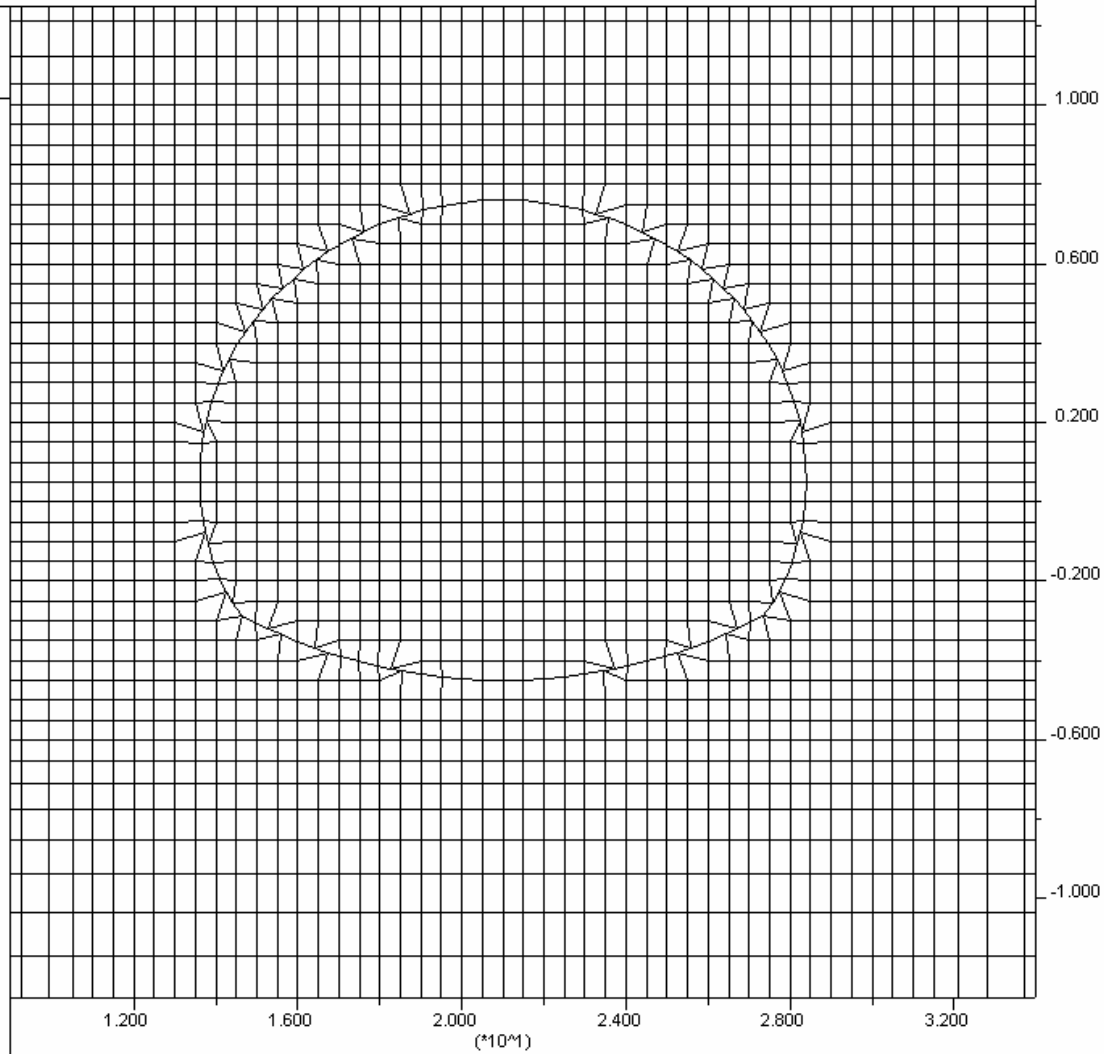
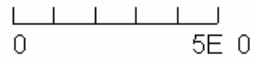
30-Jun-06 11:27

step 202

9.000E+00 <x< 3.400E+01

-1.250E+01 <y< 1.250E+01

Grid plot



**FLAC (Version 4.00)**

LEGEND

30-Jun-06 11:27  
step 202  
-1.444E+02 <x< 1.444E+02  
-1.741E+02 <y< 1.147E+02

bulk\_mod  
■ 1.667E+08



-1.000      -0.500      0.000      0.500      1.000  
(\*10^2)

0.750  
0.250  
-0.250  
-0.750  
-1.250

JOB TITLE : SEZIONE TIPO B2: PARANETRI DI CALCOLO

(\*10<sup>2</sup>)

**FLAC (Version 4.00)**

LEGEND

30-Jun-06 11:27

step 202

-1.444E+02 <x< 1.444E+02

-1.741E+02 <y< 1.147E+02

shear\_mod

■ 7.692E+07



-1.000

-0.500

0.000  
(\*10<sup>2</sup>)

0.500

1.000

0.750

0.250

-0.250

-0.750

-1.250

**FLAC (Version 4.00)**

LEGEND

30-Jun-06 11:27

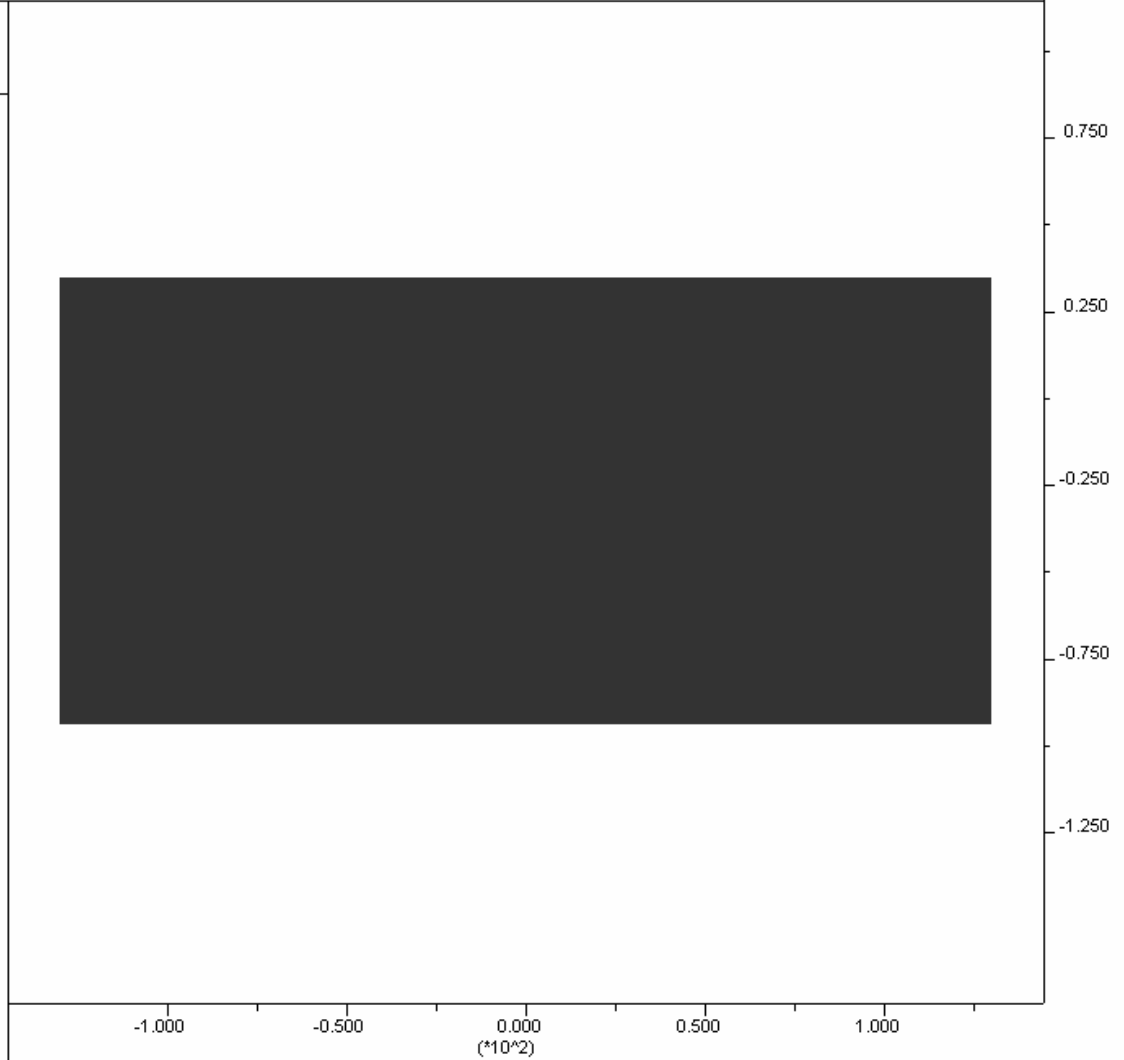
step 202

-1.444E+02 <x< 1.444E+02

-1.741E+02 <y< 1.147E+02

cohesion

■ 3.000E+04



JOB TITLE : SEZIONE TIPO B2: PARANETRI DI CALCOLO

(\*10^2)

**FLAC (Version 4.00)**

LEGEND

30-Jun-06 11:27

step 202

-1.444E+02 <x< 1.444E+02

-1.741E+02 <y< 1.147E+02

friction

■ 3.500E+01



-1.000

-0.500

0.000

0.500

1.000

(\*10^2)

0.750

0.250

-0.250

-0.750

-1.250

JOB TITLE : SEZIONE TIPO B2: NODI STRUTTURALI

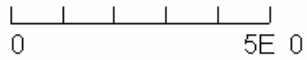
(\*10^4)

**FLAC (Version 4.00)**

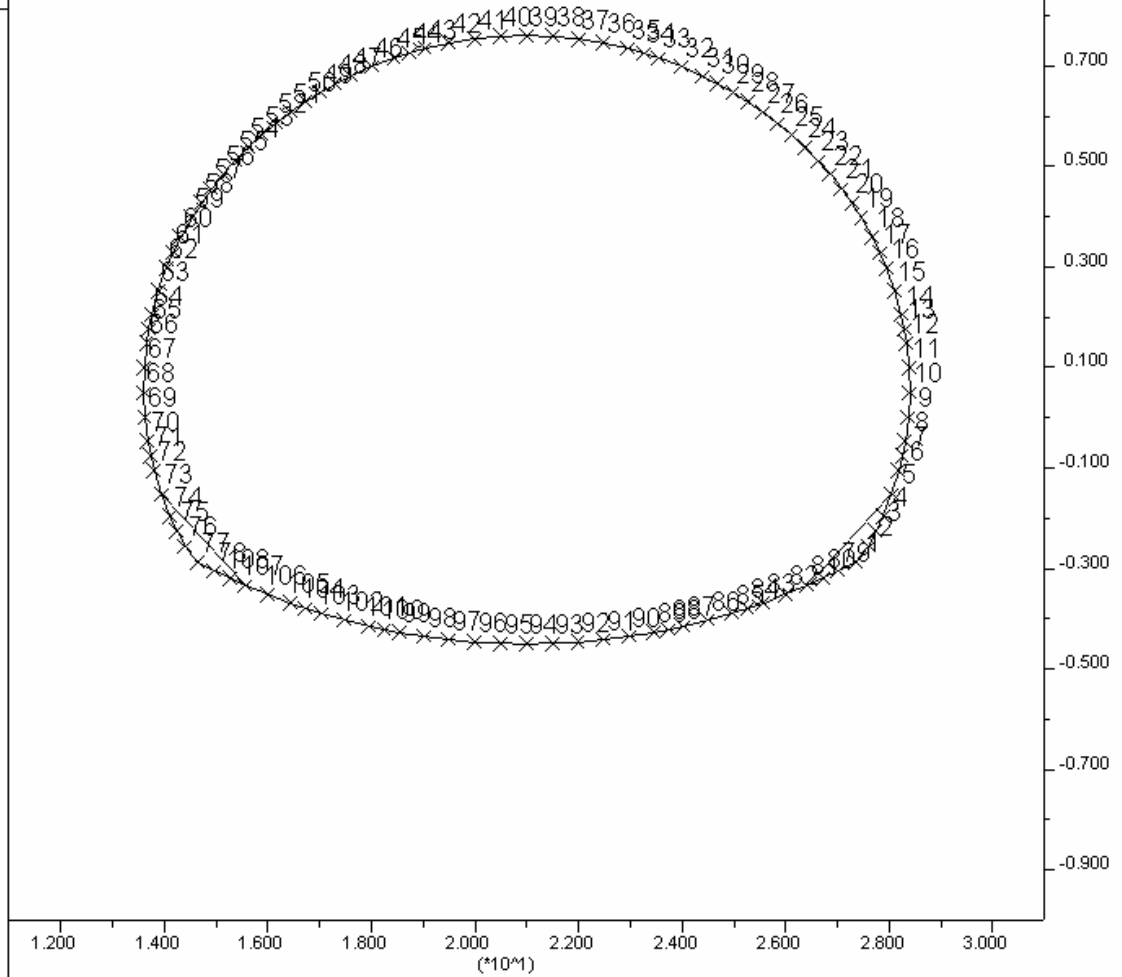
LEGEND

30-Jun-06 12:01  
step 87214  
1.100E+01 <x< 3.100E+01  
-1.000E+01 <y< 1.000E+01

Boundary plot



Structural Node Numbers



JOB TITLE : SEZIONE TIPO B2: NODI STRUTTURALI

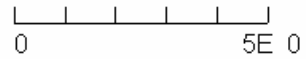
(\*10^4)

**FLAC (Version 4.00)**

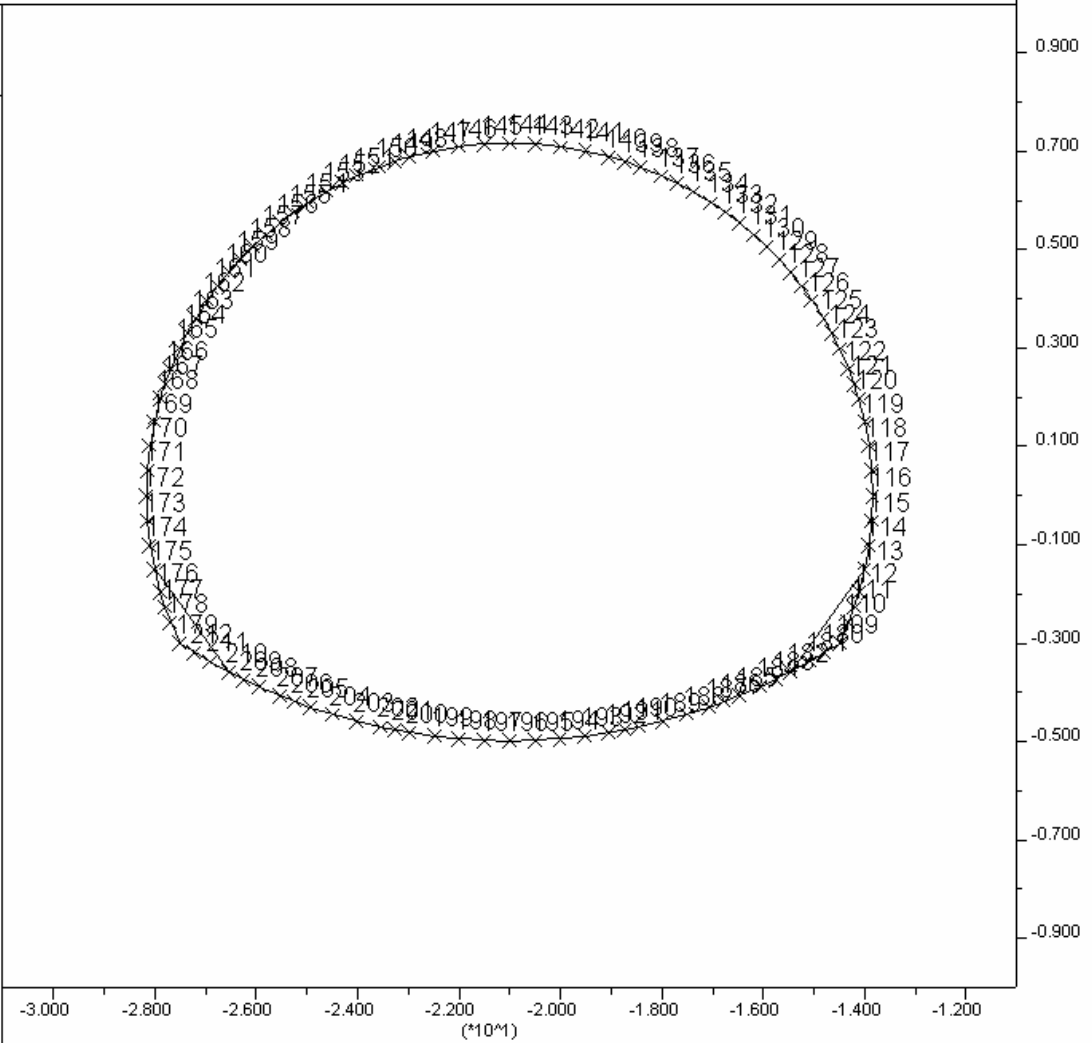
LEGEND

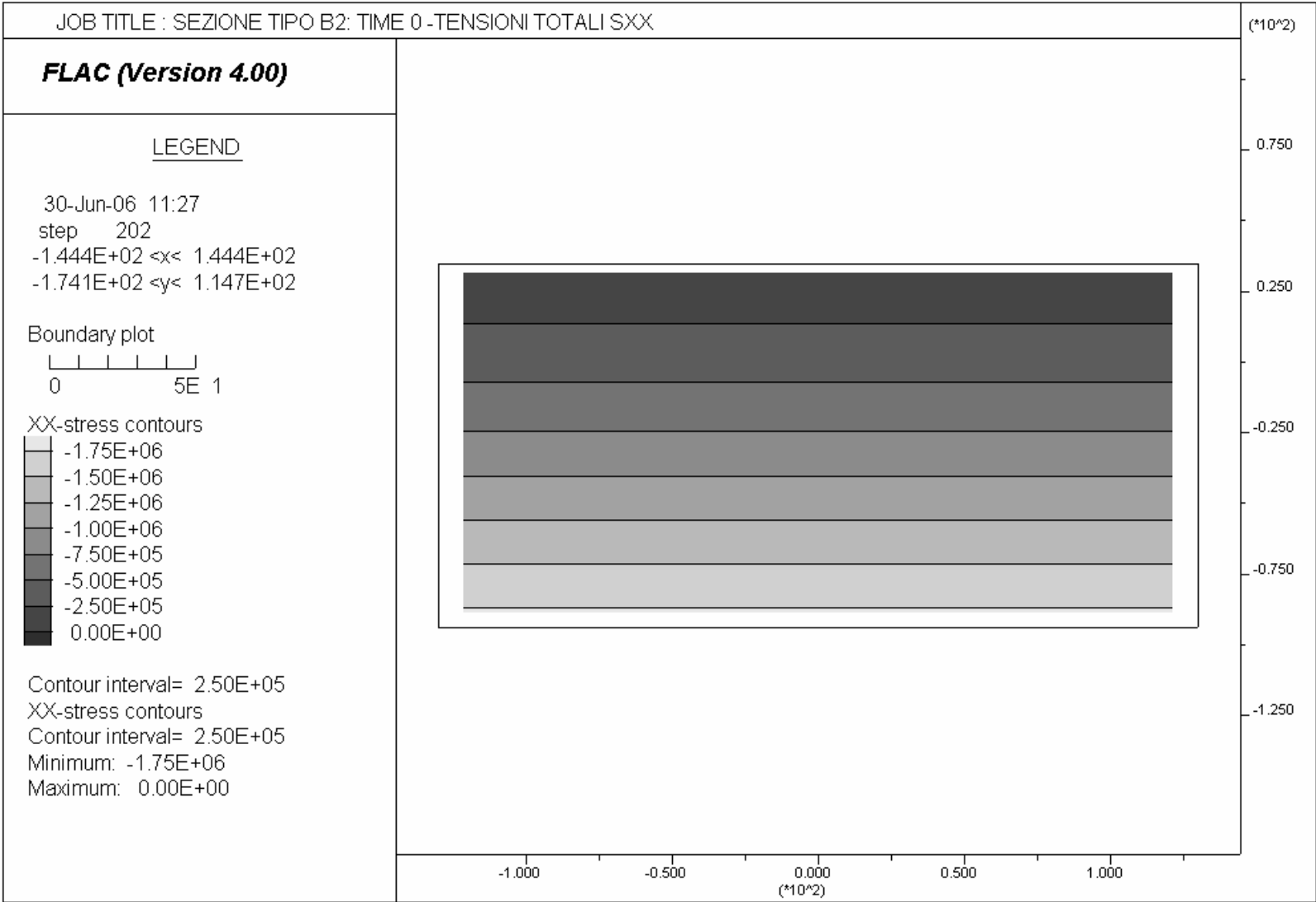
30-Jun-06 12:01  
step 87214  
-3.100E+01 <x< -1.100E+01  
-1.000E+01 <y< 1.000E+01

Boundary plot



Structural Node Numbers







JOB TITLE : SEZIONE TIPO B2: TIME 0 -TENSIONI TOTALI SYY

(\*10<sup>2</sup>)

