

S.S. 42 "DEL TONALE E DELLA MENDOLA"
VARIANTE EST DI EDOLO

PROGETTO DEFINITIVO



CESI
Shaping a Better Energy Future
Mandante

TECHINT
Engineering & Construction
Mandataria

IGEAG
ENGINEERING S.p.A.
SERVIZI INTEGRATI DI INGEGNERIA
Mandante

VISTO: IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO

RESPONSABILE
DELL'INTEGRAZIONE DELLE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

PROGETTISTA SPECIALISTA

IL COORDINATORE DELLA
SICUREZZA IN FASE DI
PROGETTAZIONE

Ing. Giancarlo LUONGO

Ing. Alessandro RODINO

Ing. Alessandro RODINO

Dott. Domenico TRIMBOLI

OPERE IN SOTTERRANEO
GALLERIA NATURALE
RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

COMI21 D 1810

NOME FILE

T01GN00OSTRE01_B

REVISIONE

SCALA:

CODICE ELAB. T01GN00OSTRE01

B

-

C

B

A

REV.

REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS
E PER RICHIESTA MODIFICA TRACCIATO

EMISSIONE

DESCRIZIONE

Agosto 2021

Maggio 2021

DATA

M. Barale

M. Barale

REDATTO

E. Giraudò

E. Giraudò

VERIFICATO

A. Rodino

A. Rodino

APPROVATO

INDICE	pag.
1. INTRODUZIONE	1
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	2
3. INQUADRAMENTO GENERALE	3
4. FASE CONOSCITIVA: CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	8
4.1 Inquadramento geologico.....	8
4.2 Indagini conoscitive	9
4.3 Parametri di progetto.....	10
5. ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO (FASE DI DIAGNOSI).....	12
5.1 Classi di comportamento del fronte di scavo.....	13
5.2 Metodo delle linee caratteristiche	15
5.2.1 Metodo di calcolo	15
5.2.2 Curva caratteristica della cavità:	17
5.2.3 Curva caratteristica del rivestimento	18
5.2.4 Procedimento	19
5.2.5 Determinazione delle categorie di comportamento.....	21
5.3 Metodo di tamez	23
6. DEFINIZIONE DEGLI INTERVENTI (FASE DI TERAPIA).....	25
7. VERIFICA DELL'EFFICACIA DEGLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO.....	26
7.1 Metodo delle linee caratteristiche	26
7.1.1 Valutazione della resistenza a taglio	26
7.1.2 Valutazione dell'incremento di rigidità.....	27
7.2 Metodo di tamez	28
8. DEFINIZIONE DELLE SEZIONI DI AVANZAMENTO	30
8.1 Sezione tipo A1	30
8.2 Sezione tipo A2.....	32
8.3 Sezione tipo A3.....	34
8.4 Sezione tipo A4.....	36
8.5 Sezione tipo B1	38
8.6 Sezione tipo B2.....	40

8.7	Caratteristiche dei materiali	42
8.8	Campi di applicazione.....	45
9.	VERIFICHE DELLE SEZIONI TIPO	46
9.1	Azioni sismiche.....	46
9.2	Codice di calcolo utilizzato.....	48
9.3	Grado di affidabilita' del codice.....	48
9.4	Modelli di calcolo	49
9.5	Risultati e verifiche	56
9.5.1	Rivestimenti di prima fase.....	56
9.5.2	Rivestimenti definitivi.....	58
9.5.3	Verifiche SLE	61
9.6	Aspetti deformativi	65
10.	CONCLUSIONI.....	66

ALLEGATI:

1	ANALISI DI STABILITA' FRONTI DI SCAVO - CURVE CARATTERISTICHE - FASE DI DIAGNOSI
2	ANALISI DI STABILITA' FRONTI DI SCAVO - CURVE CARATTERISTICHE - FASE DI TERAPIA
3	ANALISI DI STABILITA' FRONTI DI SCAVO - METODO DI TAMEZ - FASE DI DIAGNOSI
4	ANALISI DI STABILITA' FRONTI DI SCAVO - METODO DI TAMEZ - FASE DI TERAPIA
5.A1.1	ANALISI F.D.M. (FLAC) - SEZIONE TIPO A1
5.A1.2	ANALISI F.D.M. (FLAC) - SEZIONE TIPO A1 - CON PIAZZOLA DI SOSTA
5.A2.1	ANALISI F.D.M. (FLAC) - SEZIONE TIPO A2
5.A2.2	ANALISI F.D.M. (FLAC) - SEZIONE TIPO A2 - CON PIAZZOLA DI SOSTA
5.A3.1	ANALISI F.D.M. (FLAC) - SEZIONE TIPO A3
5.A3.2	ANALISI F.D.M. (FLAC) - SEZIONE TIPO A3 - CON PIAZZOLA DI SOSTA
5.A4.1	ANALISI F.D.M. (FLAC) - SEZIONE TIPO A4
5.A4.2	ANALISI F.D.M. (FLAC) - SEZIONE TIPO A4 - CON PIAZZOLA DI SOSTA
5.B1.1	ANALISI F.D.M. (FLAC) - SEZIONE TIPO B1a
5.B1.2	ANALISI F.D.M. (FLAC) - SEZIONE TIPO B1b
5.B2	ANALISI F.D.M. (FLAC) - SEZIONE TIPO B2

1. Introduzione

La presente relazione viene redatta nell'ambito del progetto dei "Lavori di Ammodernamento della SS. 42 del Tonale e della Mendola. Variante est di Edolo – LOTTO II".

Nella presente relazione vengono espone le principali analisi di calcolo e verifiche geotecniche e strutturali relative alla tratta di galleria naturale.

Per quanto riguarda le tratte in artificiale si rimanda alle relative relazioni di calcolo.

Le analisi e verifiche riportate nella presente relazione sono eseguite in accordo al Testo Unico D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»", sia in condizioni statiche che sismiche.

Per quanto riguarda la caratterizzazione geologico-geotecnica delle formazioni interessate dalle opere, e la conseguente definizione dei relativi parametri geotecnici, questa è stata effettuata sulla base di quanto riportato dagli elaborati di carattere Geologico e Geotecnico facenti parte della documentazione progettuale.

Per maggiori dettagli in merito all'ubicazione delle opere ed alle relative caratteristiche geometriche e strutturali si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

2. Normative di riferimento

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 "Norme tecniche per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica";
- Legge 2 febbraio 1974, n. 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»";
- Circ. Min. Infrastr. Trasp. 21 gennaio 2019, n. 7 "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 17/01/2018";
- Regolamento (UE) n. 305/2011 del Parlamento Europeo e del Consiglio del 9/03/2011 "Condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione";
- UNI EN 1992-1-1:2005 "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1998-1:2005 "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici";

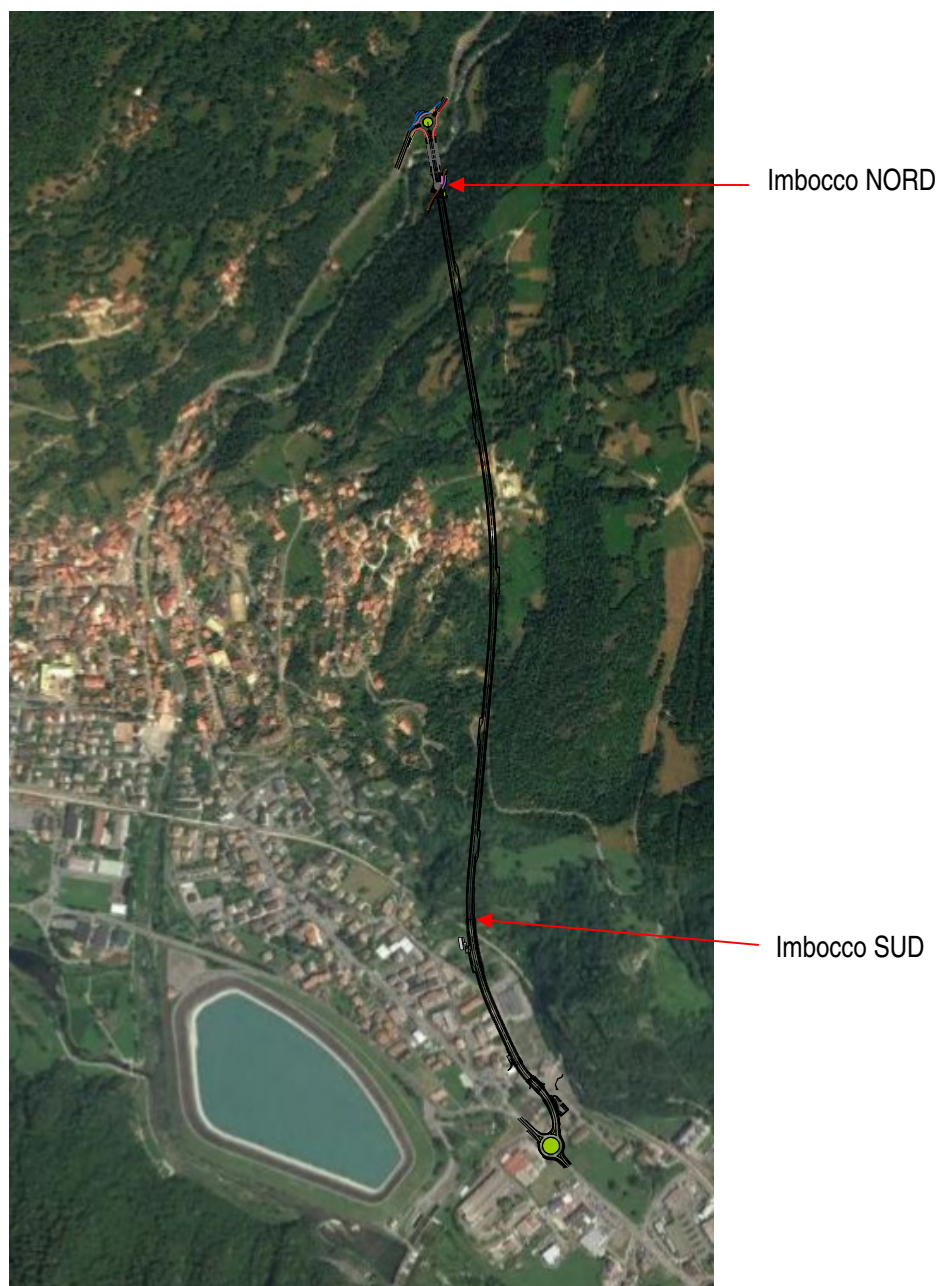
Come contemplato dalla Norma ("Norme tecniche per le costruzioni" Capitoli: 6.2.5, 6.7.5) trattandosi di opere di significativa complessità e criticità in relazione alle condizioni geomorfologiche, geotecniche e idrogeologiche dei siti, si generano incertezze risolvibili solo in fase realizzativa.

Nel presente progetto si prevedono in fase costruttiva continue osservazioni, rilievi geologico - geomeccanici e monitoraggi al fine di effettuare verifiche e affinamenti e pervenire alla definitiva scelta delle sezioni di presostegno, consolidamento, impermeabilizzazione e di rivestimento della galleria previste in progetto.

3. Inquadramento Generale

Ai fini delle analisi e delle verifiche riportate nella presente relazione, nel seguito si evidenziano le principali caratteristiche di Ubicazione e Classificazione dell'opera necessarie per la più corretta definizione delle azioni di calcolo, in accordo a quanto previsto dal D.M.17/01/2018.

La galleria in progetto è ubicata a est dell'abitato di Edolo. Il tratto in naturale si estende dall'imbocco SUD, posto nelle vicinanze della intersezione del tracciato con la linea ferroviaria, fino all'imbocco NORD situato in sponda sx del fiume Oglio a nord dell'abitato.



Il tratto in naturale si estende tra la progressiva km 0+492,00 (imbocco SUD) e la progressiva 1+935,79 (imbocco NORD), per una lunghezza complessiva pari a 1.443,79 m.