**FLAC (Version 4.00)**

LEGEND

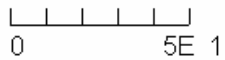
30-Jun-06 11:27

step 202

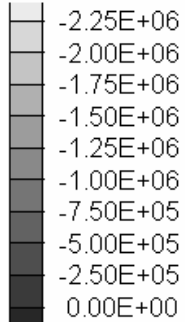
-1.444E+02 <x< 1.444E+02

-1.741E+02 <y< 1.147E+02

Boundary plot



YY-stress contours

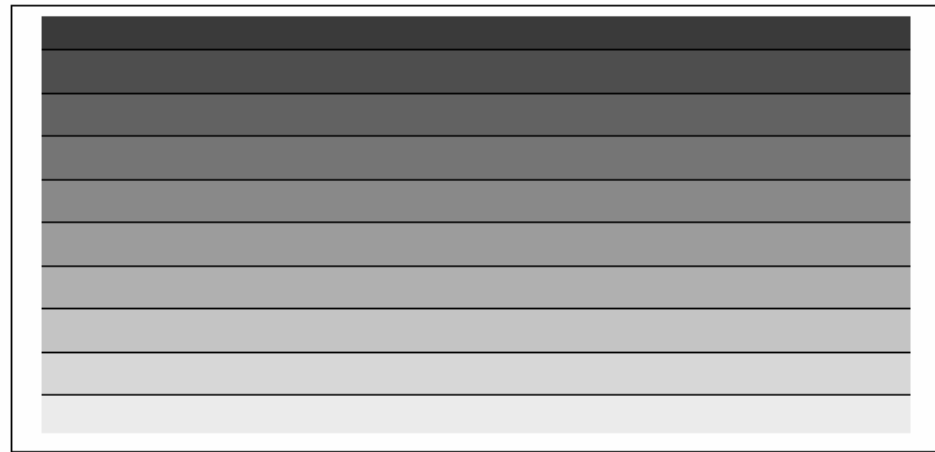


Contour interval= 2.50E+05

YY-stress contours

Contour interval= 2.50E+05

Minimum: -2.25E+06



-1.000

-0.500

0.000

0.500

1.000

(\*10<sup>2</sup>)

0.750

0.250

0.250

-0.250

-0.750

-1.250

JOB TITLE : SEZIONE TIPO B2: TIME 0 -TENSIONI PRINCIPALI

(\*10<sup>2</sup>)

**FLAC (Version 4.00)**

LEGEND

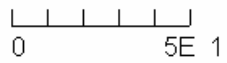
30-Jun-06 11:27

step 202

-1.444E+02 <x< 1.444E+02

-1.741E+02 <y< 1.147E+02

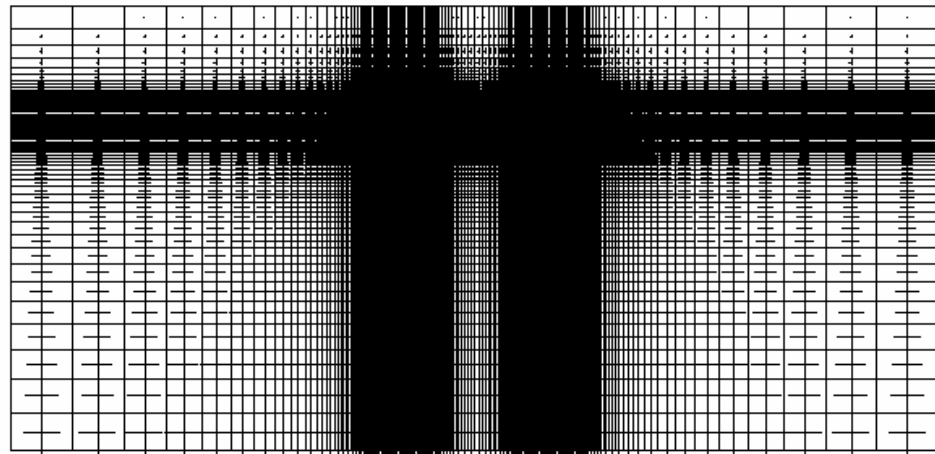
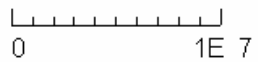
Grid plot



Principal stresses

Max. Value = -3.816E+04

Min. Value = -2.469E+06



-1.000

-0.500

0.000

0.500

1.000

(\*10<sup>2</sup>)

0.750

0.250

-0.250

-0.750

-1.250

**FLAC (Version 4.00)**

LEGEND

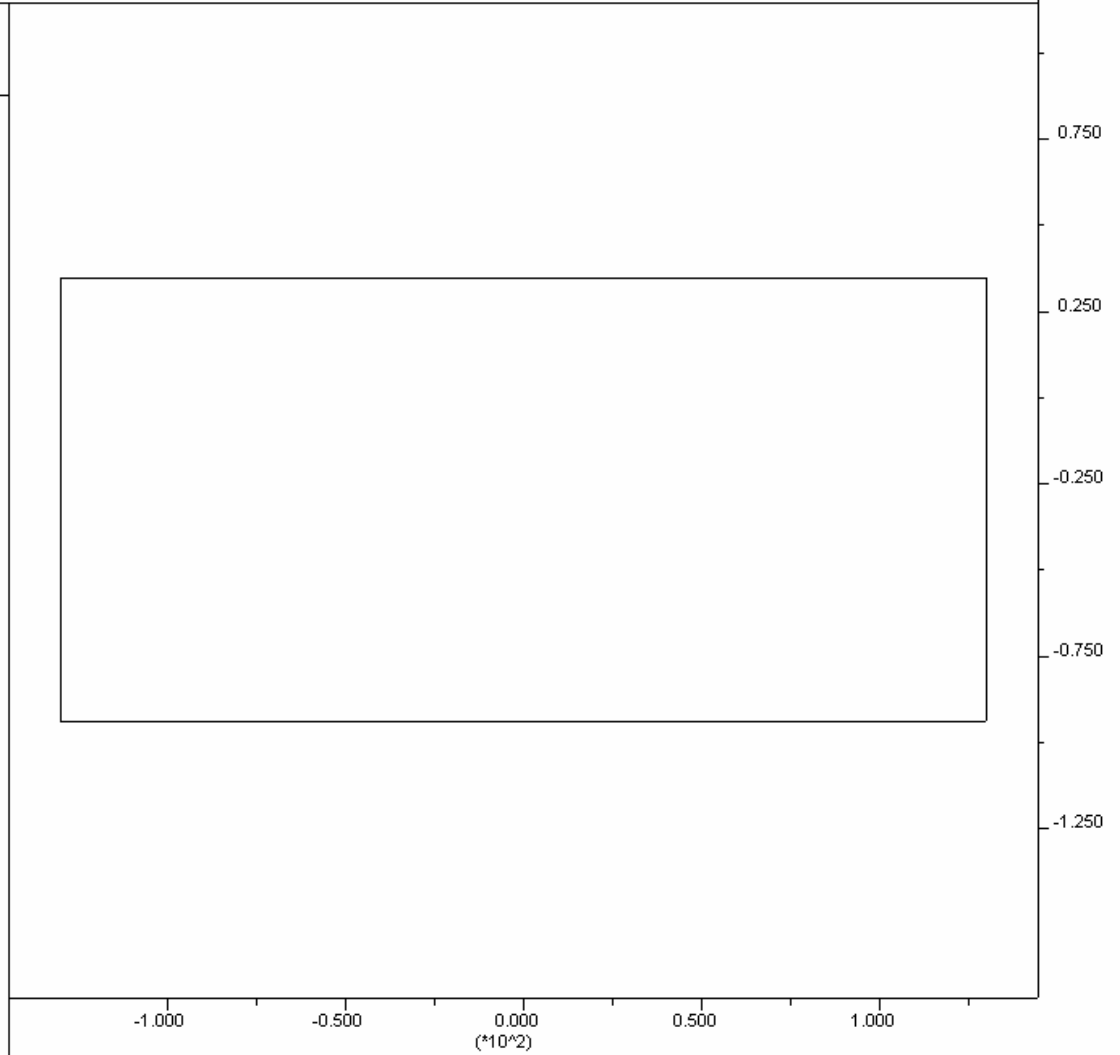
30-Jun-06 11:27  
step 202  
-1.444E+02 <x< 1.444E+02  
-1.741E+02 <y< 1.147E+02

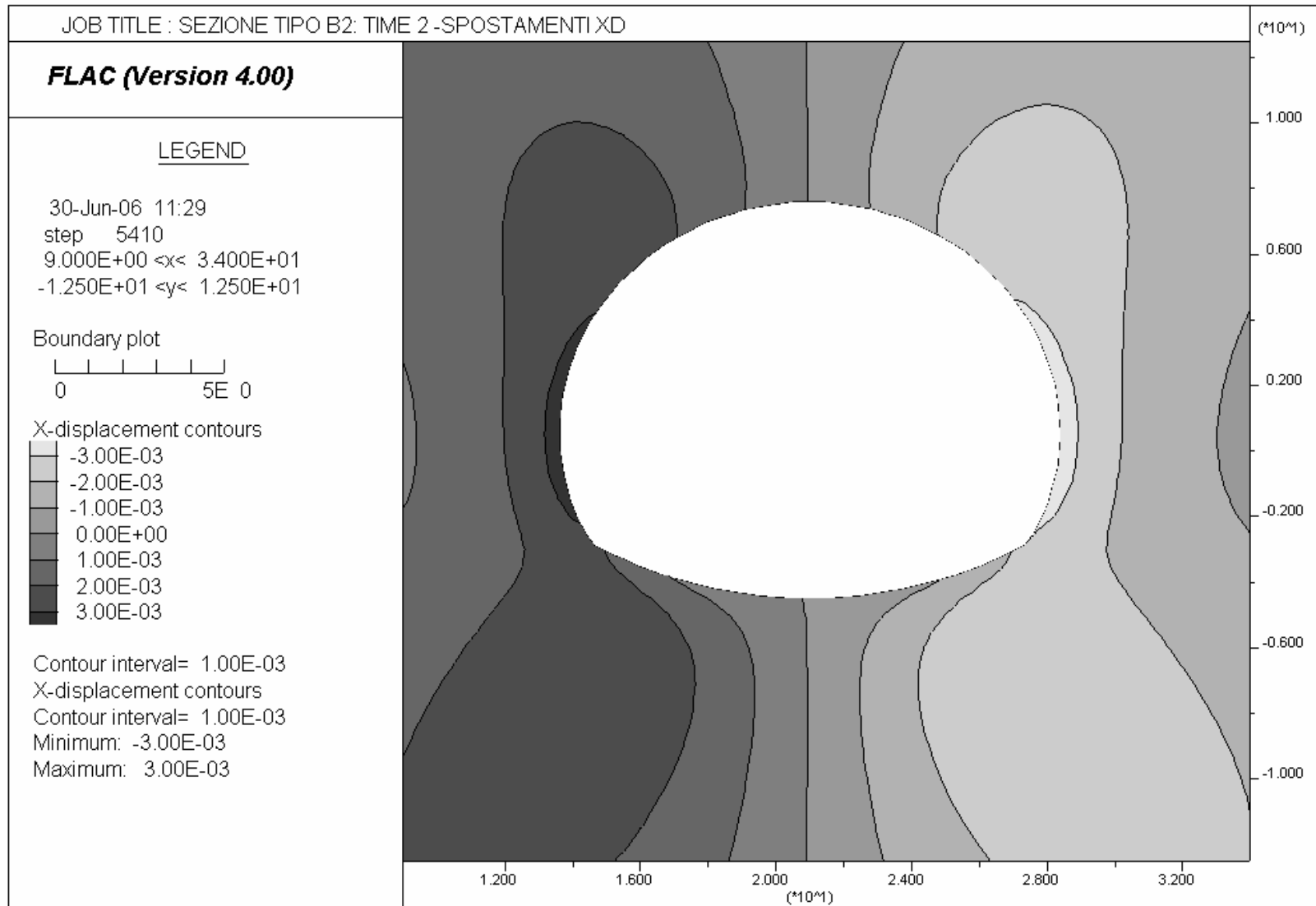
Boundary plot

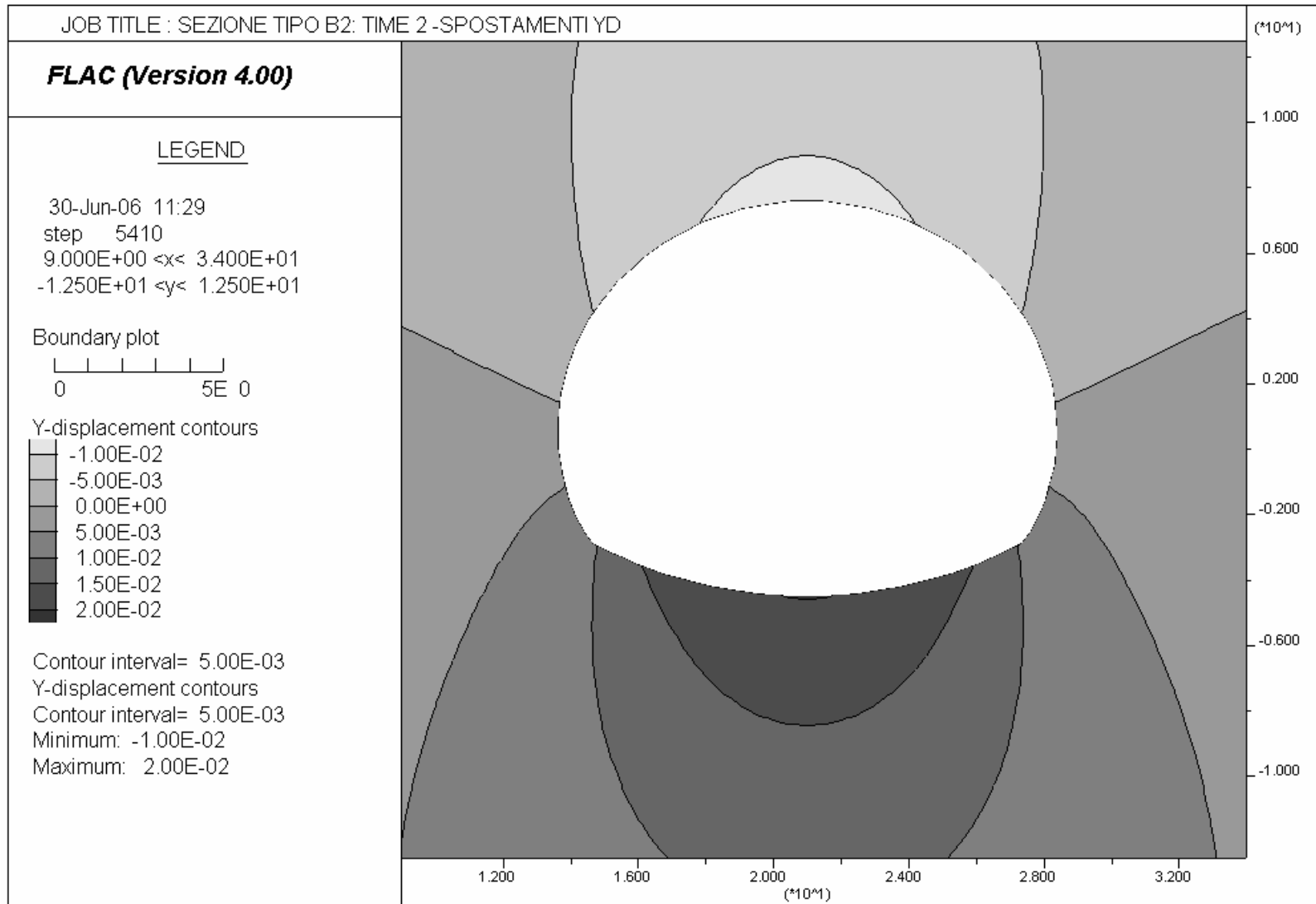


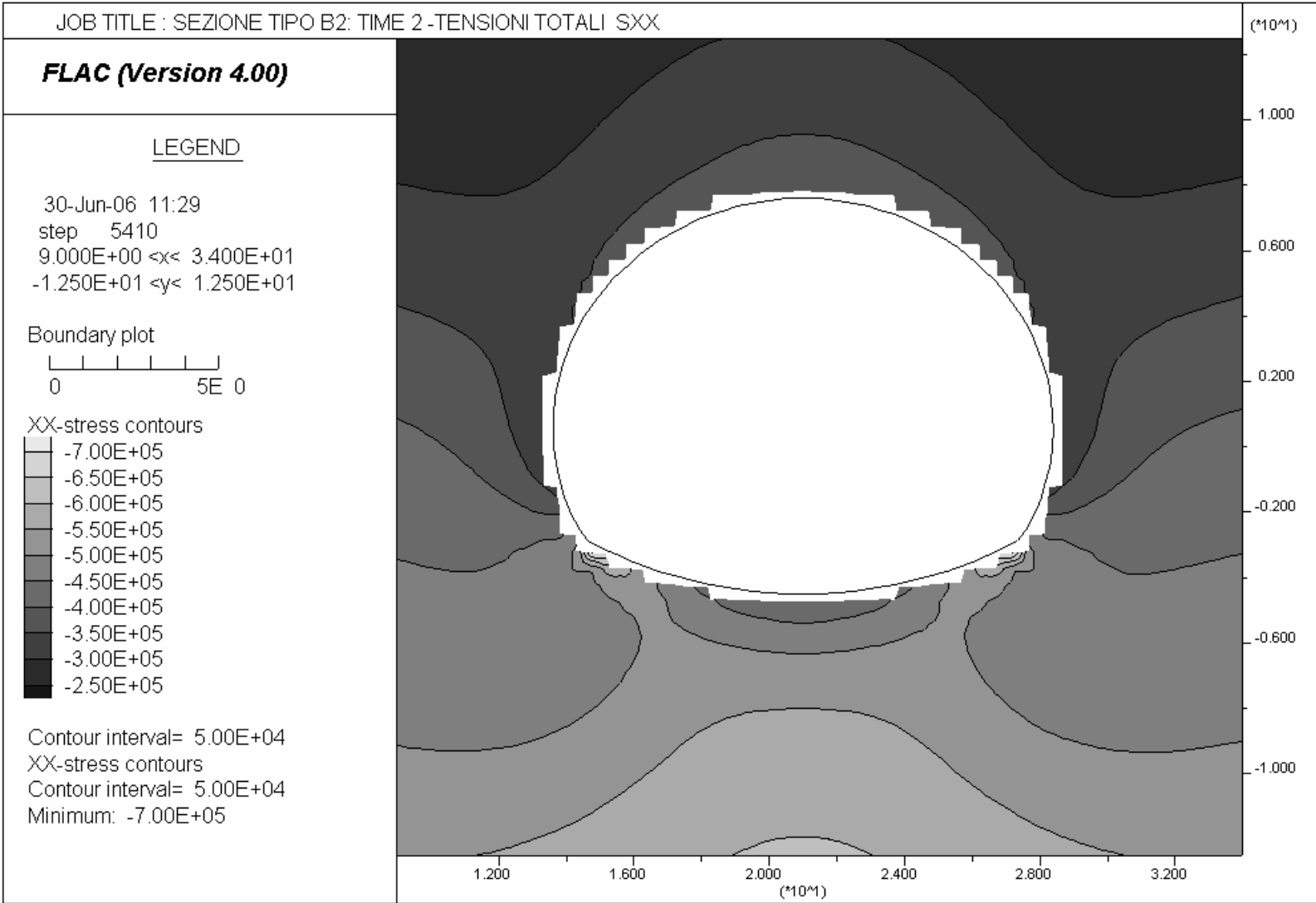
e\_plastic  
\*\*\* All values = 0.00E+00

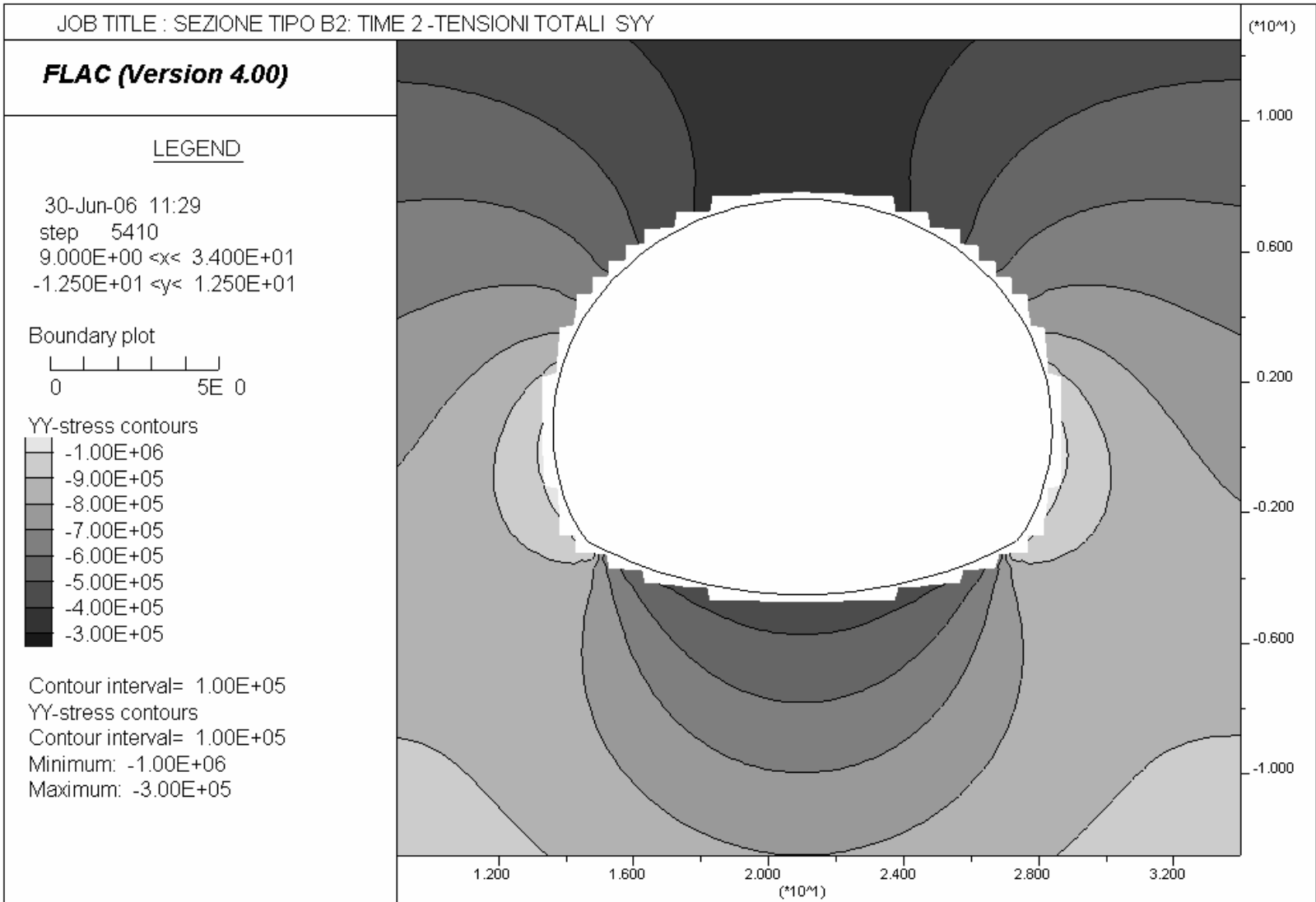
e\_plastic  
\*\*\* All values = 0.00E+00