I due imbocchi risultano essere ubicati alle seguenti coordinate geografiche:

	latitudine	longitudine
Imbocco SUD	46.174°	10.342°
Imbocco NORD	46.188°	10.341°

Per l'opera in oggetto si definiscono i seguenti parametri di classificazione:

- Zona sismica: 3 (Ai sensi della DGR 11/07/2014 n. X/2129);
- Tipo di costruzione: 2 (costruzioni con livelli di prestazione ordinari);
- Vita nominale: $V_N \geq 50$ anni
- Classe d'uso: IV
- Coefficiente d'uso: $C_u = 2,0$
- Periodo di riferimento per le azioni sismiche: $V_R = V_N \cdot C_u = 100$ anni

A tali coordinate, in relazione alla classe d'uso ed alla vita nominale assunte per l'opera in progetto, si associano i seguenti valori della accelerazione sismica di riferimento:

	a_g/g
Imbocco SUD	0.0712
Imbocco NORD	0.0716

Per l'intera estensione longitudinale della galleria si adotta pertanto una accelerazione sismica di riferimento pari a:

$$a_g = 0.072 \text{ g}$$

La risposta sismica locale deve poi essere corretta in relazione alla "Categoria del Suolo" e alle "Condizioni Topografiche" proprie del sito di costruzione mediante i relativi coefficienti di amplificazione.

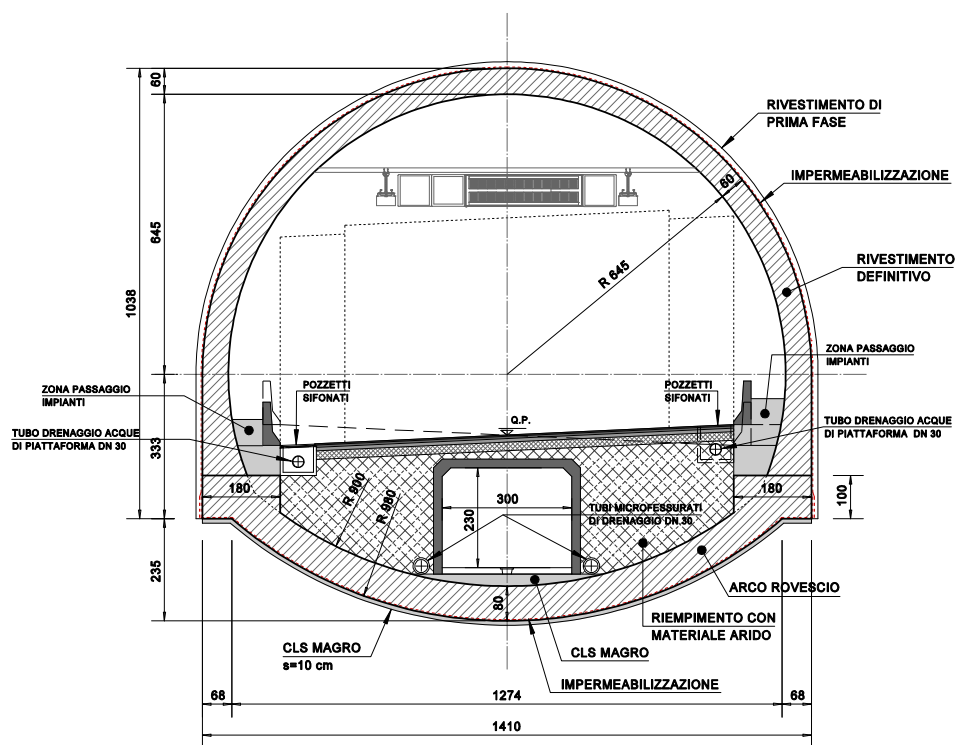
Per quanto concerne la categoria del suolo, in relazione alle caratteristiche degli ammassi rocciosi attraversati, rilevati nel corso delle indagini, si ritiene di classificare l'intero sito come appartenente alla categoria "A". Il relativo coefficiente di amplificazione stratigrafica risulta quindi pari a $S_S = 1.00$.

Fa eccezione il solo tratto iniziale di galleria in corrispondenza dell'imbocco Sud ove, per la presenza di depositi alluvionali e coltri detritiche, il terreno viene classificato come appartenente alla categoria "B", alla quale corrisponde un coefficiente $S_S = 1.20$.

Relativamente alla categoria topografica, data la collocazione dell'opera in profondità, si assume un coefficiente di amplificazione topografica pari a $S_T = 1.00$.

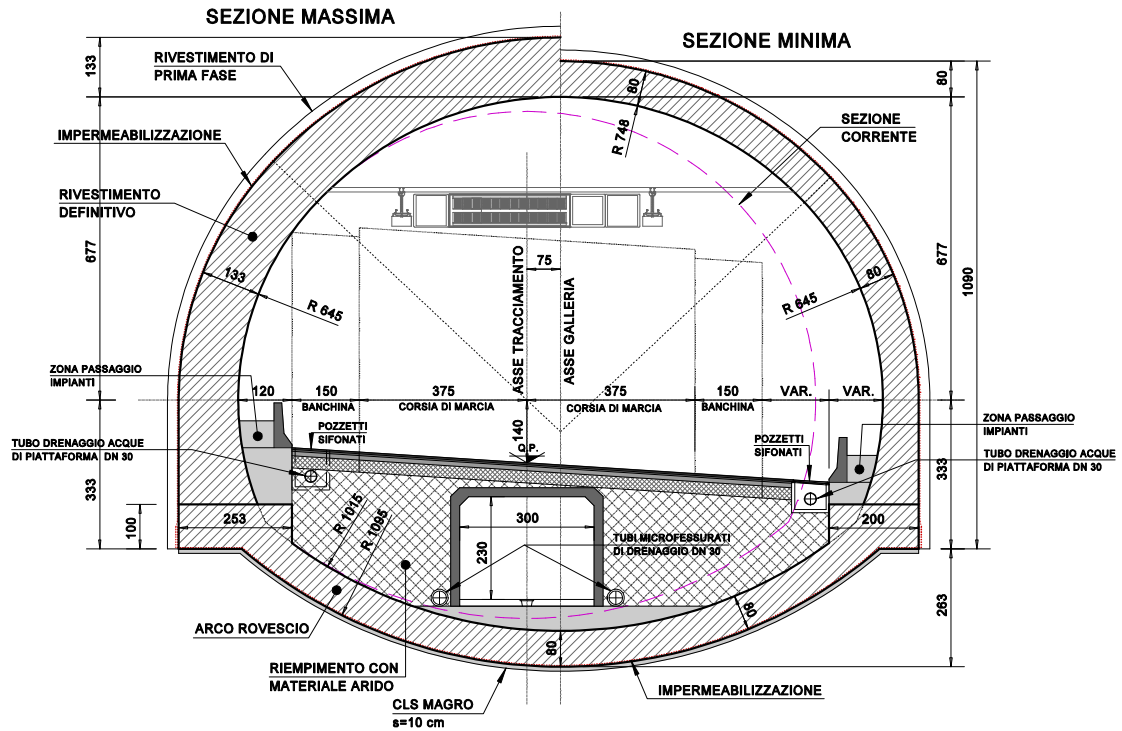
La galleria presenta profilo interno monocentrico con volta cilindrica circolare impostata su piedritti lievemente curvi sul lato di intradosso e verticali sul lato contro terra. Il raggio interno della circonferenza di calotta è pari a 6.45 m.