JOB TITLE : SEZIONE TIPO B2: TIME 2 - DEFORMAZIONI PLASTICHE

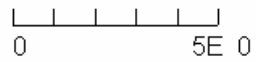
(\*10<sup>4</sup>m)

**FLAC (Version 4.00)**

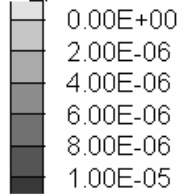
LEGEND

30-Jun-06 11:29  
step 5410  
9.000E+00 <x< 3.400E+01  
-1.250E+01 <y< 1.250E+01

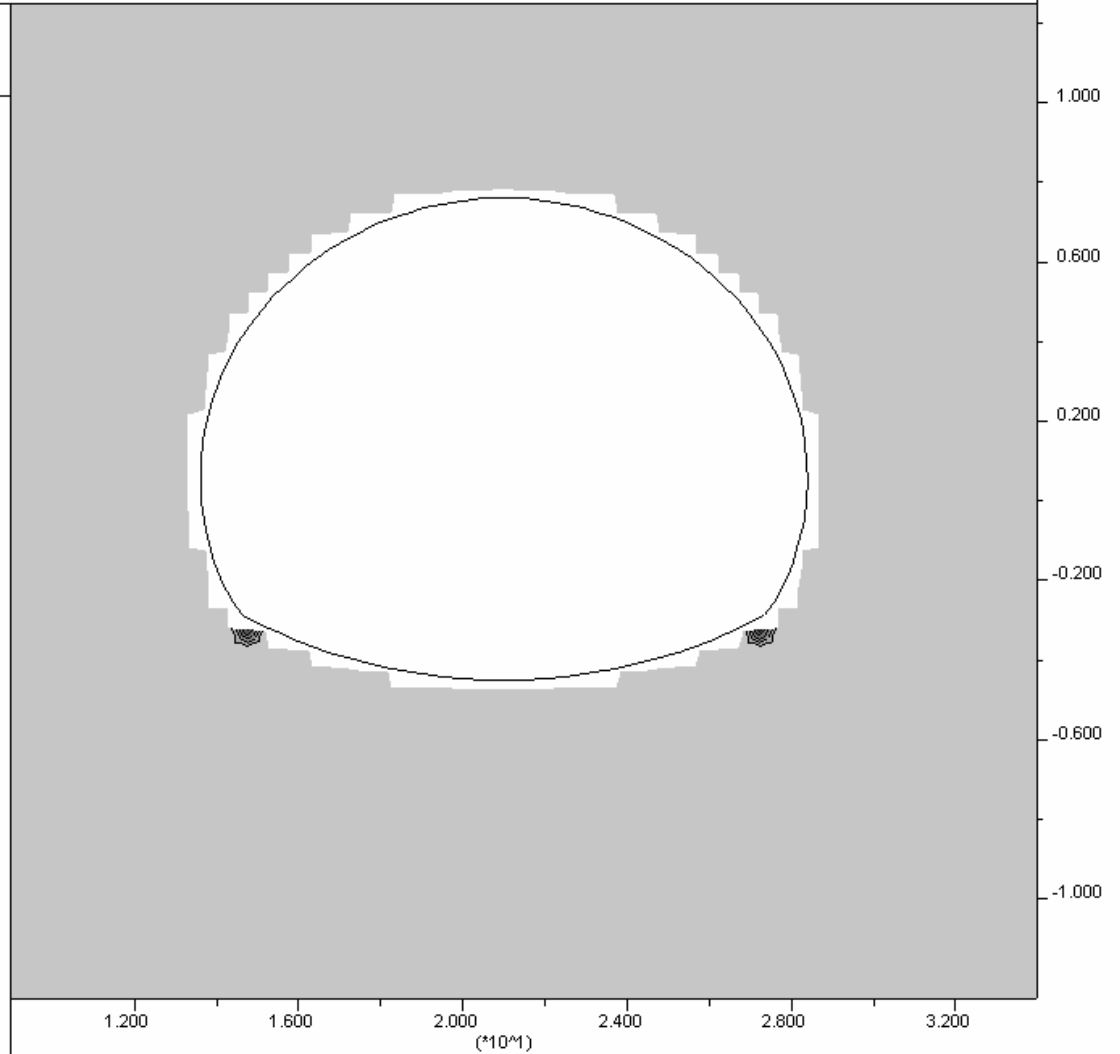
Boundary plot



e\_plastic



Contour interval= 2.00E-06  
e\_plastic  
Contour interval= 2.00E-06  
Minimum: 0.00E+00  
Maximum: 1.00E-05





JOB TITLE : SEZIONE TIPO B2: TIME 2 - SOLLECITAZIONI ASSIALI (CANNA DX)

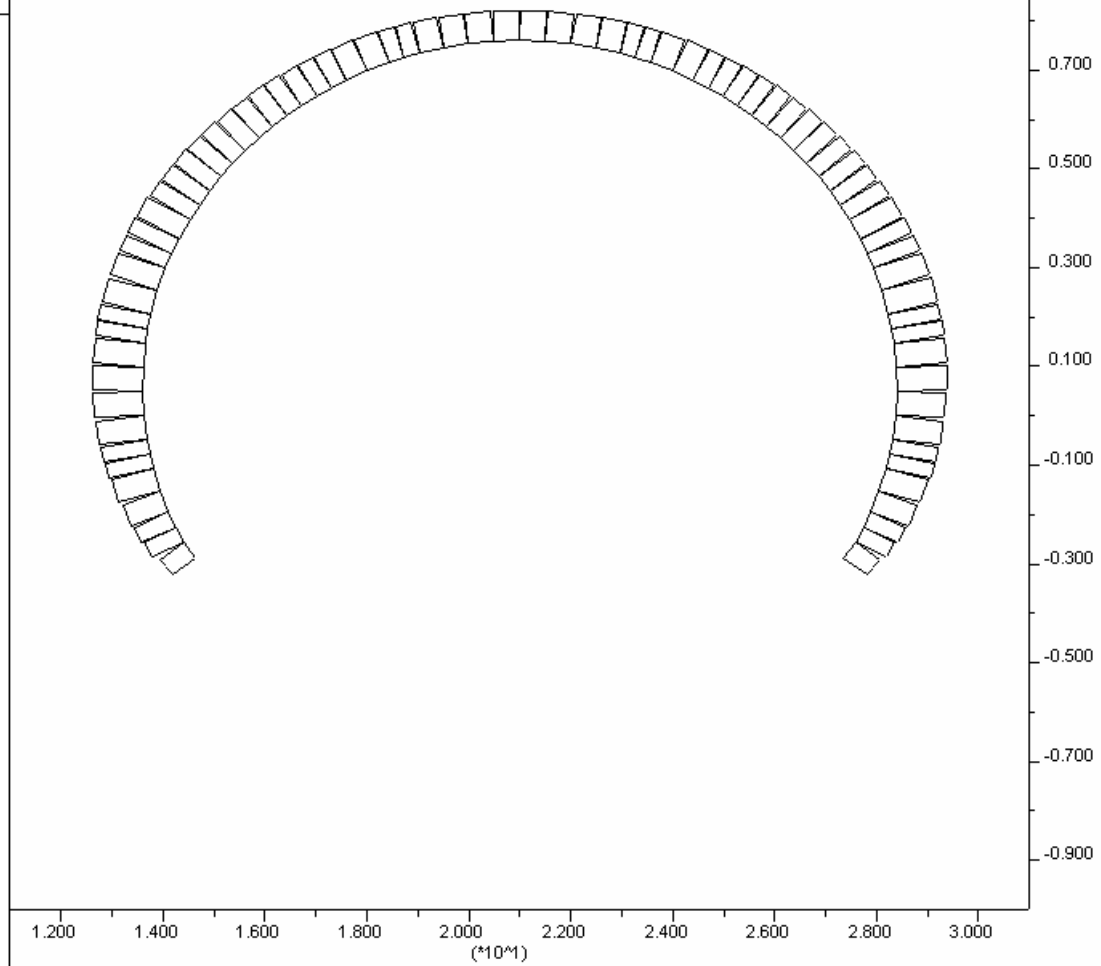
(\*10^4)

**FLAC (Version 4.00)**

LEGEND

30-Jun-06 11:29  
step 5410  
1.100E+01 <x< 3.100E+01  
-1.000E+01 <y< 1.000E+01

Beam Plot  
Axial Force on  
Structure Max. Value  
# 1 (Beam) 2.918E+05



JOB TITLE : SEZIONE TIPO B2: TIME 2 - SOLLECITAZIONI FLETTENTI(CANNA DX)

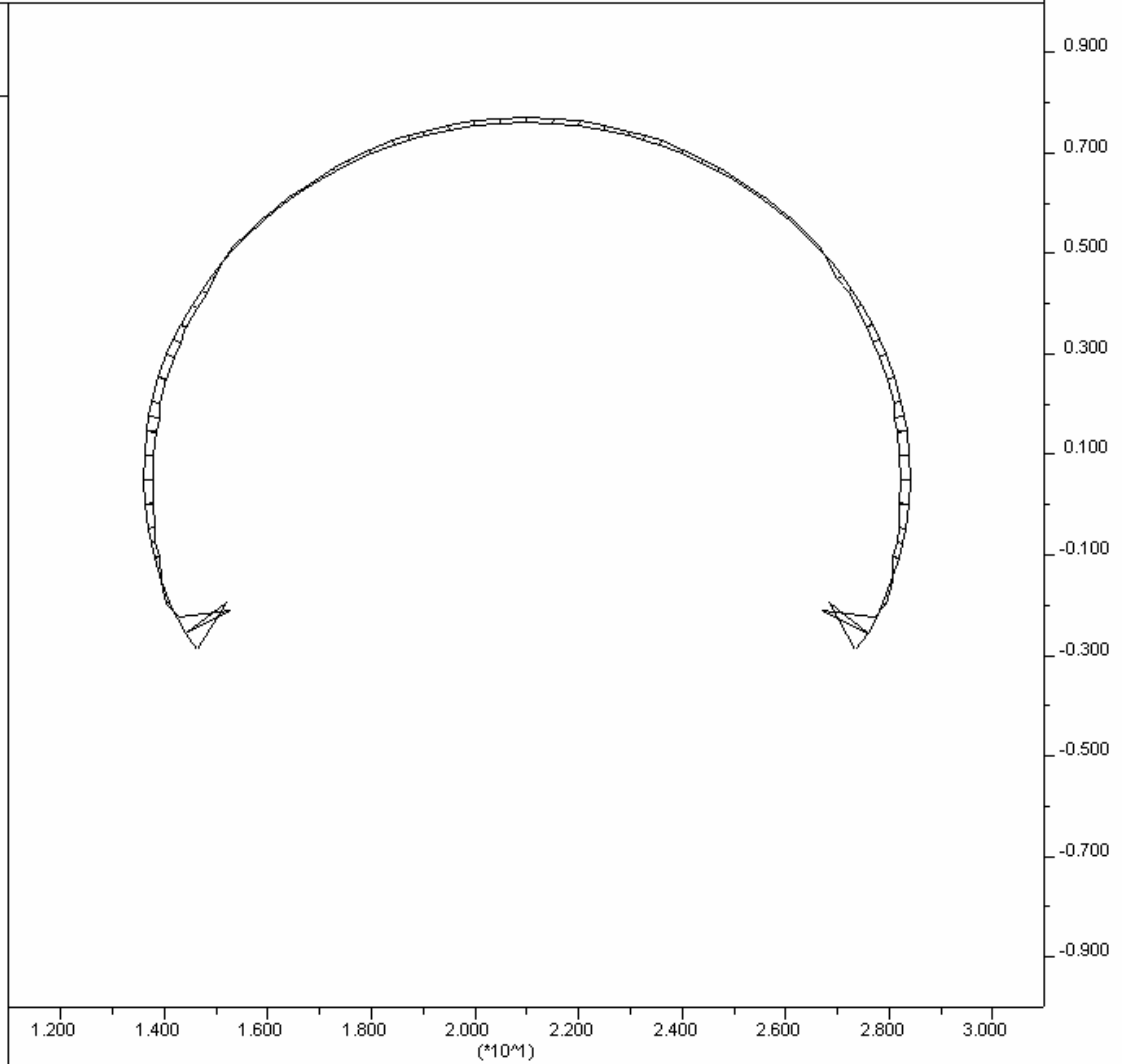
(\*10^4)

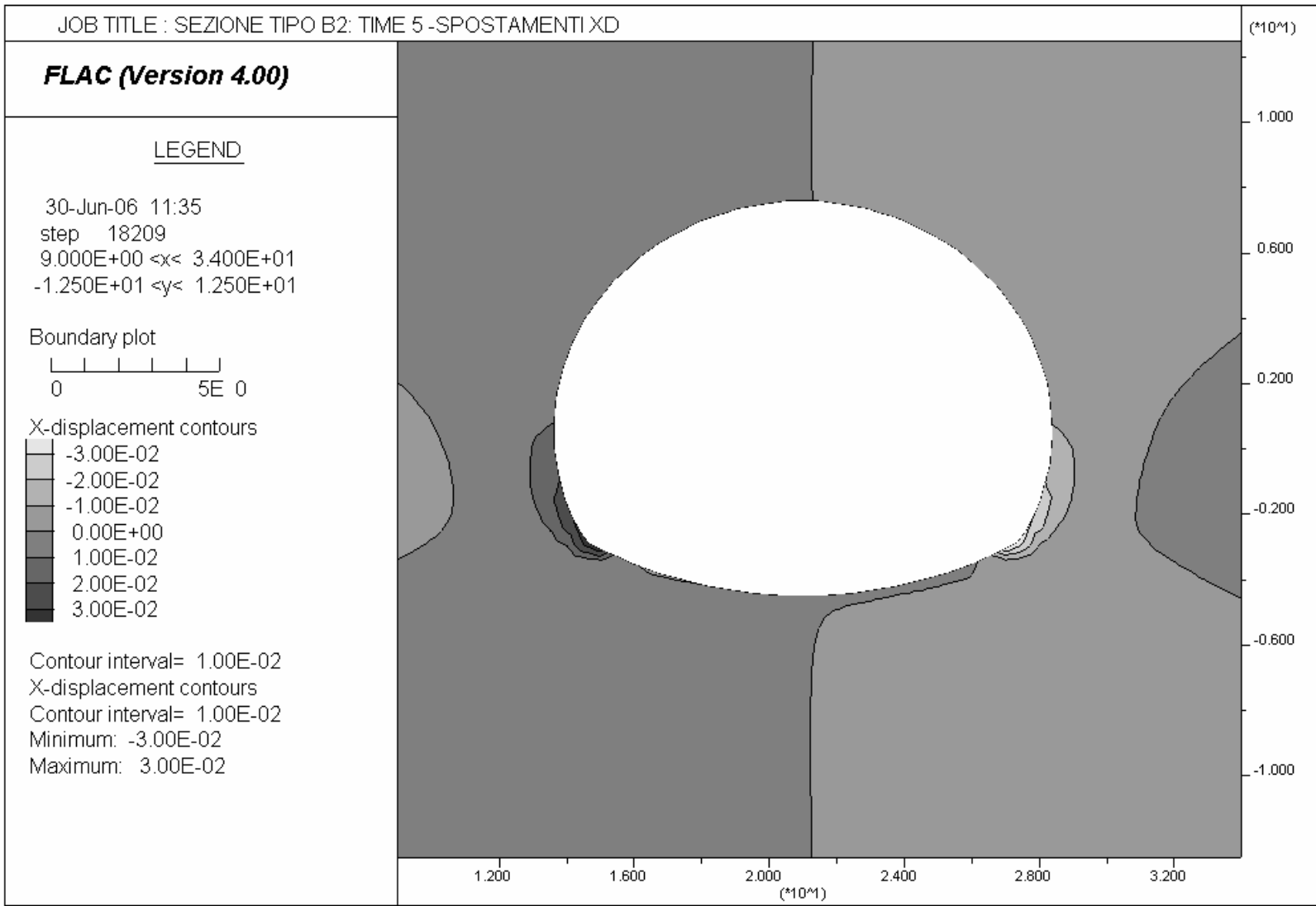
**FLAC (Version 4.00)**

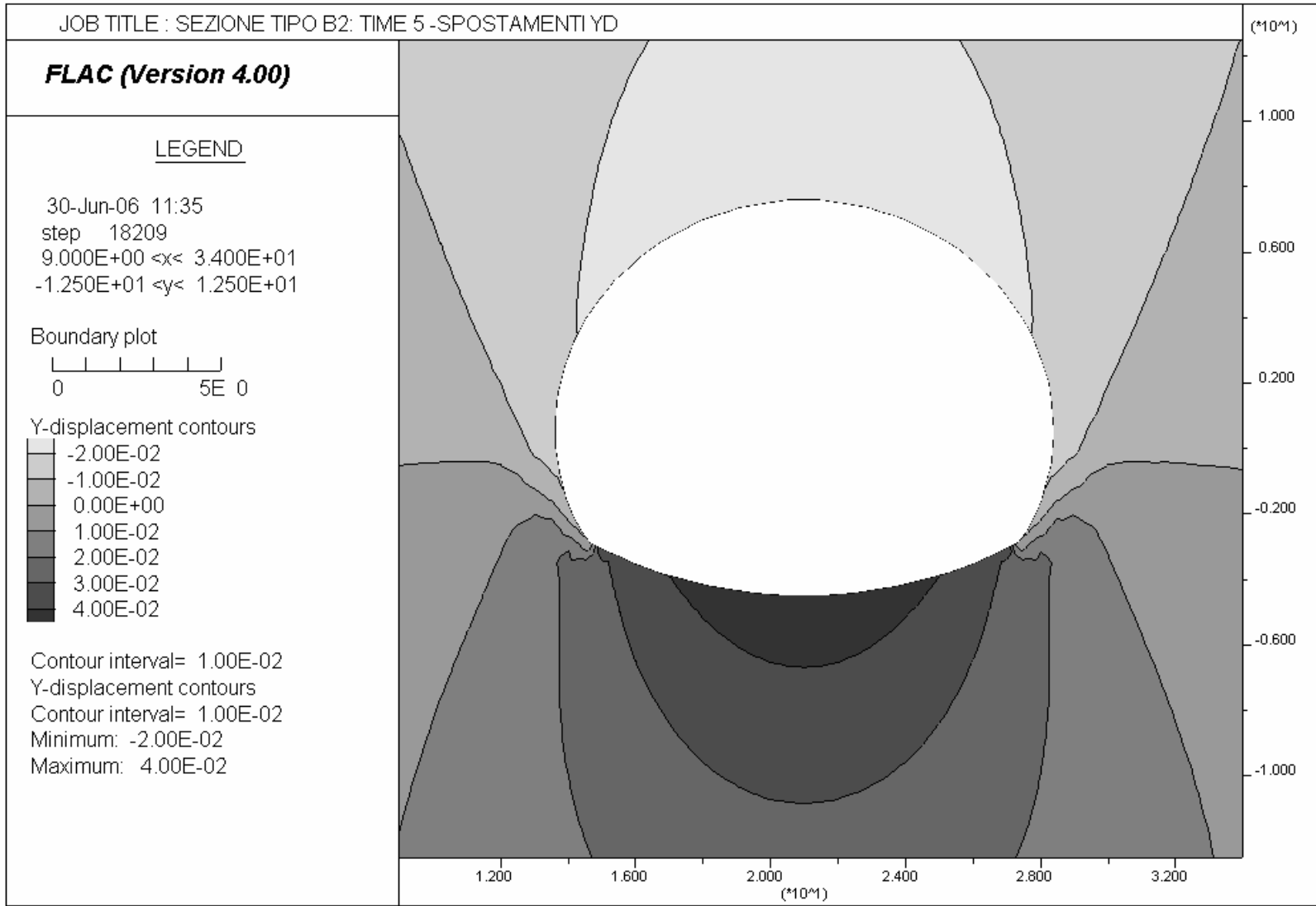
LEGEND

30-Jun-06 11:29  
step 5410  
1.100E+01 <x< 3.100E+01  
-1.000E+01 <y< 1.000E+01

Beam Plot  
Moment on  
Structure Max. Value  
# 1 (Beam) -3.996E+03







JOB TITLE : SEZIONE TIPO B2: TIME 5 -TENSIONI TOTALI SXX

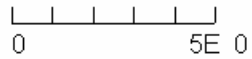
(\*10<sup>4</sup>)

**FLAC (Version 4.00)**

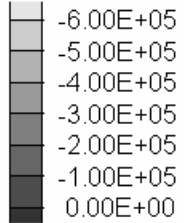
LEGEND

30-Jun-06 11:35  
step 18209  
9.000E+00 <x< 3.400E+01  
-1.250E+01 <y< 1.250E+01