Trattandosi di galleria a unica canna con doppio senso di Marcia, di lunghezza superiore a 1000 m, in ottemperanza alle norme di sicurezza vigenti, la galleria è stata dotata di un cunicolo di emergenza, collocato al di sotto della carreggiata, con le vie di fuga (di ingresso al cunicolo) ubicate ogni 300 m in corrispondenza delle piazzole di sosta. Al fine di creare lo spazio per l'alocazione del cunicolo di emergenza, è stata prevista una sezione con arco rovescio ribassato, avente raggio interno pari a 9.00 m.



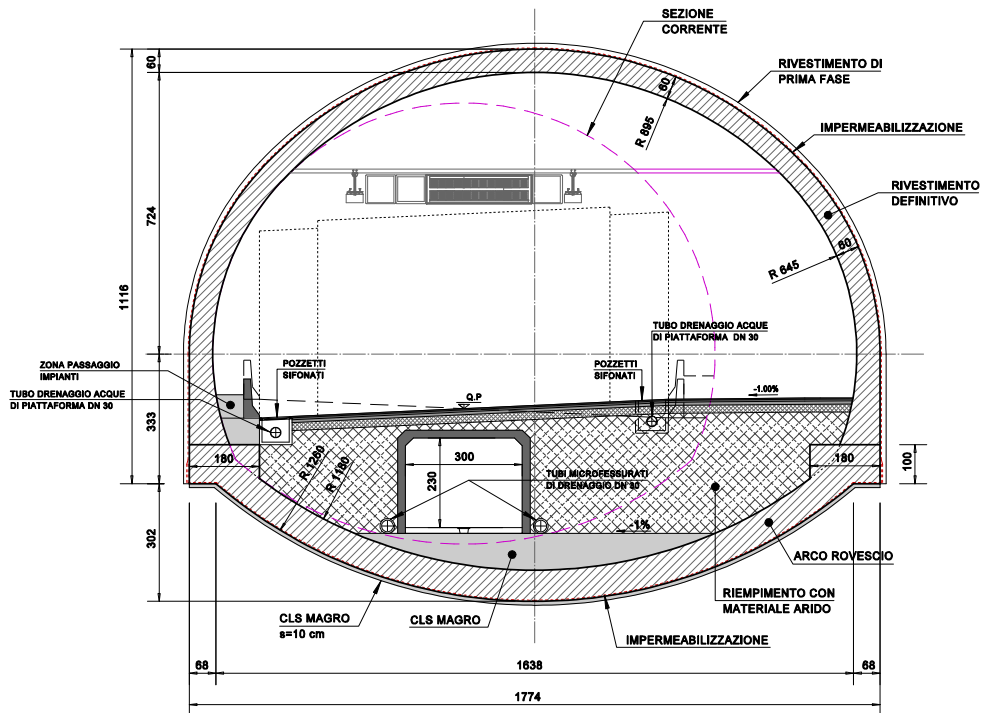
Sezione trasversale tipo

Fa eccezione un breve tratto iniziale che si estende dalla progr. 0+492 (imbocco sud) alla progr. 0+556, della lunghezza di circa 64,0 m, ove la sezione della galleria é prevista leggermente allargata rispetto a quella corrente tipo, per la necessità di soddisfare le verifiche di visibilità in curva.



Sezione trasversale Allargata

Lungo l'intero sviluppo è prevista la realizzazione di piazzole di sosta, poste ad interdistanza massima di 300 m, di lunghezza pari a 52 m, la cui sezione allargata è mostrata nella Figura seguente. Da ogni piazzola di sosta si accede al cunicolo di emergenza che corre sotto la piattaforma stradale.



Sezione trasversale tipo con piazzola di sosta

Le coperture aumentano dirigendosi verso Nord fino a raggiungere un massimo di circa 120 m in corrispondenza della dorsale, per poi decrescere verso l'imbocco Nord.

Il metodo di scavo previsto è quello "tradizionale", con abbattimento mediante esplosivo e/o mezzi meccanici; lo scavo è di norma previsto a piena sezione fino al piano di base delle murette e successivo scavo di ribasso per la realizzazione dell'arco rovescio.

4. Fase conoscitiva: caratterizzazione geotecnica

Nella fase conoscitiva si sono acquisiti gli elementi geologici e geotecnici necessari alla ricostruzione di un profilo geologico di previsione ed alla caratterizzazione dei terreni interessati dagli scavi, in termini di parametri di resistenza e di deformabilità. Tali dati sono indispensabili al fine di analizzare gli equilibri naturali preesistenti e la loro evoluzione a seguito dello scavo, operando correttamente nella successiva fase di diagnosi.

Per una descrizione dettagliata delle indagini geotecniche eseguite e delle interpretazioni condotte si rimanda alla visione della documentazione a carattere geologico e geotecnico ed al relativo profilo geomeccanico.

4.1 Inquadramento geologico

I terreni attraversati appartengono alla serie degli Scisti di Edolo su cui si sovrappongono depositi quaternari morenici e alluvionali.

Essi sono stati indagati con rilievi di superficie in corrispondenza di affioramenti presenti lungo il tracciato e agli imbocchi e mediante perforazioni di sondaggio.

Si tratta di micascisti e scisti quarzoso-feldspatici con livelli micacei e quarziti intercalate; si tratta di rocce fittamente scistose e foliate con giaciture inclinate di 50-60°; possono riscontrarsi passaggi a metagranitoidi, gneiss e paragneiss a struttura meno scistosa e più granulare.

Lungo l'asse della galleria i terreni metamorfici attraversati presentano caratteri di deformazione fragile; essi risultano attraversati da alcune faglie per buona parte a carattere distensivo che hanno un generale andamento NE-SW, alle quali possono collegarsi faglie secondarie coniugate. Nell'intorno di tali faglie è possibile rinvenire più o meno ampie fasce di tettonizzazione della formazione rocciosa.

Gli ammassi metamorfici attraversati presentano inoltre caratteri variabili circa le condizioni geostrutturali: essi possono configurarsi quali rocce lapidee abbastanza compatte con fratture e giunti a grande spaziatura, e rocce lapidee poco o scarsamente compatte in quanto interessate per alcuni tratti a fenomeni di tettonizzazione, per cui si presentano cataclasate, milonitizzate, nonché fortemente alterate con evidente scadimento delle caratteristiche meccaniche.

Con tali caratteristiche è possibile che nei tratti di scavo in ammasso roccioso molto fratturato possano verificarsi profili di scavo con fuori sagoma e distacchi di volumi rocciosi dalla calotta o dai fianchi.

Sotto il profilo idrogeologico i terreni attraversati dalla galleria sono caratterizzati da permeabilità bassa in relazione alla presenza di fratture chiuse, per cui essi non risultano sede di falda idrica.

Un diffuso stillicidio può riscontrarsi in corrispondenza di giunti aperti e con riempimenti ed una più o meno abbondante circolazione idrica frazionata e localizzata può riscontrarsi nell'attraversamento di piani di faglia con fasce milonitizzate e cataclasizzate, dove possono verificarsi venute d'acqua improvvise che tenderanno comunque a ridursi nel tempo; le linee strutturali attraversate sono sempre secondarie e i quantitativi idrici eventualmente riscontrati sono in genere modesti.

4.2 Indagini conoscitive

Sono state effettuate indagini conoscitive mediante sopralluoghi e indagini geognostiche e geotecniche finalizzate allo studio delle problematiche geotecniche relative alla progettazione delle opere.

Le indagini in sito hanno compreso l'esecuzione di sondaggi a rotazione e carotaggio continuo, ubicati in corrispondenza delle principali opere d'arte dove si riscontrano problematiche particolari legate alla natura dei terreni. Ciascun sondaggio è stato spinto sempre per le lunghezze ritenute significative, sia in riferimento alle opere da progettare, sia in rapporto alle unità geologiche incontrate. All'interno dei fori sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche (SPT) e prove di permeabilità tipo Lugeon. Inoltre è stato rilevato il livello del pelo libero della falda al momento del carotaggio.

Le indagini in sito hanno compreso anche l'esecuzione di stendimenti sismici a rifrazione. In sito si è anche proceduto ad un accurato rilievo delle caratteristiche delle superfici di discontinuità, allo scopo di definire l'assetto strutturale degli ammassi lapidei.

Per i dettagli in merito alla totalità delle indagini eseguite e alle relative interpretazioni con caratterizzazione delle formazioni interessate si rimanda alla visione della documentazione a carattere geologico-geotecnico facente parte dei documenti progettuali.

4.3 Parametri di progetto

Da un punto di vista geotecnico - geomeccanico, la tratta in naturale della galleria si sviluppa per la sua quasi totalità nell'ambito della formazione rocciosa costituita dagli scisti di Edolo.

Fa eccezione un breve tratto iniziale in corrispondenza dell'imbocco sud, che attraversa la linea ferroviaria. Tale tratto é caratterizzato da basse coperture che diventano poi decisamente maggiori subito oltrepassata la ferrovia.

Tale tratto é caratterizzato dalla presenza di una coltre detritica di versante costituita prevalentemente da ghiaia e blocchi. Il contatto con il substrato roccioso presenta un andamento incerto, comunque a salire di quota fino quasi ad emergere in superficie oltrepassata la ferrovia.

Lungo lo sviluppo della galleria nell'ambito della formazione rocciosa, come rappresentato sul profilo geologico-geomeccanico, si evidenzia la probabile presenza di zone di faglia tra le progressive 0+740 ÷ 0+768, e 1+483 ÷ 1+518 circa.

Alla luce di quanto sopra, lungo il profilo longitudinale della galleria si sono individuate le seguenti tratte principali caratterizzate da comportamento omogeneo in relazione alla litologia attraversata, allo stato di competenza delle formazioni rocciose interessate, nonché alle condizioni di copertura e, quindi, allo stato tensionale geostatico:

<i>Tratta</i>	<i>Condizione Tipo</i>
0+492 - 0+512	Bassa copertura (5÷10 m) - coltri detritiche
0+512 - 0+536	Bassa copertura (10÷30 m) - roccia alterata e fratturata
0+536 - 0+556	Discreta copertura (30÷40 m) - roccia poco competente
0+556 - 0+740	Buona copertura (40÷95 m) - roccia competente
0+740 - 0+768	Alta copertura (95÷100 m) - zona di faglia
0+768 - 1+483	Alta copertura (75÷100 m) - roccia molto competente
1+483 - 1+518	Alta copertura (100 m) - zona di faglia
1+518 - 1+827	Alta copertura (100÷120 m) - roccia molto competente
1+827 - 1+873	Buona copertura (40÷70 m) - roccia competente
1+873 - 1+936	Discreta copertura (10÷40 m) - roccia competente

In riferimento alle suddette tratte omogenee si sono quindi definite le sezioni tipo di calcolo rappresentative riportate nel seguito, ove l'ammasso roccioso é stato simulato con un modello di "continuo equivalente" caratterizzato da un comportamento elastico-lineare perfettamente plastico, con criterio di rottura di Hoek & Brown, più indicato per formazioni a carattere prettamente roccioso e per elevati stati tensionali.

Fanno eccezione i tre tratti iniziali a bassa copertura, ove lo scavo interessa le coltri detritiche o le formazioni rocciose più superficiali, ammalorate e degradate, per i quali si è adottato il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

Si evidenzia che i valori dei parametri geotecnici riportati in tabella sono quelli medi, nell'ambito dei range di variabilità degli stessi per ciascuna tratta, ritenuti più rappresentativi ed utilizzati nelle elaborazioni di calcolo.

Sez. Tipo	Classe Bieniawski	RMR	GSI	Copertura (m)	γ (kN/m³)	ϕ (°)	c (kPa)	E (MPa)
A ₁	II	75	70	120	27	45	400	8000
A ₂	II	65	60	120	27	40	300	8000
A ₃	III	55	50	120	27	40	200	5000
A ₄	IV	40	40	100	27	40	100	2700
B _{1a}	V	-	-	10	20	38	0	150
B _{1b}	IV	40	40	30	27	38	100	2700
B ₂	IV-III	55	50	40	27	40	200	5000

Per la caratterizzazione dei materiali sono stati presi a riferimento i dati ricavati dalla documentazione geologico-geotecnica del progetto preliminare, dai risultati delle indagini integrative eseguite, nonché da esperienze pregresse per le presumibili condizioni degli ammassi rocciosi nelle zone a maggiore copertura.