Boundary plot



XX-stress contours



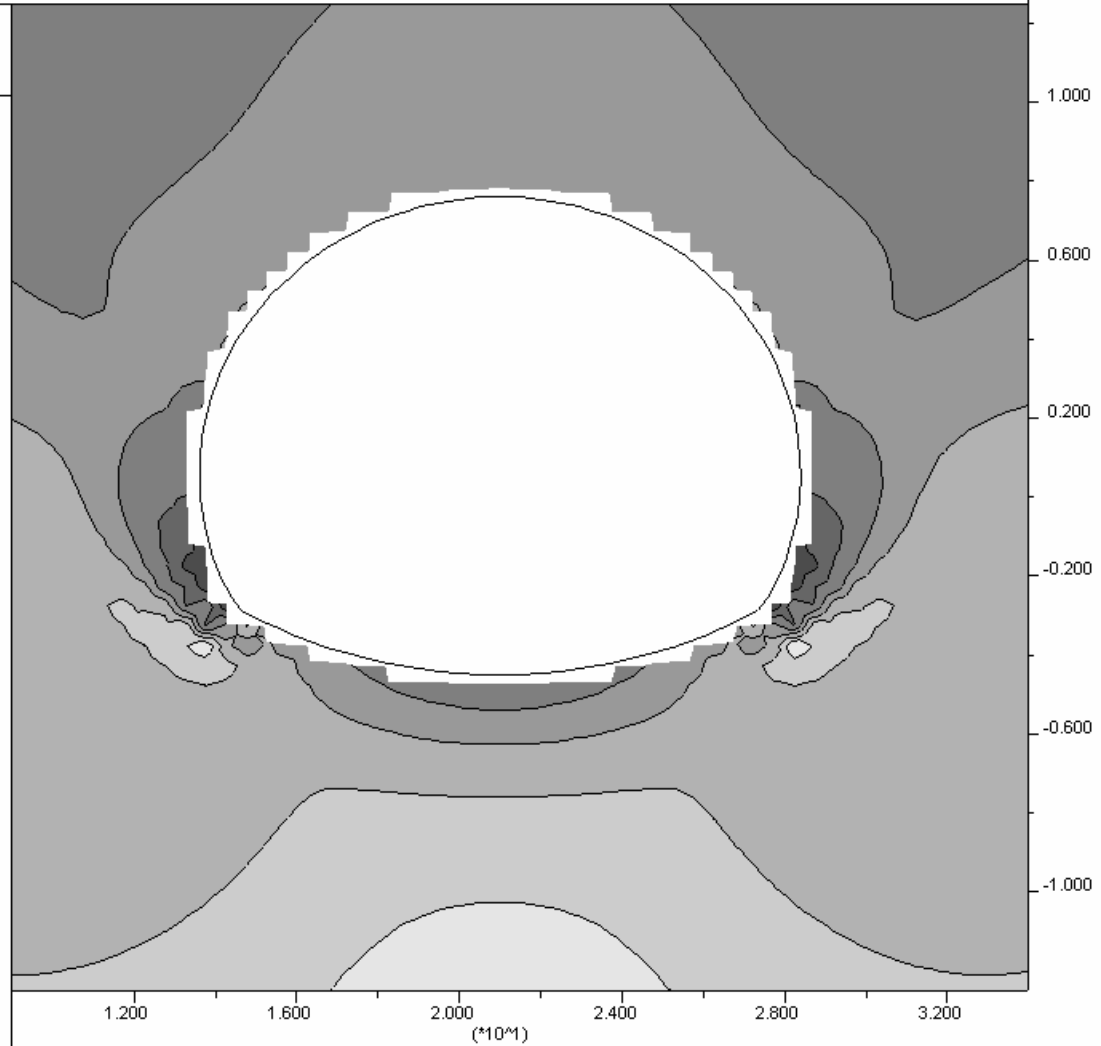
Contour interval= 1.00E+05

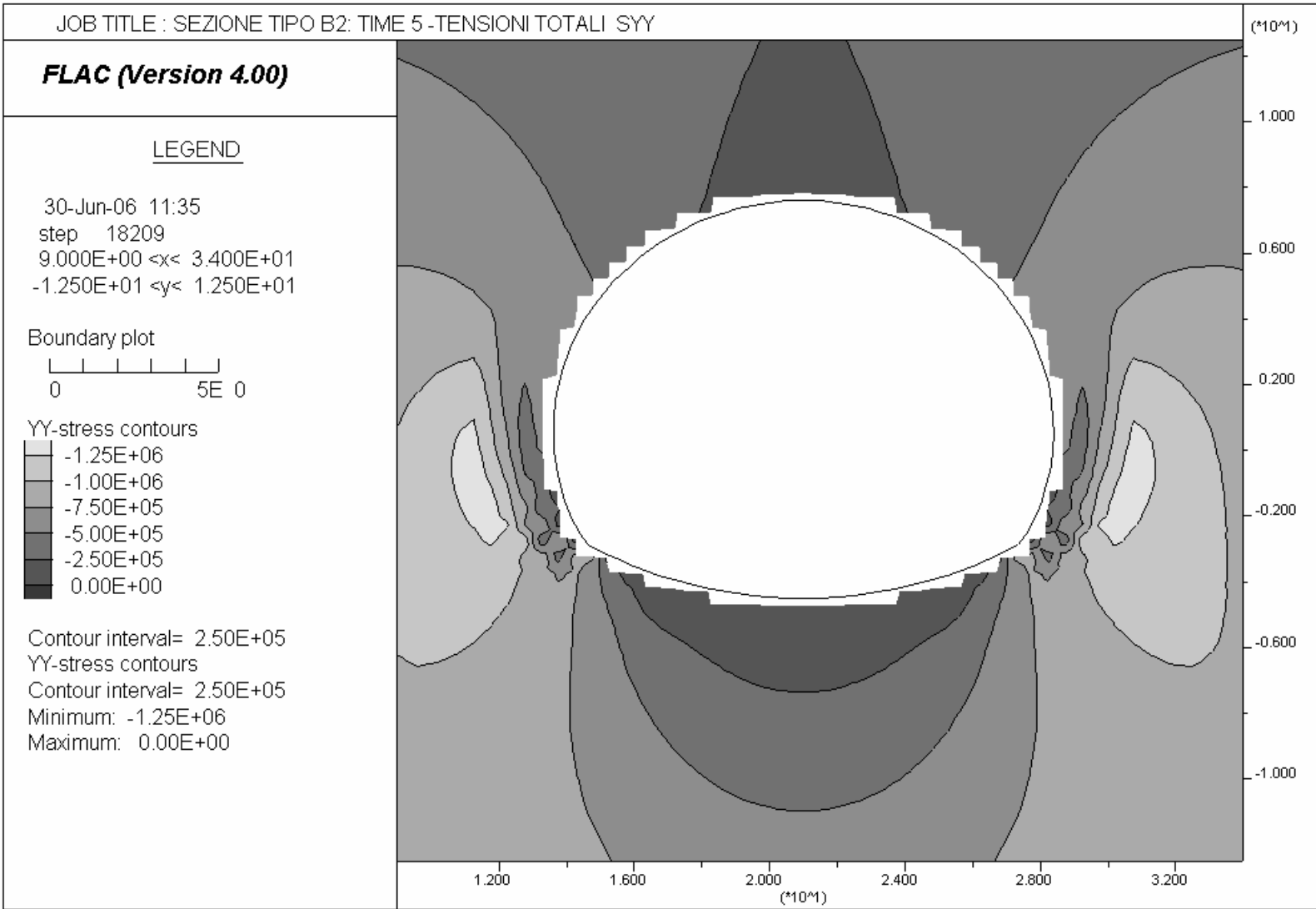
XX-stress contours

Contour interval= 1.00E+05

Minimum: -6.00E+05

Maximum: 0.00E+00





JOB TITLE : SEZIONE TIPO B2: TIME 5 - DEFORMAZIONI PLASTICHE

(\*10<sup>4</sup>)

**FLAC (Version 4.00)**

LEGEND

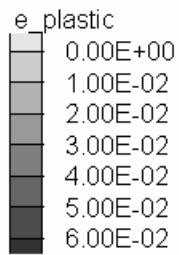
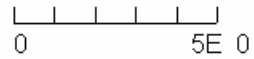
30-Jun-06 11:35

step 18209

9.000E+00 <x< 3.400E+01

-1.250E+01 <y< 1.250E+01

Boundary plot



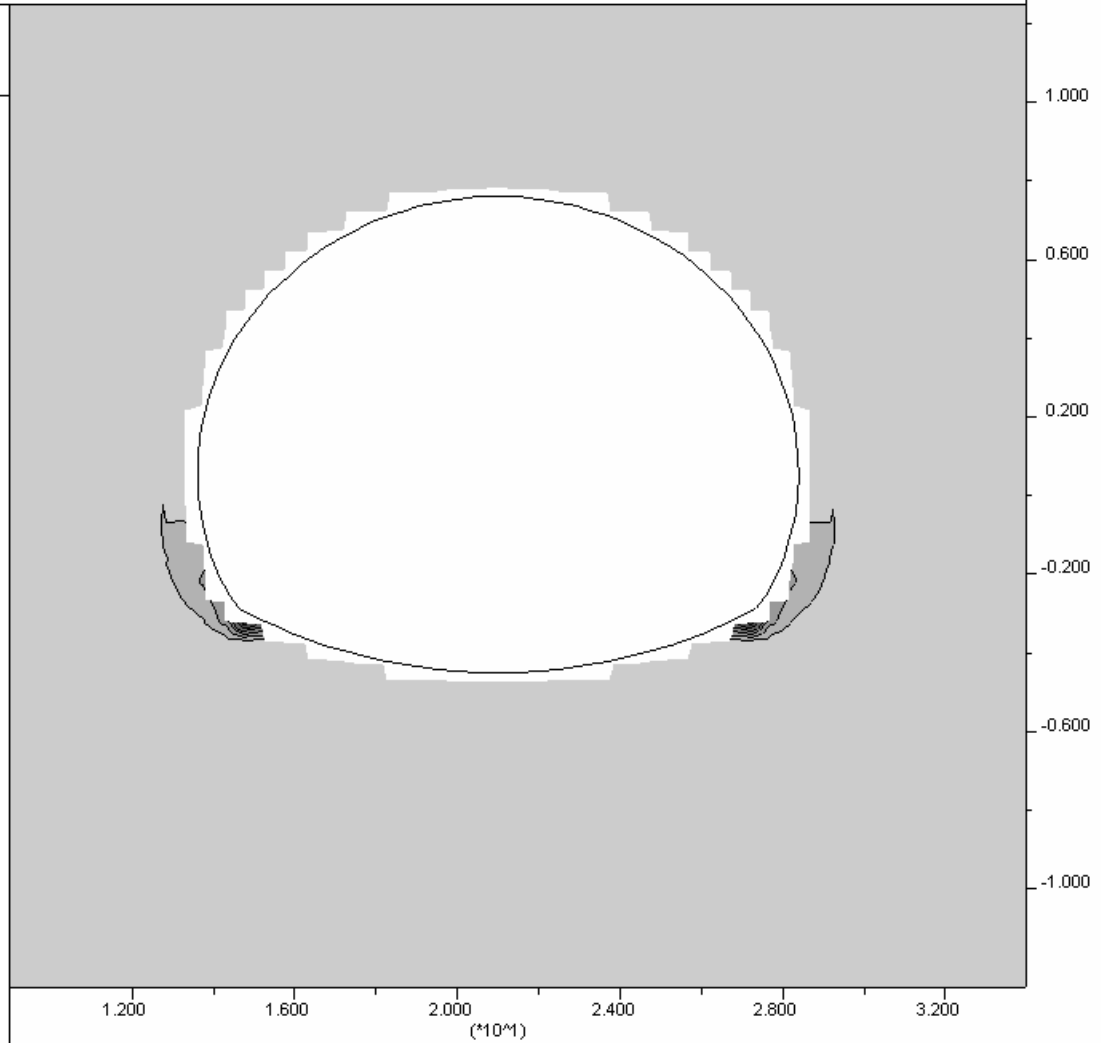
Contour interval= 1.00E-02

e\_plastic

Contour interval= 1.00E-02

Minimum: 0.00E+00

Maximum: 6.00E-02



JOB TITLE : SEZIONE TIPO B2: TIME 5 - SOLLECITAZIONI ASSIALI (CANNA DX)

(\*10^4)

**FLAC (Version 4.00)**

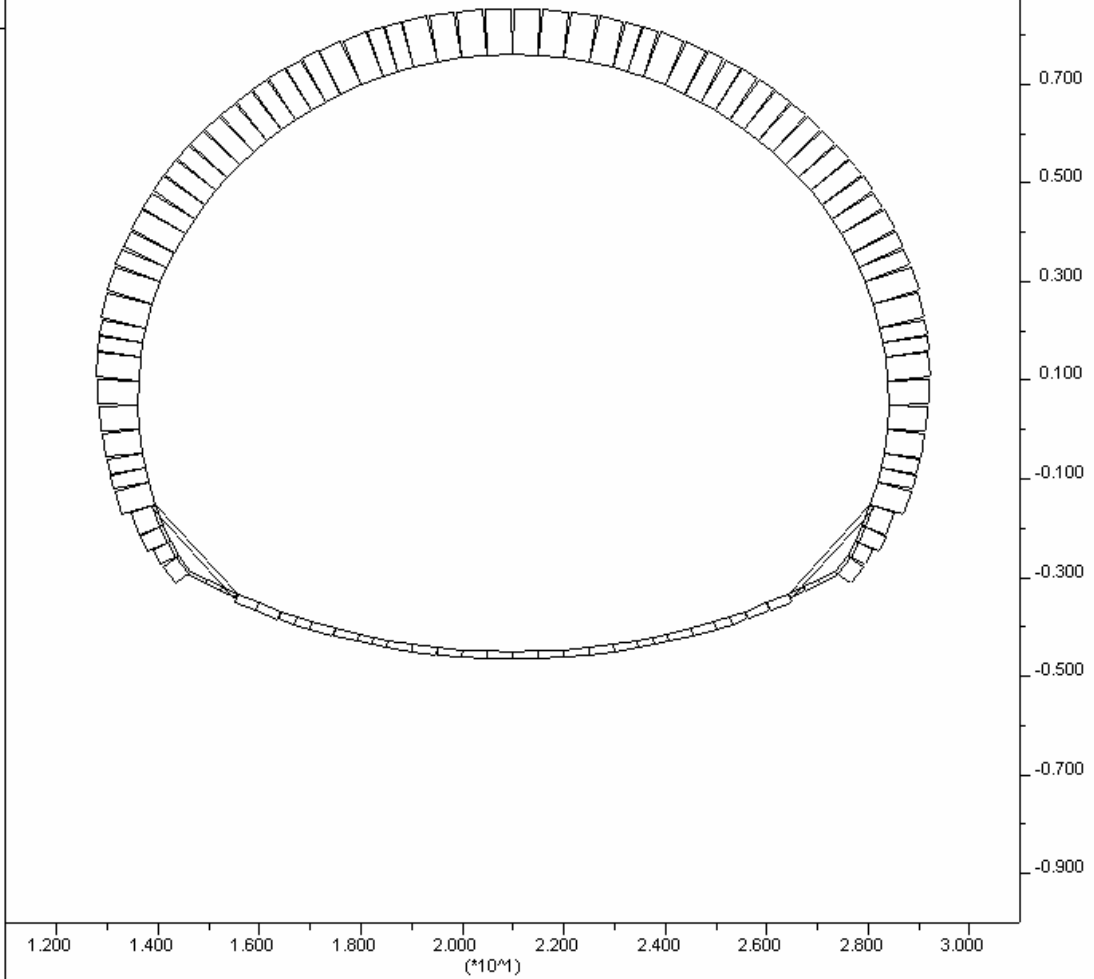
LEGEND

30-Jun-06 11:35  
step 18209  
1.100E+01 <x< 3.100E+01  
-1.000E+01 <y< 1.000E+01

Beam Plot

Axial Force on

Structure	Max. Value
# 1 (Beam )	1.330E+06
# 2 (Beam )	8.862E+04
# 3 (Beam )	1.148E+05
# 4 (Beam )	2.382E+05
# 5 (Beam )	8.883E+04
# 6 (Beam )	1.399E+05
# 7 (Beam )	1.352E+05





JOB TITLE : SEZIONE TIPO B2: TIME 5 - SOLLECITAZIONI FLETTENTI (CANNA DX)

(\*10<sup>4</sup>)

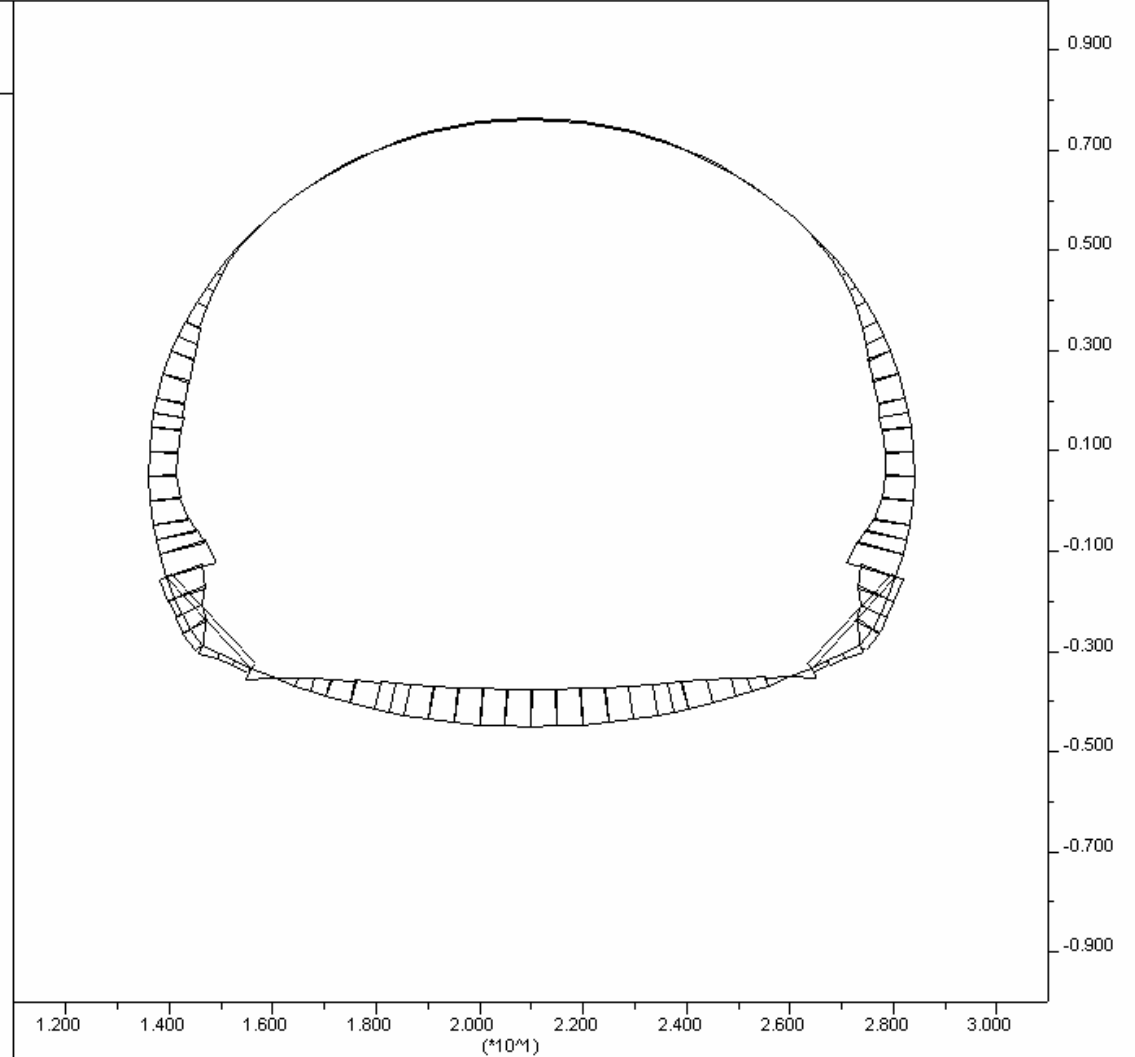
**FLAC (Version 4.00)**

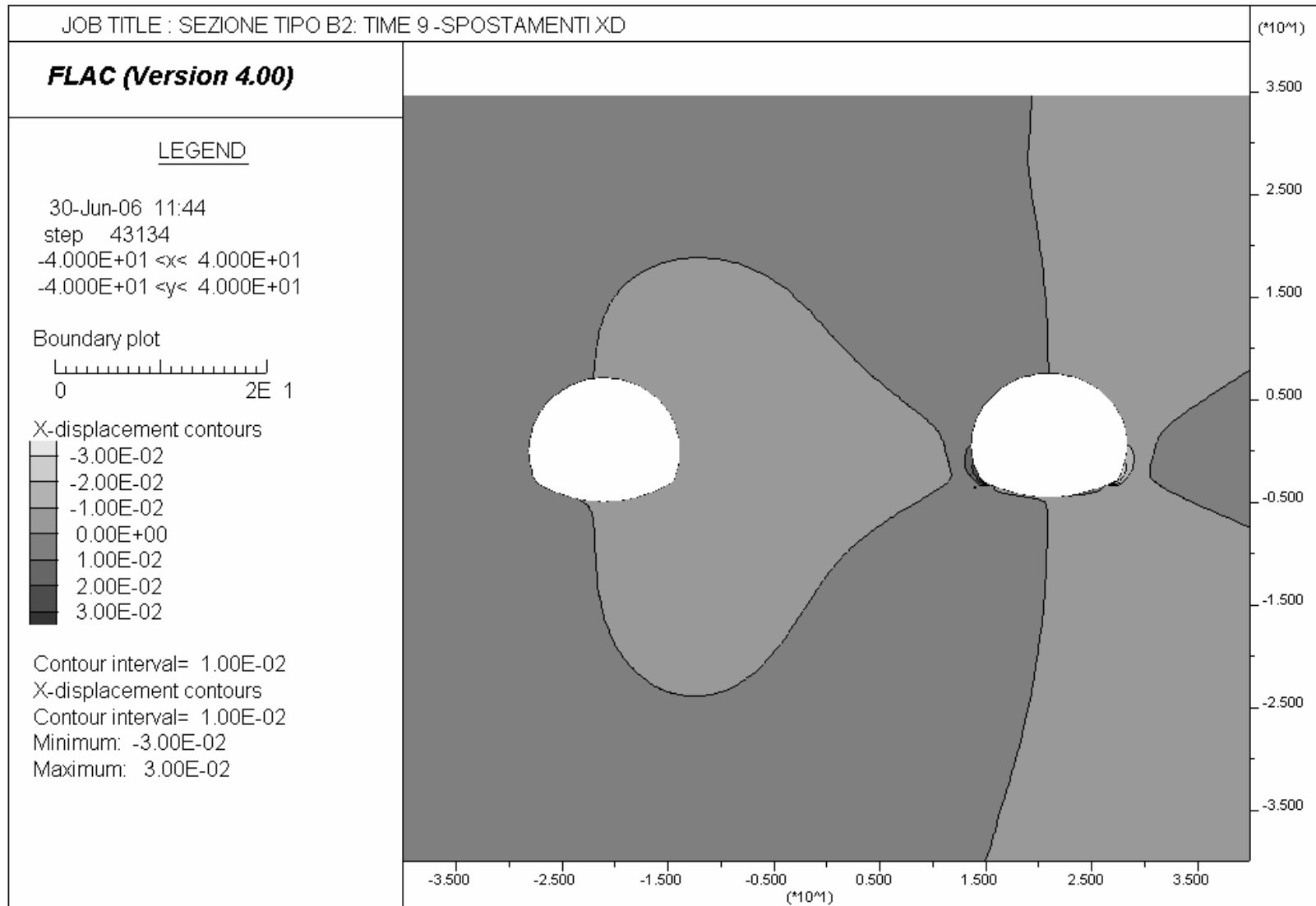
LEGEND

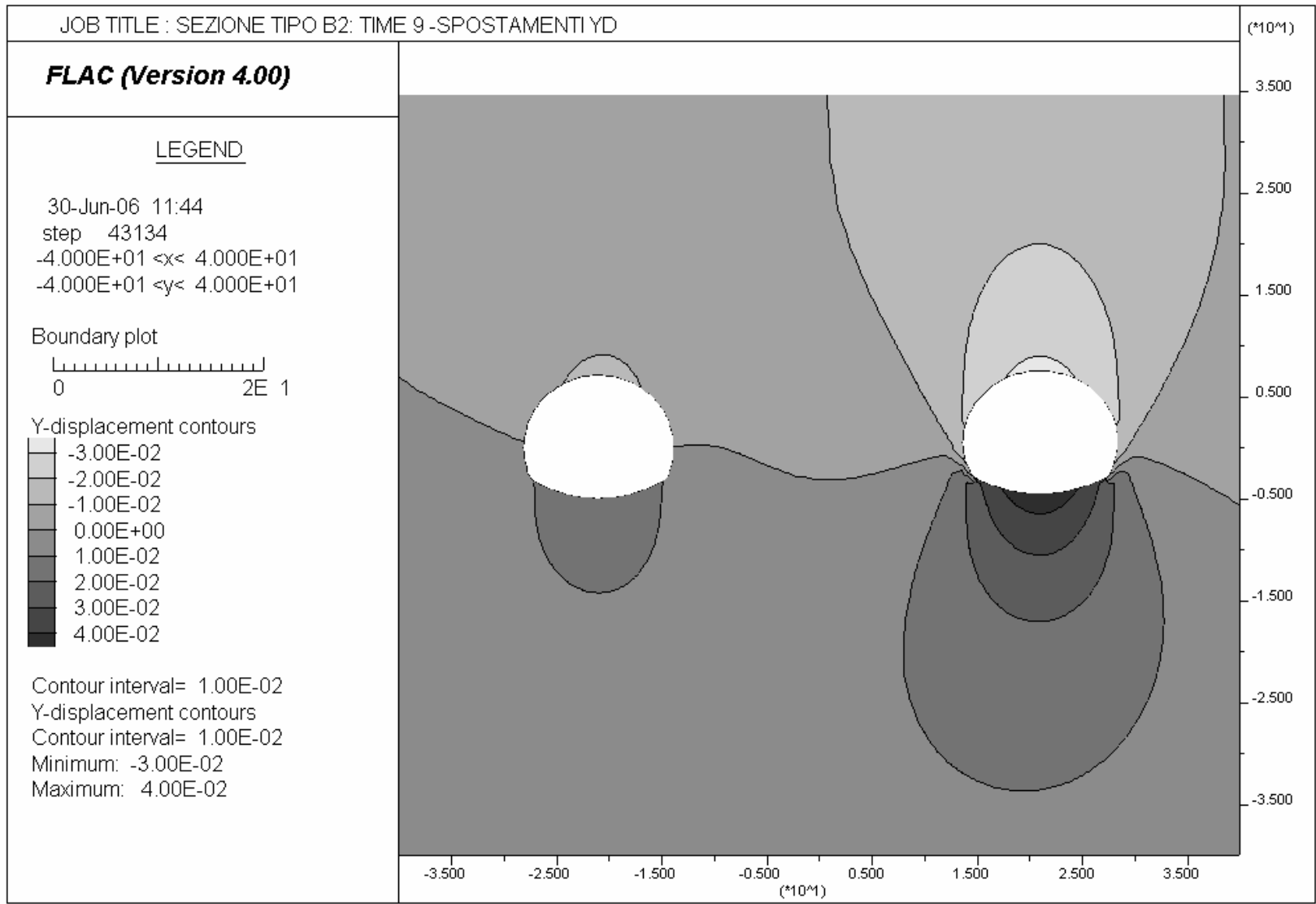
30-Jun-06 11:35  
step 18209  
1.100E+01 <x< 3.100E+01  
-1.000E+01 <y< 1.000E+01

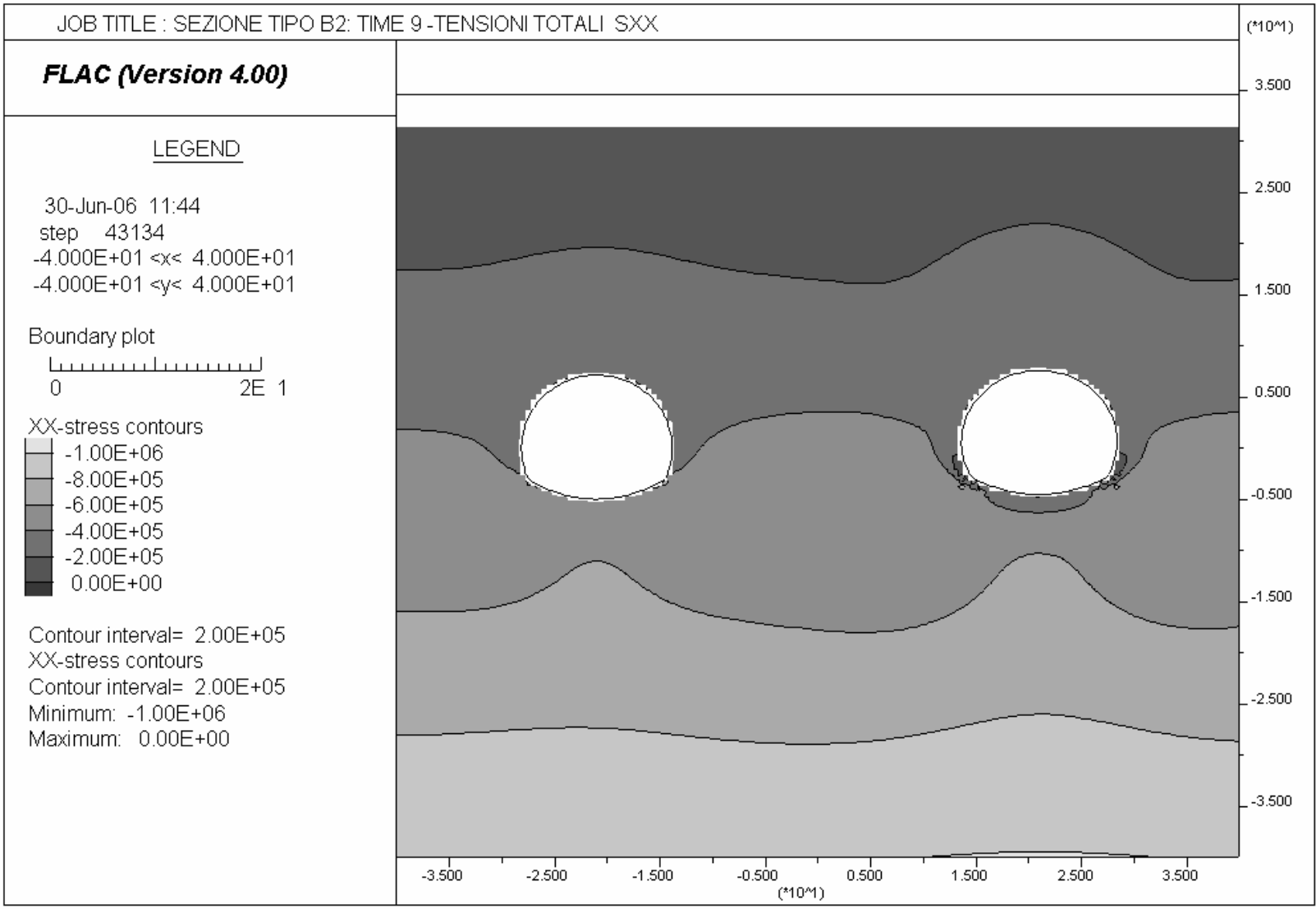
Beam Plot  
Moment on

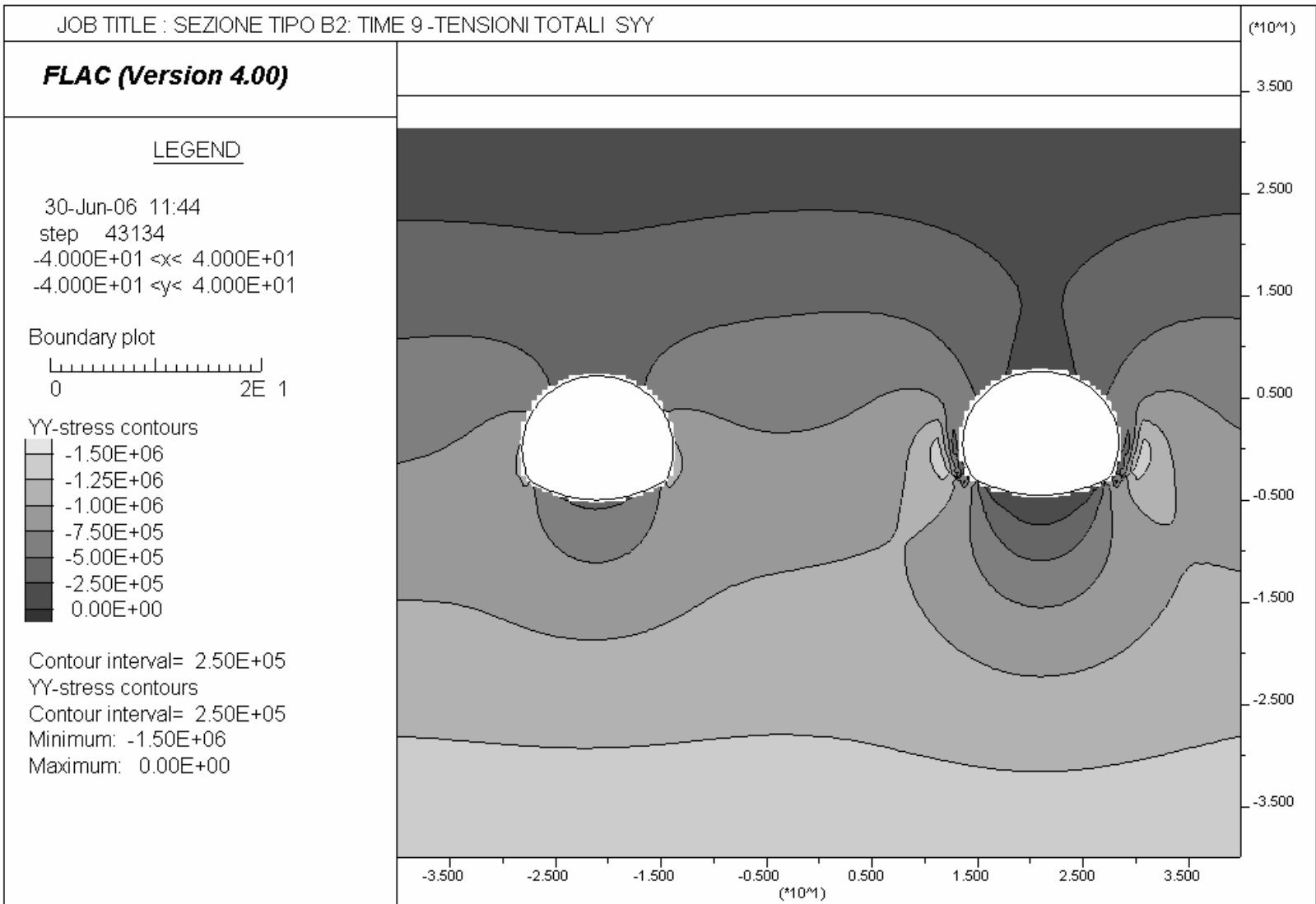
Structure	Max. Value
# 1 (Beam )	-1.375E+05
# 2 (Beam )	2.280E+04
# 3 (Beam )	2.548E+04
# 4 (Beam )	-1.019E+05
# 5 (Beam )	2.486E+04
# 6 (Beam )	-1.898E+04
# 7 (Beam )	-1.656E+04











JOB TITLE : SEZIONE TIPO B2: TIME 9 - DEFORMAZIONI PLASTICHE

(\*10^4)

**FLAC (Version 4.00)**

LEGEND

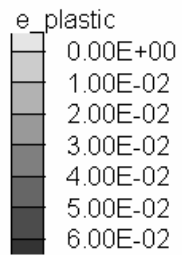
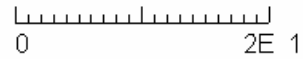
30-Jun-06 11:44

step 43134

-4.000E+01 <x< 4.000E+01

-4.000E+01 <y< 4.000E+01

Boundary plot



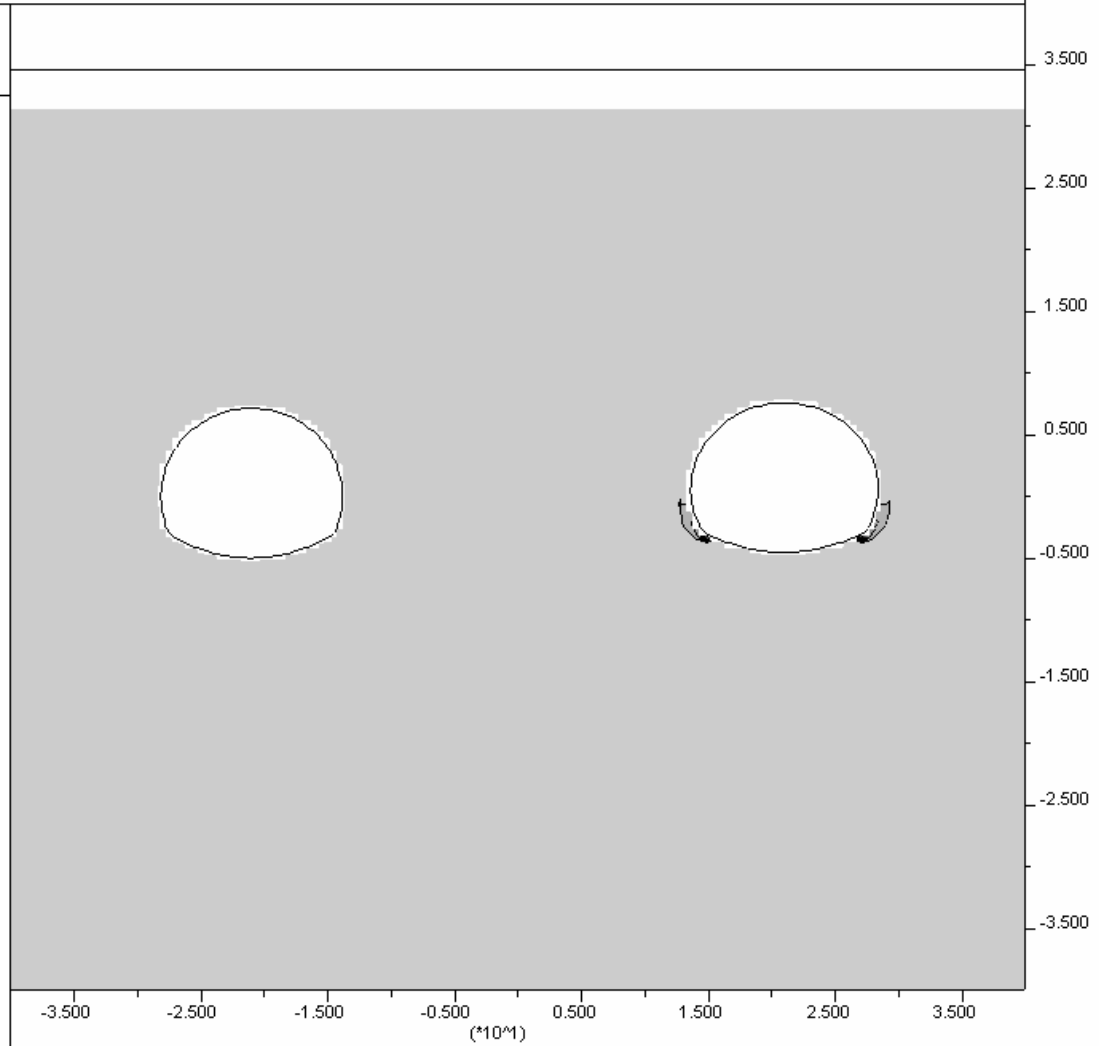
Contour interval= 1.00E-02

e\_plastic

Contour interval= 1.00E-02

Minimum: 0.00E+00

Maximum: 6.00E-02



JOB TITLE : SEZIONE TIPO B2: TIME 9 - SOLLECITAZIONI ASSIALI (CANNA SX)

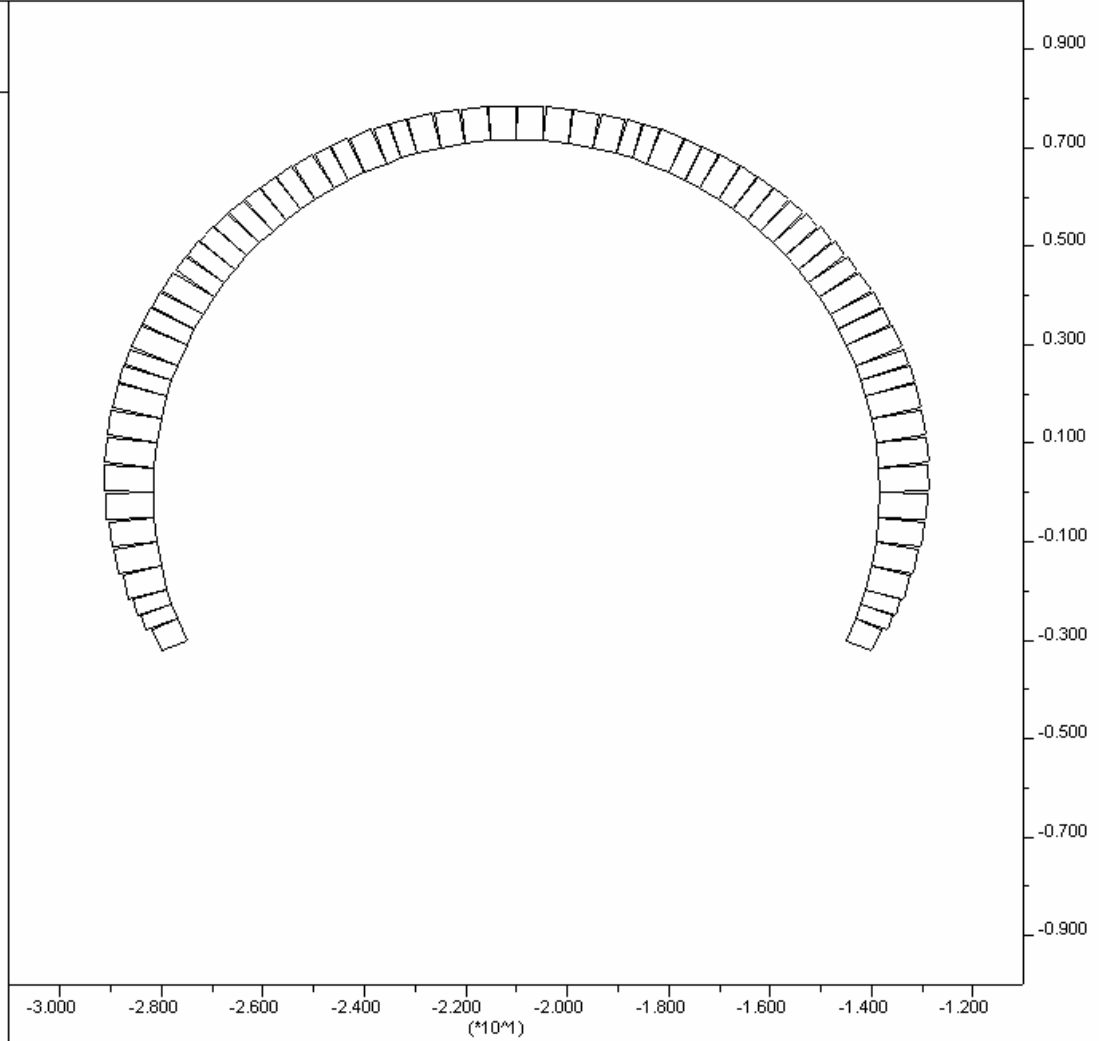
(\*10^4)