Per una ricostruzione dettagliata della litologia lungo il tracciato della galleria si rimanda alla visione degli elaborati geologici e geomeccanici di progetto.

5. Analisi del comportamento deformativo (fase di diagnosi)

L'apertura di una cavità in un materiale caratterizzato da un campo di tensioni naturali preesistente indisturbato, dovuto essenzialmente a carichi litostatici e a sforzi tettonici, porta ad una generale ridistribuzione degli sforzi, sia in direzione trasversale che longitudinale, con conseguente incremento delle tensioni al contorno della galleria e già prima del fronte di scavo.

Si genera così un nuovo campo tensionale che tende a far evolvere l'ammasso intorno al cavo verso una nuova situazione di equilibrio diversa da quella naturale, dando luogo a fenomeni deformativi.

Sulla base delle conoscenze dei terreni interessati dalla galleria è possibile, elaborando anche le esperienze maturate in lavori analoghi, svolgere delle previsioni sul comportamento dei terreni allo scavo, necessarie alla definizione degli interventi di stabilizzazione e degli schemi di avanzamento.

Queste previsioni sono strettamente connesse con lo studio dello stato tensio-deformativo instauratosi nell'ammasso al contorno della galleria e indotto dalle operazioni di scavo.

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, si sviluppano fenomeni deformativi e plasticizzazioni rilevanti in avanzamento sul fronte, cui conseguono il detensionamento e il decadimento delle caratteristiche meccaniche del terreno al contorno del cavo. Se, viceversa, il comportamento del nucleo d'avanzamento si mantiene 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.

La previsione delle modalità di avanzamento in sotterraneo è stata principalmente condotta secondo l'approccio del "Metodo per l'Analisi delle Deformazioni Controllate nelle Rocce e nei Suoli (ADECO-RS)".

Sulla base dei dati raccolti in fase di studio geologico e di caratterizzazione geomeccanica degli ammassi da attraversare, sono state effettuate le previsioni di comportamento tensio-deformativo della galleria in assenza di interventi, ed in particolar modo la previsione sul "comportamento deformativo del fronte di scavo", il quale riveste notevole importanza nella definizione delle condizioni di stabilità, a breve e lungo termine, e degli interventi più idonei per garantirle.

Il comportamento del fronte è principalmente condizionato da:

- le caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'ammasso connesse con le varie strutture geologiche che interessano la galleria;
- il comportamento del materiale nel breve e lungo termine: rigonfiamento, squeezing, fluage e rilasci tensionali;
- i carichi litostatici corrispondenti alle coperture in gioco;
- la forma e le dimensioni della sezione di scavo;
- lo schema di avanzamento e la tipologia dello scavo.

Si è quindi proceduto a suddividere il tracciato in tratte a comportamento deformativo omogeneo, nell'ambito delle tre categorie di comportamento del metodo ADECO-RS descritte nel seguito.

5.1 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 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 una 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.

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 seguito, effettuando una serie di analisi specifiche.

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

5.2 Metodo delle linee caratteristiche

Il metodo delle linee caratteristiche permette di valutare l'andamento delle deformazioni radiali dei diversi elementi della galleria (fronte, cavità, nucleo di terreno al fronte) al variare delle pressioni di contenimento sul contorno del cavo, le quali, per effetto dello scavo, dal valore di tensione naturale all'interno dell'ammasso, diminuiscono fino ad annullarsi oltre il raggio di azione del fronte di scavo.

Con tale metodo di calcolo è possibile stimare con buona approssimazione il valore della pressione di contatto tra il rivestimento della galleria e l'ammasso roccioso circostante ed il corrispondente valore della deformazione radiale del contorno della cavità ("convergenza"). Nel caso di comportamento elasto-plastico del mezzo, risulta inoltre possibile valutare l'eventuale estensione dell'ammasso roccioso circostante il cavo in cui viene superato il criterio di rottura stabilito ("fascia plastica").

Le principali ipotesi semplificative adottate dal metodo sono le seguenti:

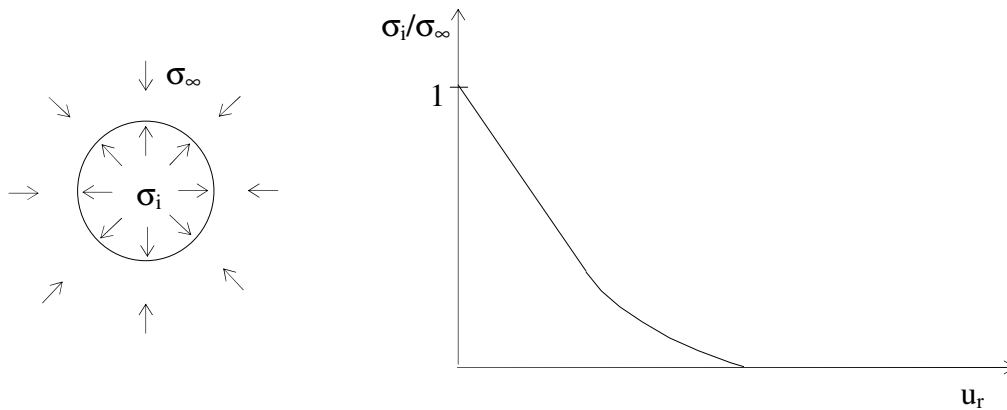
- Lo stato tensionale originario, in corrispondenza della galleria è supposto "idrostatico";
- Il profilo di scavo ed il rivestimento sono circolari;
- L'ammasso roccioso viene assunto come mezzo omogeneo ed isotropo a comportamento elastico-perfettamente plastico (elastico fino al raggiungimento del criterio di rottura stabilito);
- Il criterio di rottura dell'ammasso roccioso è generalmente quello di Mohr-Coulomb ($\tau=c+\sigma \operatorname{tg} \varphi$);
- Il rivestimento della galleria è costituito da materiale a comportamento elastico lineare fino al raggiungimento del limite massimo di resistenza (dipendente dalla resistenza propria a compressione del materiale).