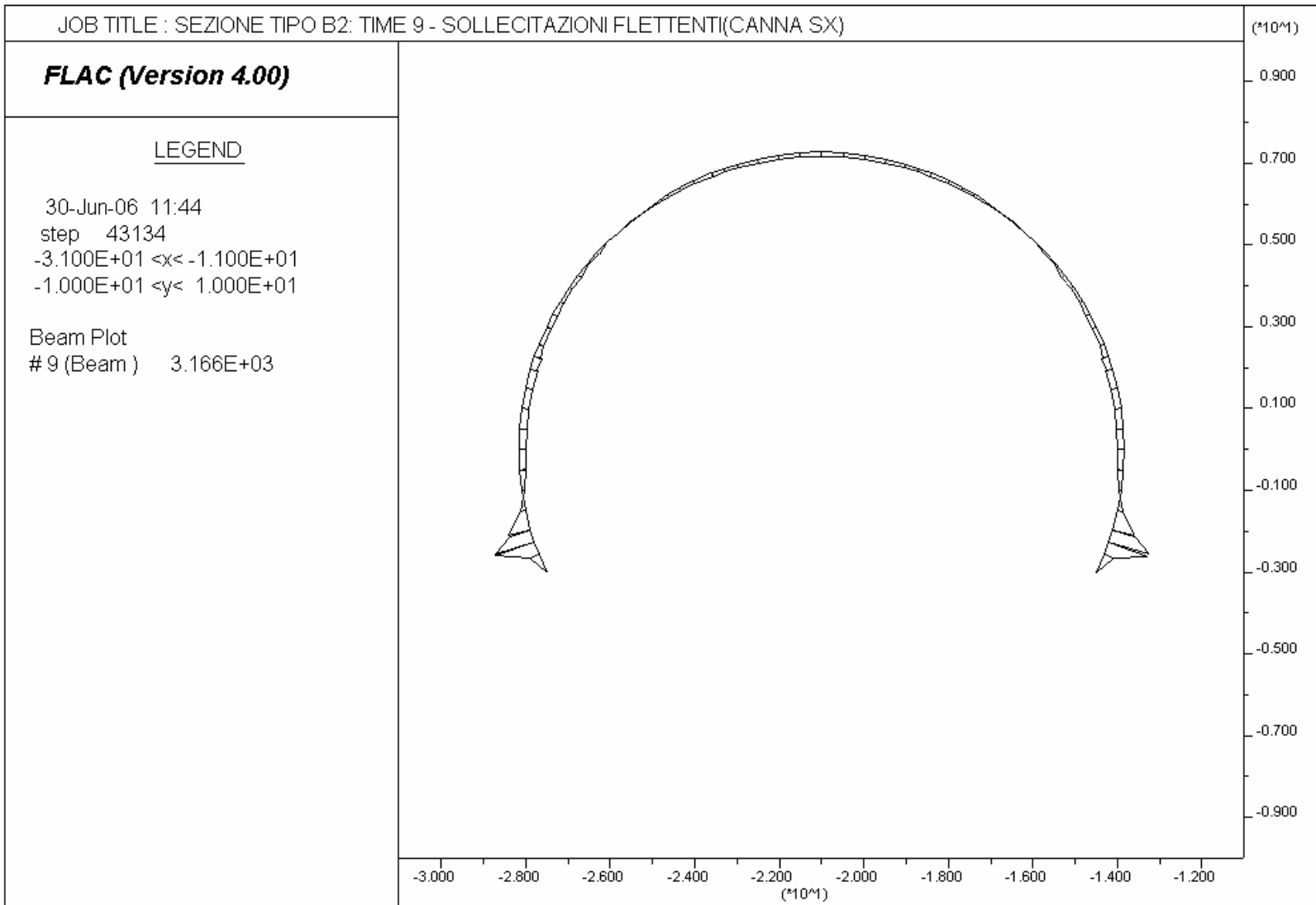
**FLAC (Version 4.00)**

LEGEND

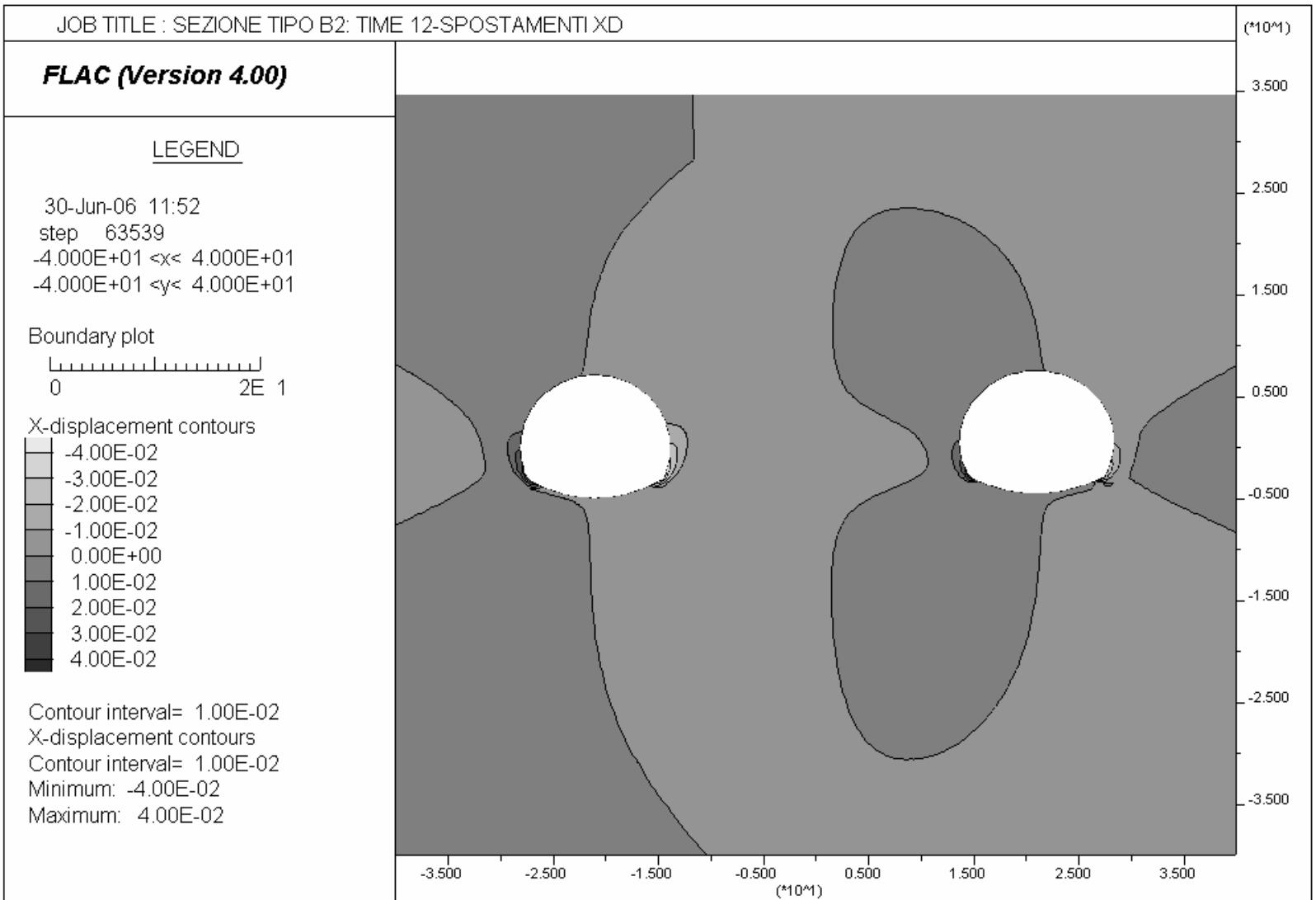
30-Jun-06 11:44  
step 43134  
-3.100E+01 <x< -1.100E+01  
-1.000E+01 <y< 1.000E+01

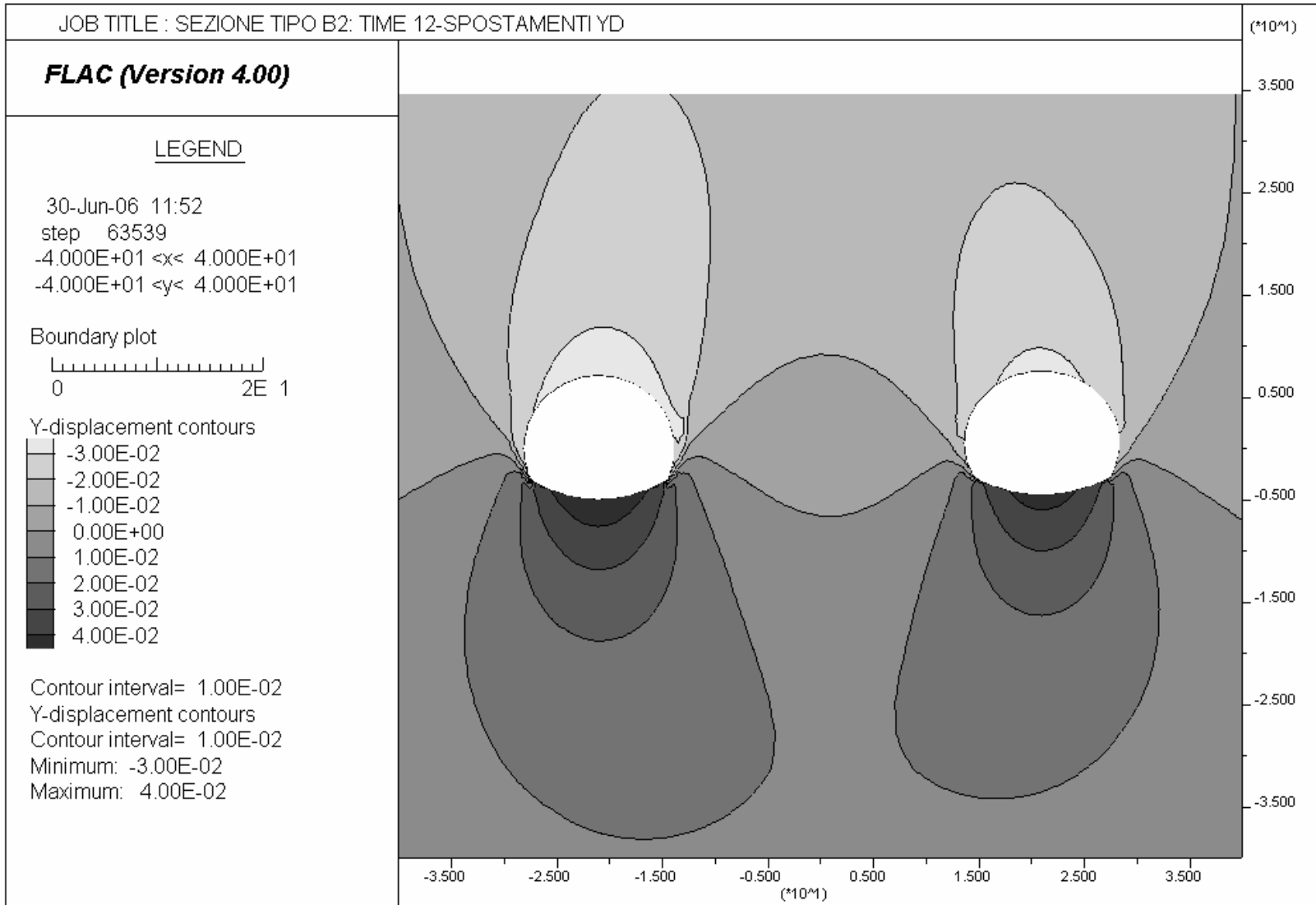
Beam Plot  
# 9 (Beam) 2.756E+05

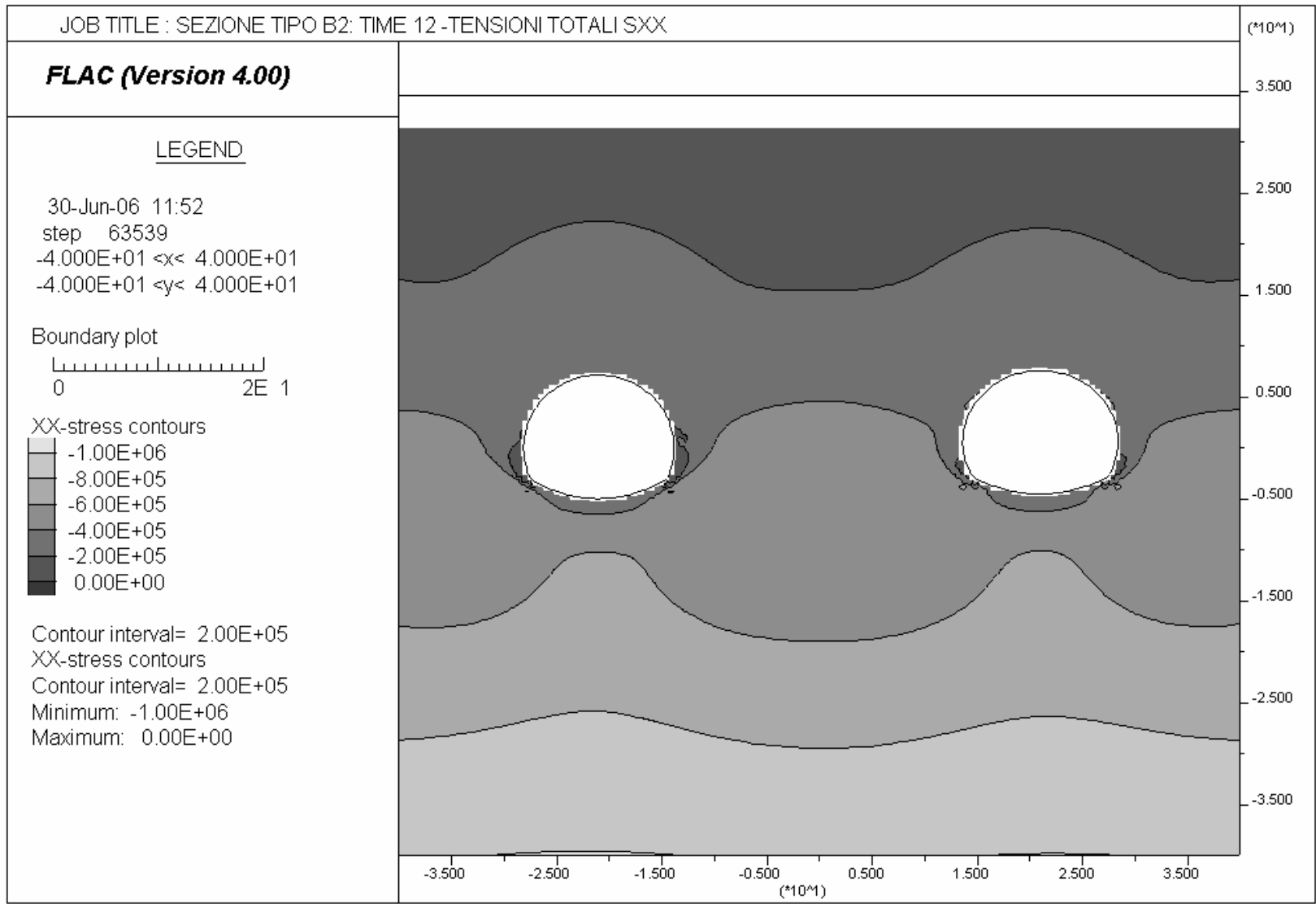


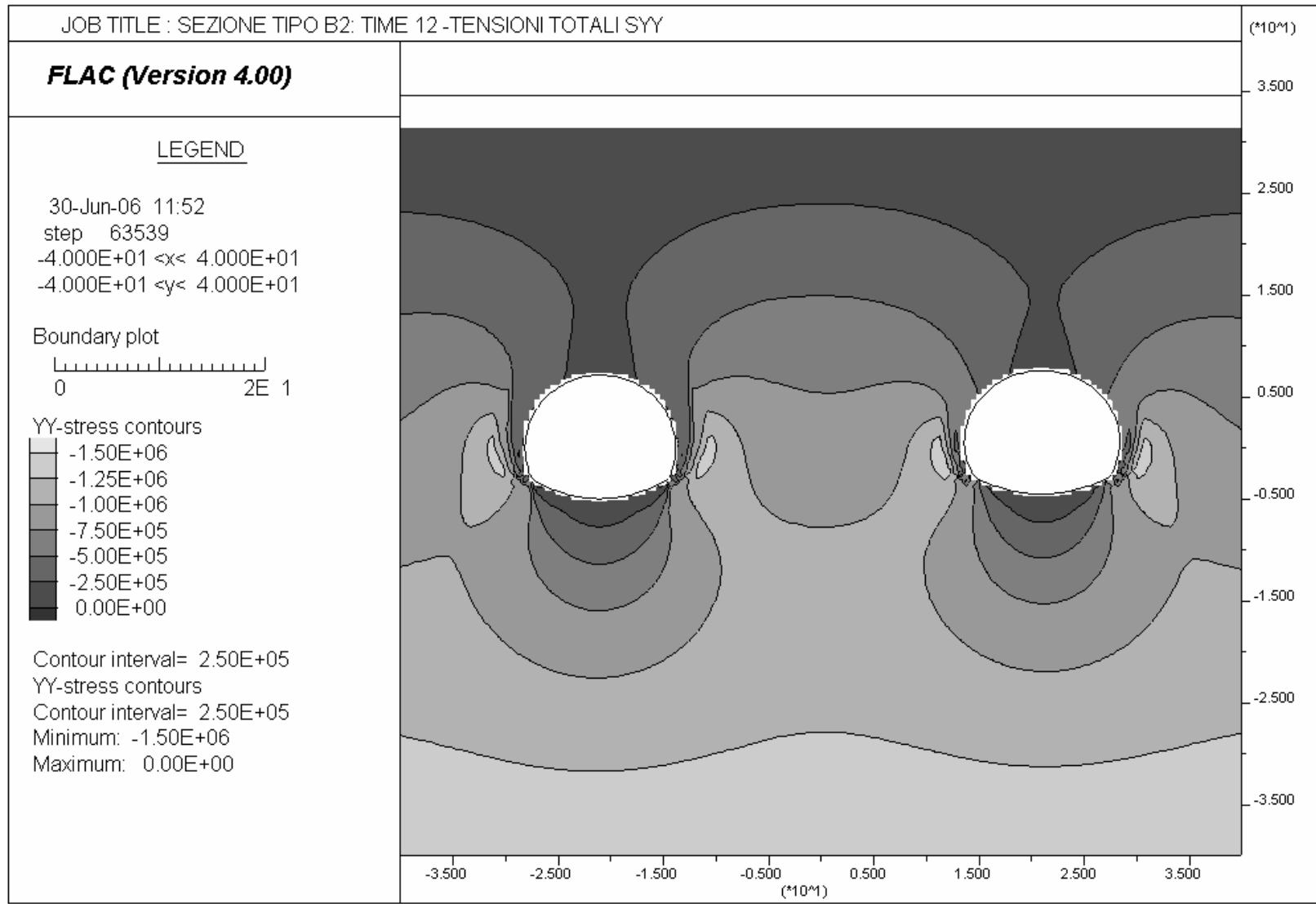












JOB TITLE : SEZIONE TIPO B2: TIME 12 - DEFORMAZIONI PLASTICHE

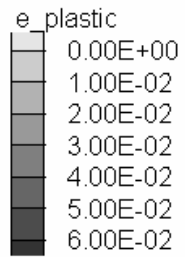
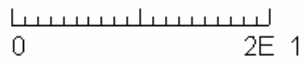
(\*10<sup>4</sup>)