L'applicazione del metodo risulta pertanto condizionata dalle suddette ipotesi; per tale motivo il metodo risulta essere particolarmente indicato soltanto per sezioni di galleria sufficientemente profonde (ossia con copertura in chiave calotta $> 2.5 \div 3$ volte il diametro della galleria) dove lo stato tensionale geostatico meglio approssima la condizione di carico idrostatico.

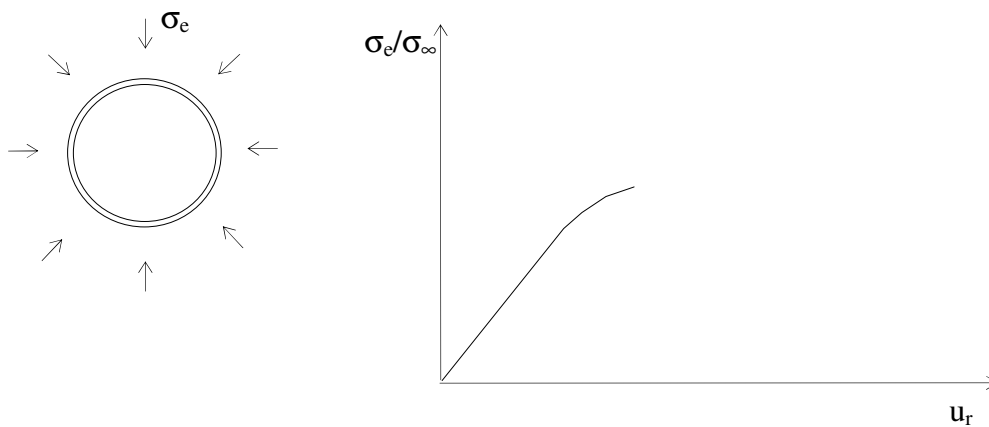
5.2.1 Metodo di calcolo

Lo studio dell'interazione terreno-struttura viene effettuato tramite l'analisi del comportamento deformativo sia del contorno di scavo, al variare della pressione radiale interna applicata allo stesso, sia del rivestimento, al variare della pressione radiale esterna applicata sull'estradosso. La rappresentazione grafica del comportamento deformativo del contorno di scavo (sul piano "pressione applicata σ_i " / spostamento radiale del contorno " u_r ") determina una curva denominata convenzionalmente "curva caratteristica della cavità" mentre la rappresentazione grafica, sullo stesso piano, del comportamento deformativo del rivestimento determina la curva denominata "curva caratteristica del

rivestimento". Con una adeguata composizione delle due curve caratteristiche sullo stesso piano di rappresentazione è possibile risalire al punto di intersezione tra le due curve ("punto di equilibrio") al quale corrisponde un determinato valore di pressione agente all'interfaccia tra il rivestimento e l'ammasso ed il relativo valore della deformazione radiale.



Curva caratteristica della cavità



Curva caratteristica del rivestimento

5.2.2 Curva caratteristica della cavità:

Le equazioni risolutive adottate per la determinazione della linea caratteristica della cavità sono quelle relative ad un mezzo omogeneo ed isotropo a comportamento elastico-lineare, nelle zone in cui lo stato tensionale non supera il limite massimo di plasticizzazione dettato dal criterio di rottura, e sono quelle di un mezzo a comportamento perfettamente plastico, nelle zone in cui tale criterio viene superato.

Allorquando lo stato tensionale al contorno della cavità non comporti il superamento del criterio di rottura (comportamento elastico-lineare), gli spostamenti del contorno, in accordo alla teoria dell'elasticità, sono determinati dalla seguente relazione:

$$u_r = \frac{1 + \nu_t}{E_t} \cdot (\sigma_\infty - \sigma_i) \cdot R$$

dove:

- R = raggio della cavità;
- σ_∞ = tensione idrostatica iniziale;
- σ_i = tensione idrostatica interna alla cavità;
- E_t = Modulo elastico della roccia;
- ν_t = coefficiente di Poisson.

Quando invece, diminuendo la pressione interna σ_i , si supera la soglia stabilita dal criterio di rottura, incomincia a formarsi la fascia plastica intorno alla cavità; questa continua ad aumentare di estensione, al diminuire della pressione interna σ_i , secondo la seguente relazione:

$$R_p = R \cdot \left(\frac{2}{m+1} \cdot \frac{\sigma'_\infty}{\sigma'_i} \right)^{1/(m-1)}$$

dove:

- R_p = raggio della fascia plastica;
- σ'_∞ = $\sigma_\infty + c \operatorname{ctg}\varphi$;
- σ'_i = $\sigma_i + c \operatorname{ctg}\varphi$;
- c = coesione della roccia;
- φ = angolo di attrito interno;
- m = $(1 + \sin\varphi)/(1 - \sin\varphi)$

Lo spostamento del contorno della cavità viene allora determinato mediante la seguente espressione:

$$u_{(R)} = u_{(R)}^e \Omega$$

dove:

$$u_{(R)}^e = [(1+\nu)/E] R \sigma'_{\infty}$$

$$\Omega = [(m-1)/(m+1)] \cdot [2/(m+1) (\sigma'_{\infty} / \sigma'_i)]^{(1+k)/(m-1)}$$

k = coefficiente di deformazione volumetrica (per k=1 si ha $\epsilon_v=0$)

Il criterio di rottura di Mohr-Coulomb $\tau = c + \sigma \operatorname{tg}\varphi$ può essere espresso, in termini di tensioni principali, secondo la seguente relazione:

$$\sigma_{\theta} = m \cdot \sigma_r + \sigma_c$$

dove $\sigma_c = (2 c \cos \varphi) / (1 - \sin \varphi)$

al quale corrisponde il seguente valore di soglia della pressione interna " σ^{cf} " al di sotto del quale il contorno della cavità si plasticizza:

$$\sigma^{cf} = 2/(m+1) \cdot \sigma_{\infty} - c \cos \varphi$$

ossia: se $\sigma_i > \sigma^{cf}$ valgono le equazioni in campo elastico
 se $\sigma_i < \sigma^{cf}$ valgono le equazioni in campo plastico

5.2.3 Curva caratteristica del rivestimento

Per quel che riguarda il comportamento deformativo del rivestimento, supposto questo di forma anulare, lo spostamento dell'estradosso del rivestimento " $u_{(R)}$ " viene messo in relazione alla pressione idrostatica " σ_e " agente sull'estradosso secondo la seguente relazione:

$$u_{(R)} = \sigma_e / K_t$$

dove " K_t " rappresenta la rigidezza dell'anello, supposta variabile a seconda del livello tensionale, e quindi deformativo, dell'anello stesso; essa viene determinata secondo la seguente espressione:

$$K_t = K_0 (\sigma_{lim} - \sigma_e) / \sigma_{lim}$$

In base a tale espressione, la rigidezza dell'anello viene supposta variabile linearmente in modo tale che, in corrispondenza di una pressione esterna " σ_e " nulla, essa coincida con il valore della rigidezza " K_0 " iniziale relativa alla condizione indeformata mentre, quando la pressione esterna " σ_e " raggiunge il valore limite di rottura dell'anello " σ_{lim} ", la

rigidezza " K_t " dell'anello si annulla ossia, si raggiunge la sua plasticizzazione.