**FLAC (Version 4.00)**

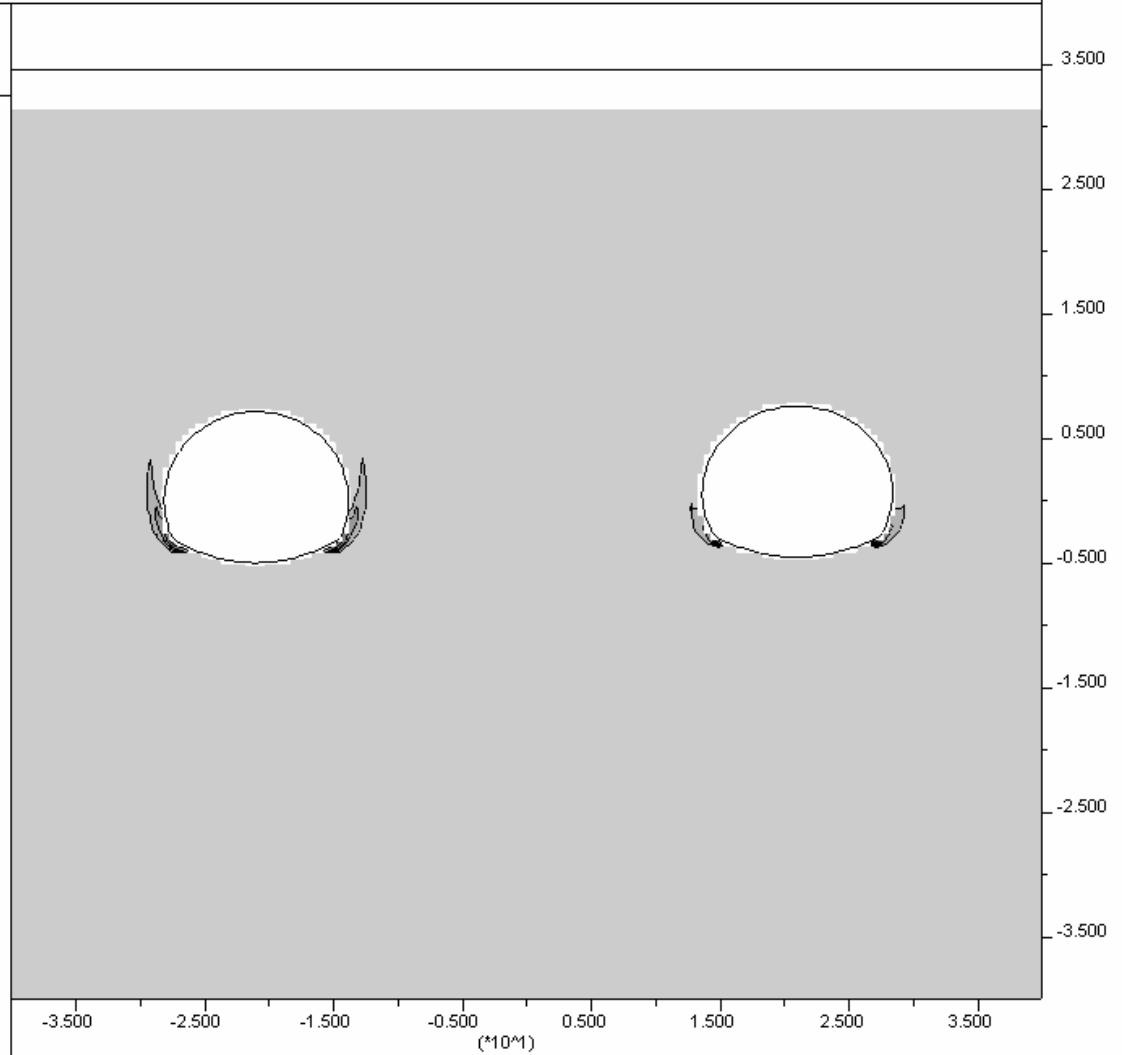
LEGEND

30-Jun-06 11:52  
step 63539  
-4.000E+01 <x< 4.000E+01  
-4.000E+01 <y< 4.000E+01

Boundary plot



Contour interval= 1.00E-02  
e\_plastic  
Contour interval= 1.00E-02  
Minimum: 0.00E+00  
Maximum: 6.00E-02



JOB TITLE : SEZIONE TIPO B2: TIME 12 - SOLLECITAZIONI ASSIALI (CANNA SX)

(\*10<sup>4</sup>)

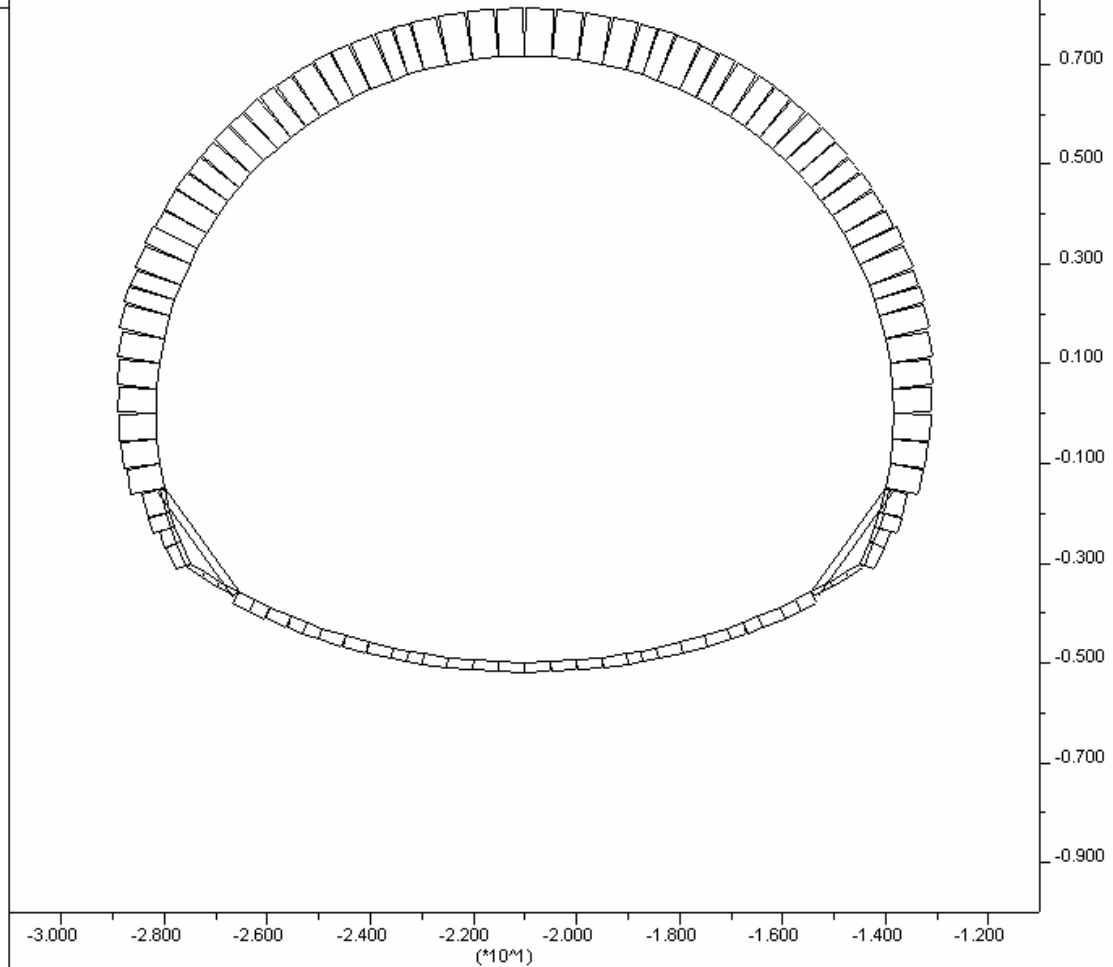
**FLAC (Version 4.00)**

LEGEND

30-Jun-06 11:52  
step 63539  
-3.100E+01 <x< -1.100E+01  
-1.000E+01 <y< 1.000E+01

Beam Plot

# 9 (Beam )	1.034E+06
#10 (Beam )	8.692E+04
#11 (Beam )	2.671E+05
#12 (Beam )	8.766E+04
#13 (Beam )	1.643E+05
#14 (Beam )	1.688E+05



JOB TITLE : SEZIONE TIPO B2: TIME 12 - SOLLECITAZIONI FLETTENTI (CANNA SX)

(\*10<sup>4</sup>)

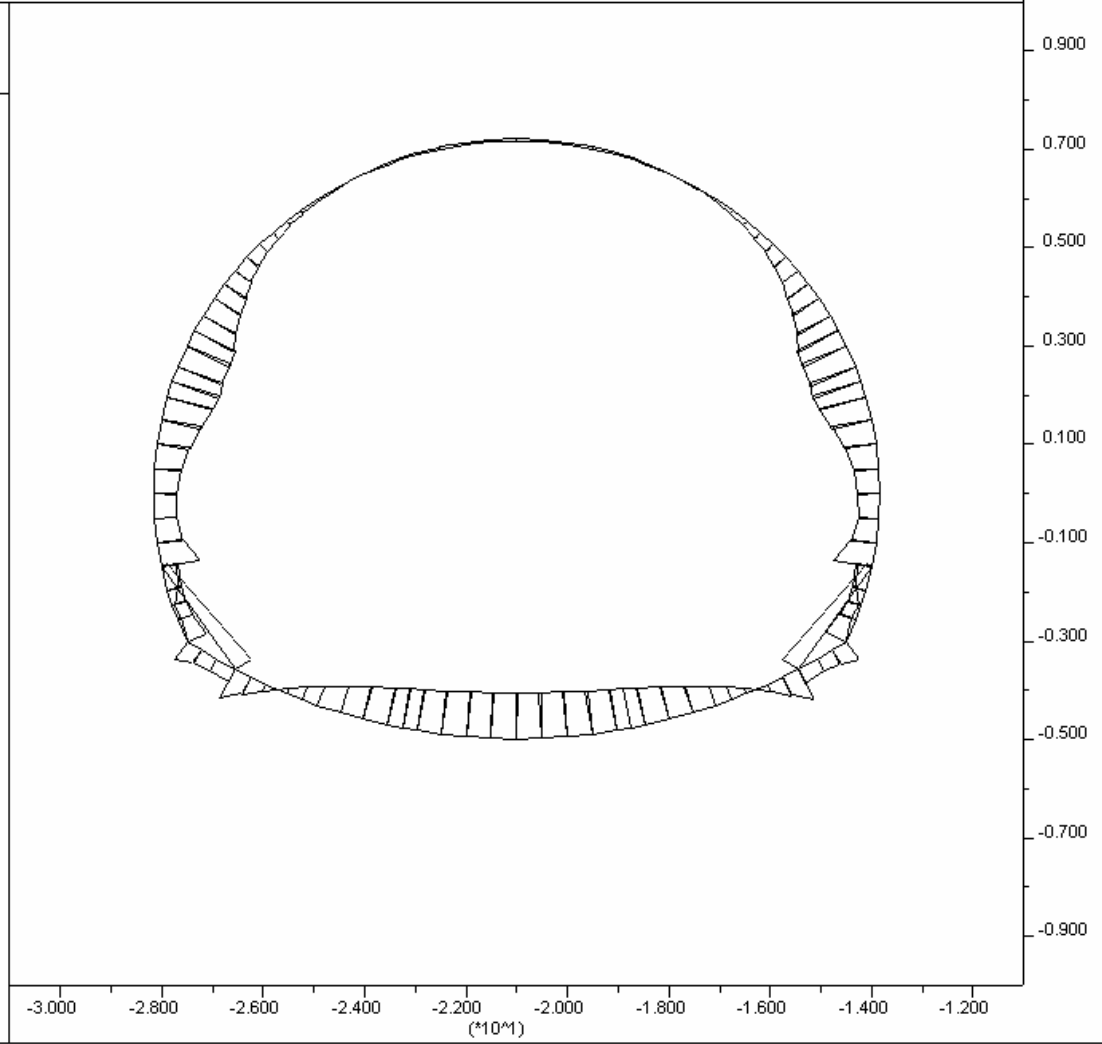
**FLAC (Version 4.00)**

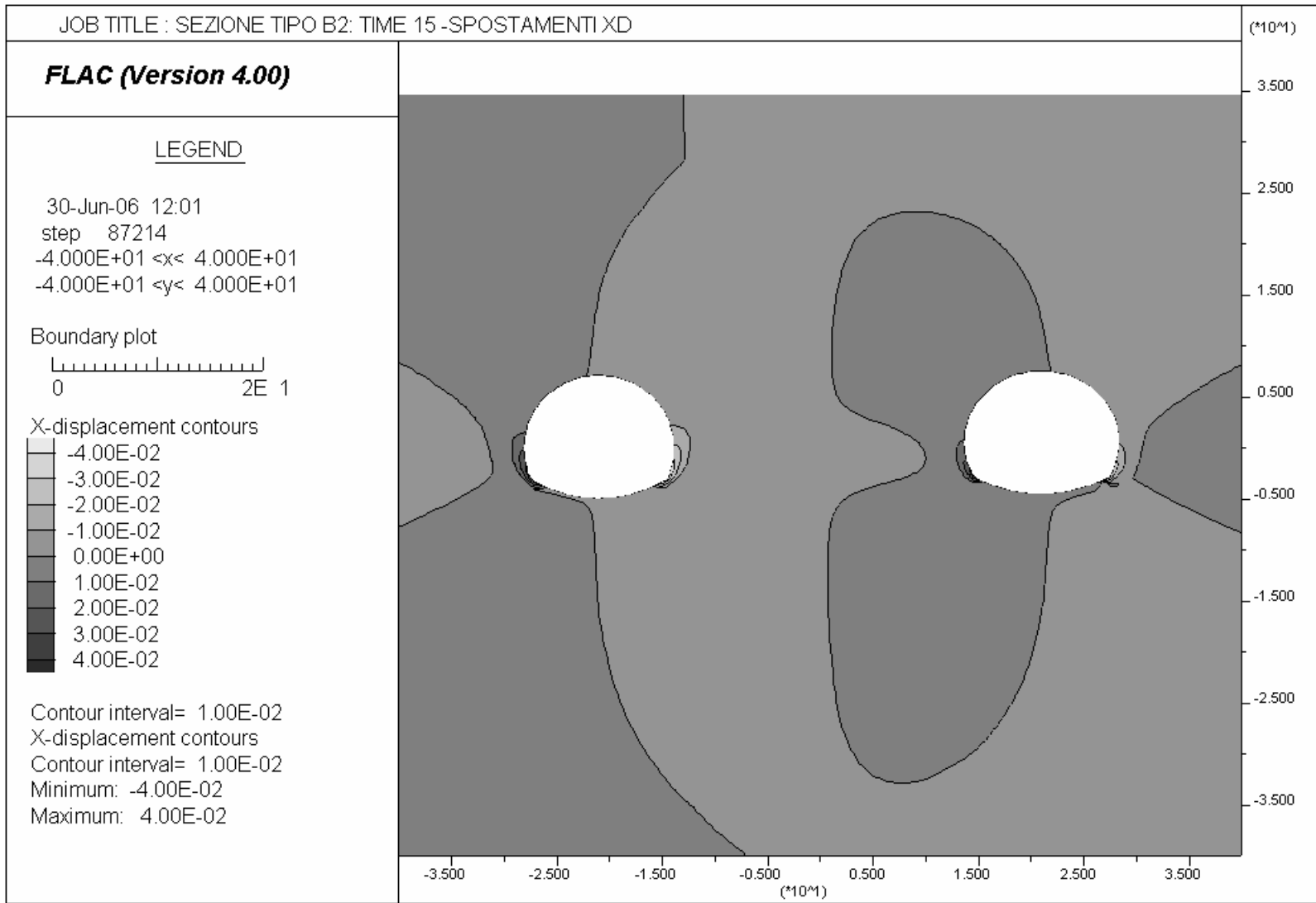
LEGEND

30-Jun-06 11:52  
step 63539  
-3.100E+01 <x< -1.100E+01  
-1.000E+01 <y< 1.000E+01

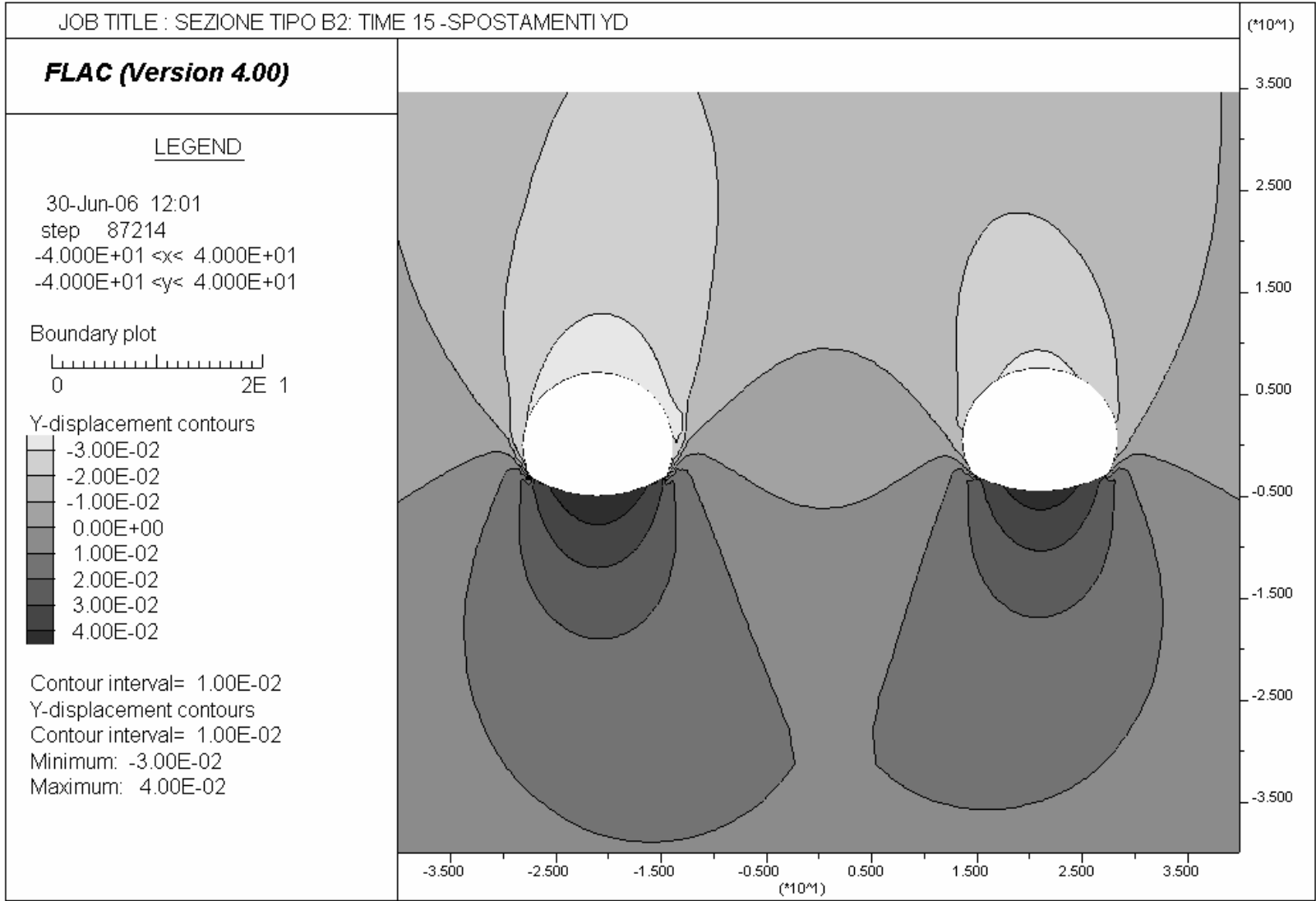
Beam Plot

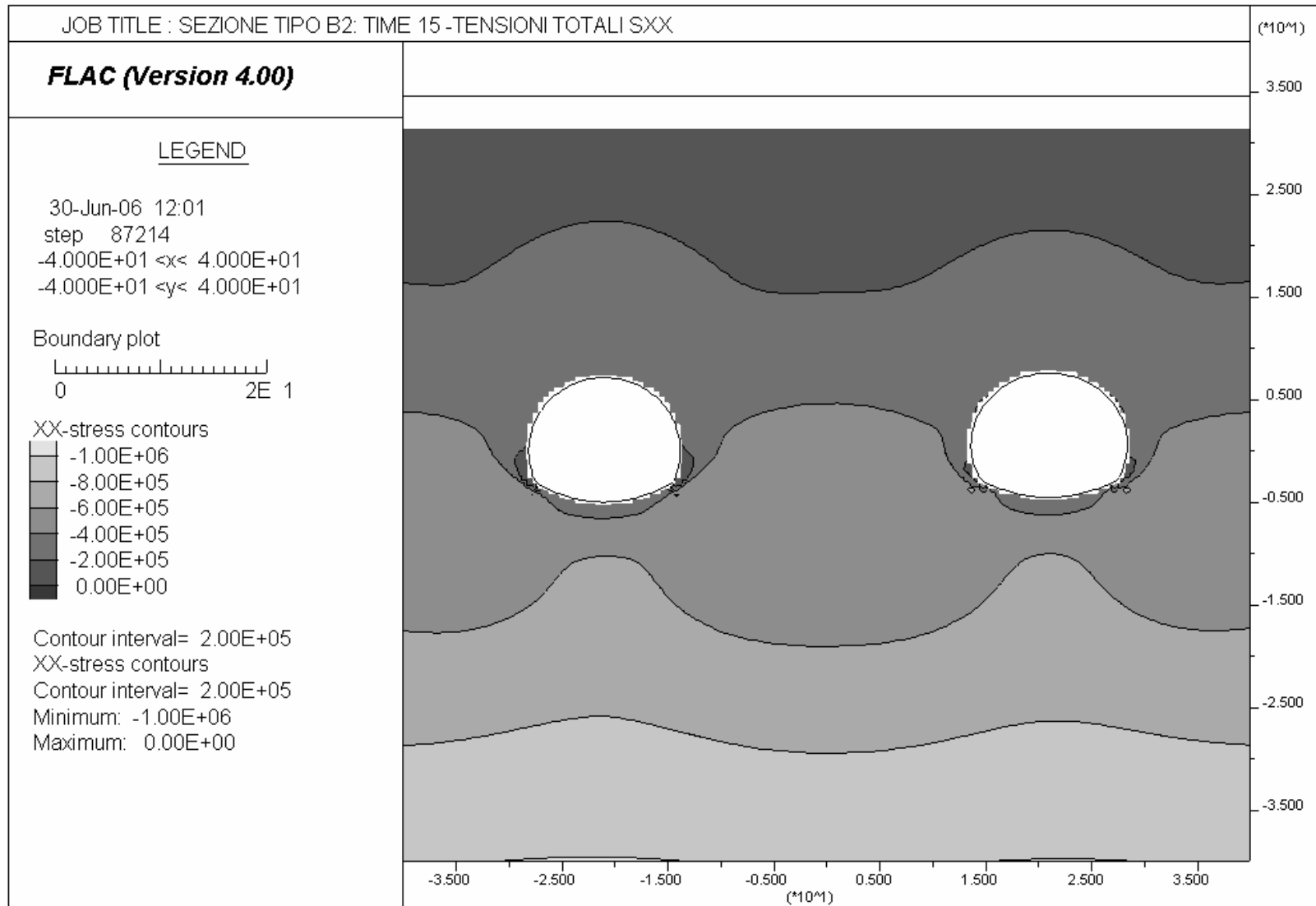
# 9 (Beam) -8.578E+04  
#10 (Beam) -3.640E+04  
#11 (Beam) -7.998E+04  
#12 (Beam) -3.790E+04  
#13 (Beam) -3.119E+04  
#14 (Beam) -3.313E+04

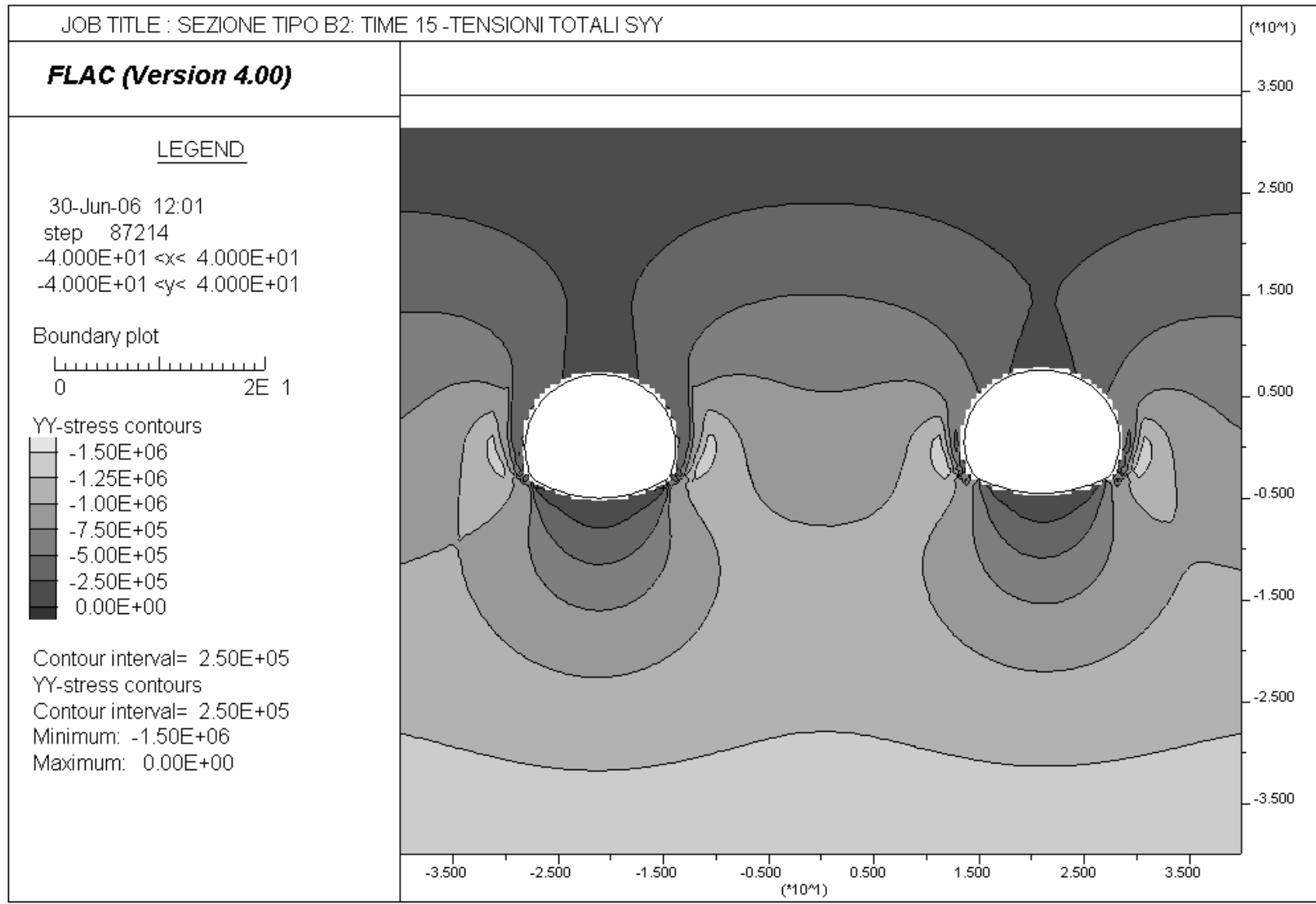


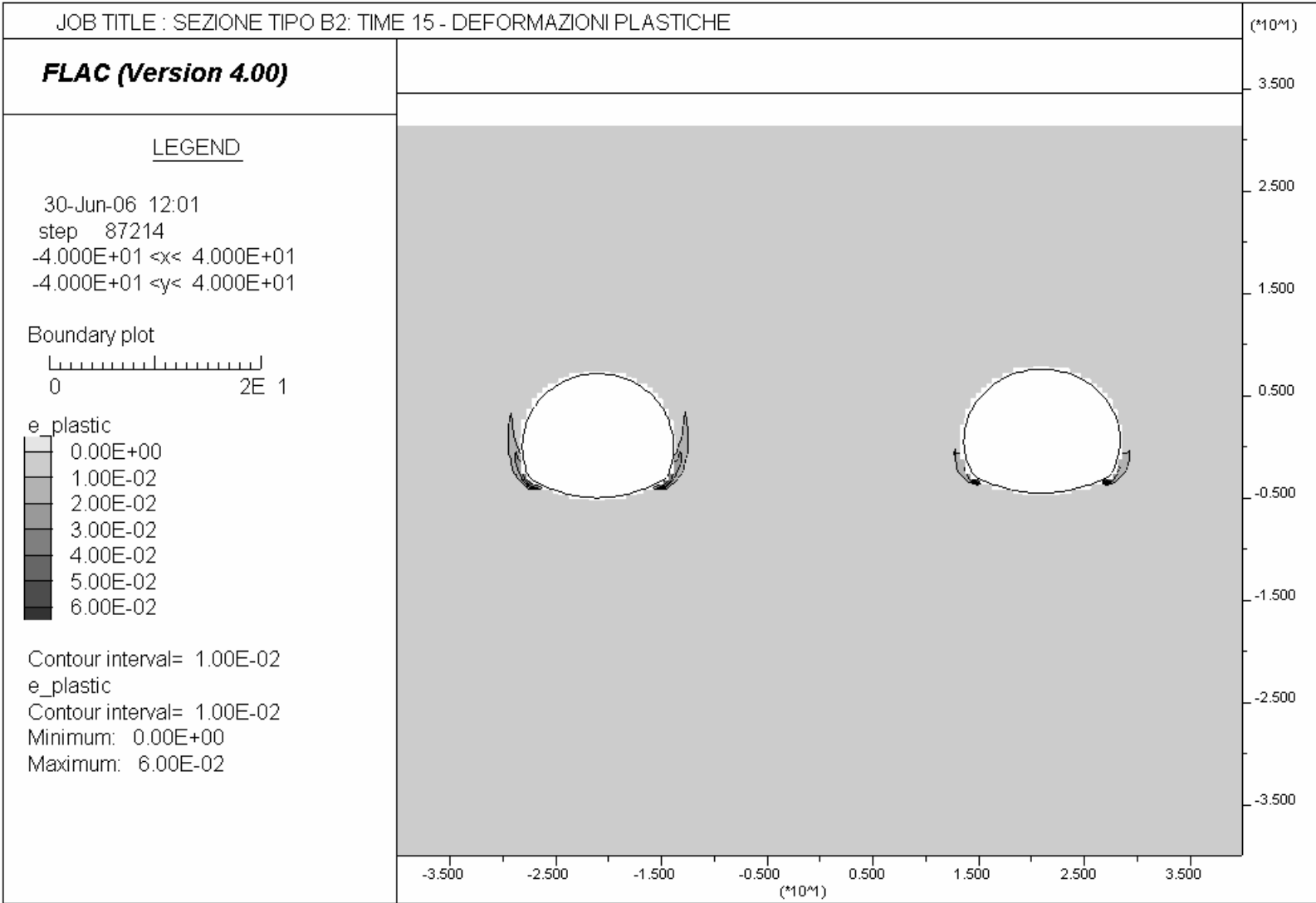












**FLAC (Version 4.00)**

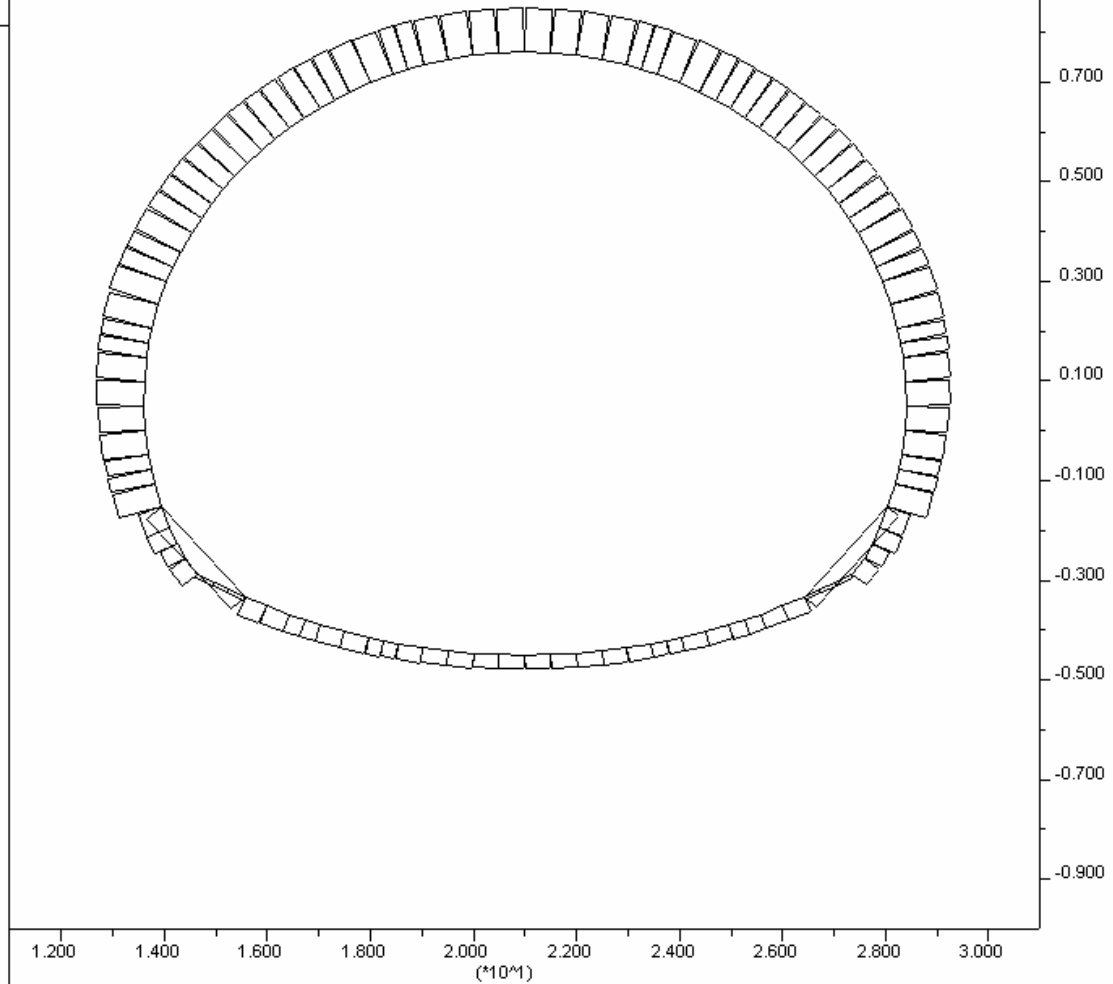
LEGEND

30-Jun-06 12:01  
 step 87214  
 1.100E+01 <x< 3.100E+01  
 -1.000E+01 <y< 1.000E+01

Beam Plot

Axial Force on  
 Structure Max. Value

# 1 (Beam )	7.629E+05
# 2 (Beam )	1.296E+05
# 3 (Beam )	6.306E+05
# 4 (Beam )	7.830E+05
# 5 (Beam )	6.020E+05
# 6 (Beam )	4.703E+05
# 7 (Beam )	1.610E+06



JOB TITLE : SEZIONE TIPO B2: TIME 15 - SOLLECITAZIONI FLETTENTI(CANNA DX)

(\*10<sup>4</sup>)

**FLAC (Version 4.00)**

LEGEND

30-Jun-06 12:01  
step 87214  
1.100E+01 <x< 3.100E+01  
-1.000E+01 <y< 1.000E+01

Beam Plot

Moment on

Structure Max. Value

# 1 (Beam) 1.302E+05

# 2 (Beam) 4.509E+04

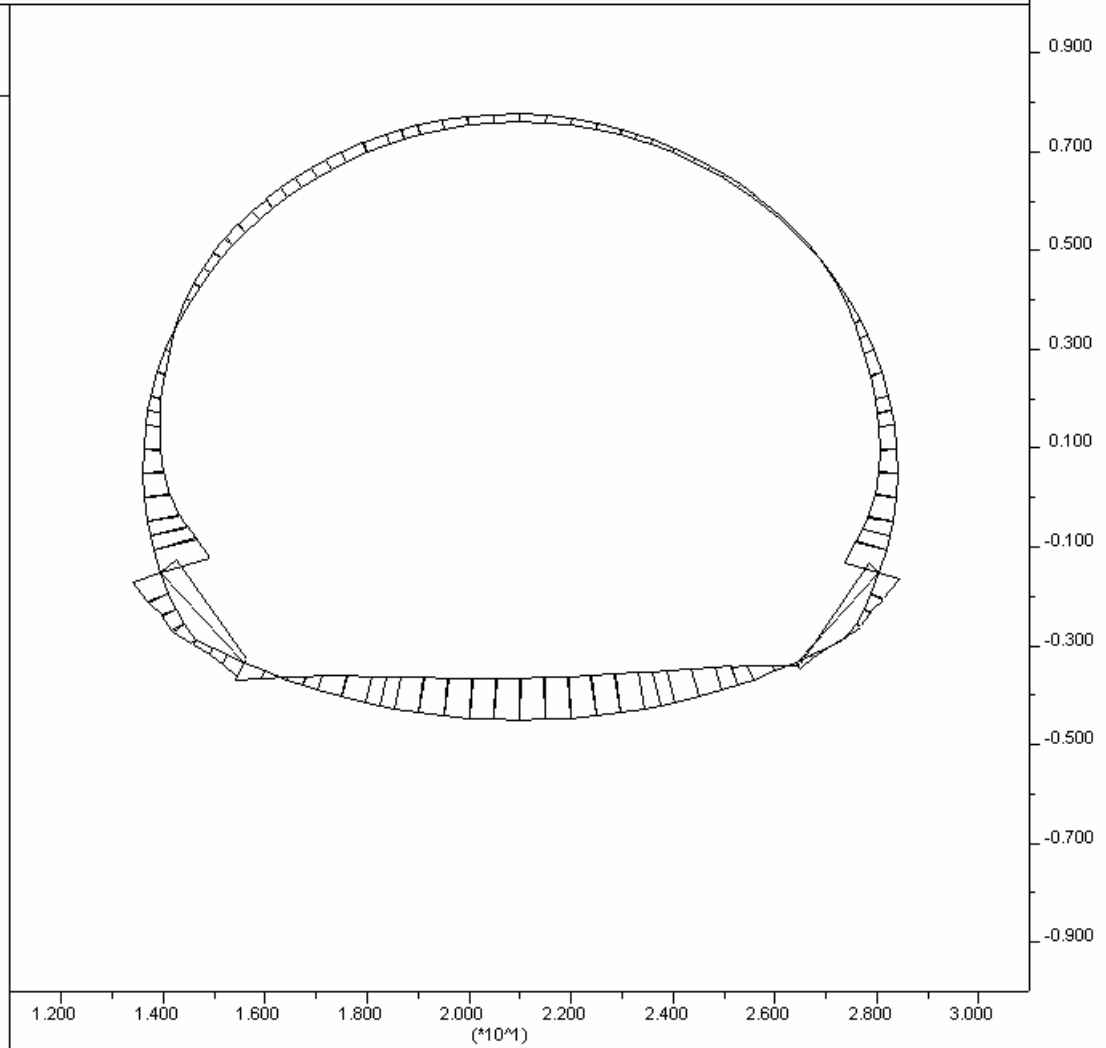
# 3 (Beam) -2.690E+05

# 4 (Beam) 1.891E+05

# 5 (Beam) -1.292E+05

# 6 (Beam) -9.019E+04

# 7 (Beam) -3.183E+05



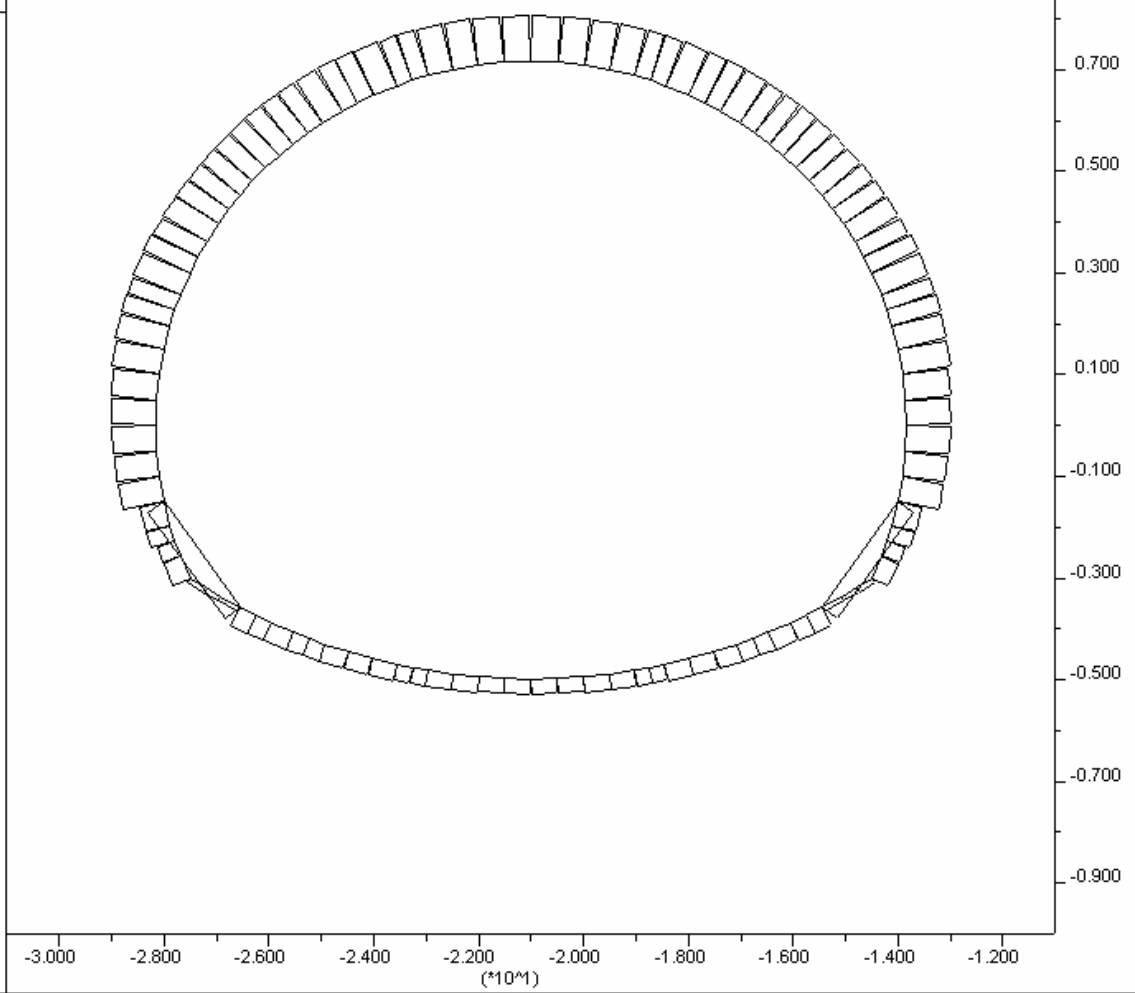
**FLAC (Version 4.00)**

LEGEND

30-Jun-06 12:01  
 step 87214  
 $-3.100E+01 <x< -1.100E+01$   
 $-1.000E+01 <y< 1.000E+01$

Beam Plot

# 8 (Beam) 5.526E+05  
 # 9 (Beam) 4.774E+05  
 #10 (Beam) 5.534E+05  
 #11 (Beam) 4.221E+05  
 #12 (Beam) 4.229E+05  
 #13 (Beam) 1.191E+06



JOB TITLE : SEZIONE TIPO B2: TIME 15 - SOLLECITAZIONI FLETTENTI (CANNA SX)

(\*10<sup>4</sup>M)

**FLAC (Version 4.00)**

LEGEND

30-Jun-06 12:01  
step 87214  
-3.100E+01 <x< -1.100E+01  
-1.000E+01 <y< 1.000E+01

Beam Plot

# 8 (Beam) -1.160E+05  
# 9 (Beam) -1.826E+05  
#10 (Beam) -1.138E+05  
#11 (Beam) -5.008E+04  
#12 (Beam) -4.963E+04  
#13 (Beam) -1.661E+05