Il valore della rigidezza iniziale " K_0 ", corrispondente alla situazione indeformata dell'anello, viene determinato sulla base delle formulazioni proposte dalla Scienza delle Costruzioni come:

$$K_0 = \frac{E_c \cdot (2R - t) \cdot t}{(1 + \nu) R [(1 - 2\nu) R^2 + (R - t)^2]}$$

dove :

- R = raggio esterno dell' anello
- t = spessore dell'anello
- E_c = modulo elastico
- ν = coefficiente di Poisson

Per la determinazione della pressione limite di rottura dell'anello, indicando con " R_c " la resistenza limite di rottura a compressione del materiale costituente il rivestimento, si può ricorrere alla nota espressione di Mariotte:

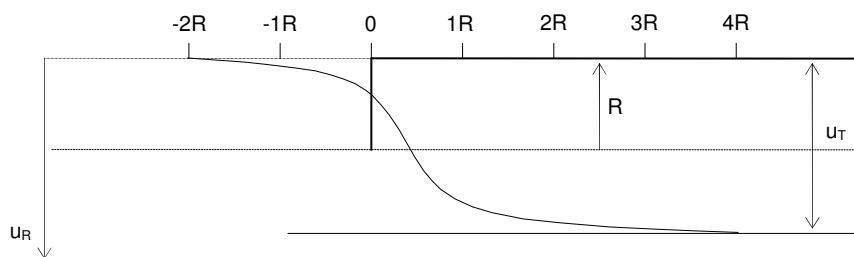
$$\sigma_{lim} = R_c (t/R)$$

5.2.4 Procedimento

Come noto, lo scavo della galleria determina, già per sezioni non ancora raggiunte dal fronte di scavo, una certa aliquota di "rilascio tensionale" così che, come rappresentato nella figura che segue, in corrispondenza del fronte di scavo, si è già generalmente sviluppata una aliquota di deformazione radiale (pari almeno, per un mezzo a comportamento elastico lineare, ad un terzo della convergenza totale " u_T " a regime che si avrebbe per le sezioni di galleria già scavate e poste a sufficiente distanza dal fronte).

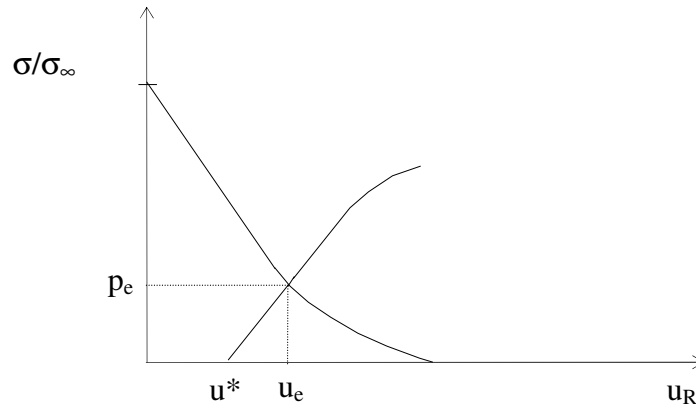
Tale comportamento viene di norma simulato mediante una graduale diminuzione della pressione radiale interna, applicata sul contorno dello scavo, a partire dal valore della pressione geostatica iniziale, fino al suo completo annullamento.

All'atto della messa in opera del rivestimento, pertanto, il contorno della cavità avrà già manifestato una determinata convergenza (questa dipenderà, oltre che dal comportamento meccanico dell'ammasso roccioso, anche dalla distanza intercorrente tra il rivestimento ed il fronte di scavo); nell'ipotesi di messa in opera del rivestimento a diretto contatto con il fronte di scavo e di un comportamento perfettamente elastico della roccia, tale convergenza risulterà, come detto, pari ad un terzo della convergenza finale.



Andamento delle deformazioni radiali lungo la galleria

La sovrapposizione delle due curve caratteristiche sullo stesso piano di rappresentazione viene pertanto effettuata tenendo conto delle deformazioni già avvenute all'atto della messa in opera del rivestimento; tale operazione può essere agevolmente effettuata adottando una opportuna traslazione orizzontale della curva caratteristica del rivestimento (u^*), come schematizzato nella figura che segue.



Determinazione del punto di equilibrio

5.2.5 Determinazione delle categorie di comportamento

Le categorie di comportamento sono state individuate sulla base dei risultati delle analisi condotte con il metodo delle linee caratteristiche descritto nel paragrafo precedente.

La seguente tabella riepiloga le sezioni di studio analizzate con il predetto metodo (tale metodo non risulta applicabile per le sezioni tipo B aventi limitata copertura).

Sez. Tipo	Copertura (m)	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kPa)	E (MPa)
A ₁	120	27	45	400	8000
A ₂	120	27	40	300	8000
A ₃	120	27	40	200	5000
A ₄	100	27	40	100	2700

Ai fini della determinazione delle categorie di comportamento, tutte le analisi sono state svolte nell'ipotesi di cavo libero, senza alcun intervento di preconsolidamento, precontenimento e contenimento.

La resistenza del nucleo di terreno situato davanti al fronte ($R_{1/2nucleo}$), è definita a partire dal valore di coesione (c) del terreno e dal suo angolo di attrito (ϕ) secondo le seguenti relazioni:

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

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

Trattandosi di analisi di interazione terreno-struttura finalizzate al dimensionamento strutturale degli elementi di sostegno del cavo e di rinforzo del fronte, le valutazioni in oggetto sono eseguite, in accordo a quanto previsto dalla normativa (§ 6.2.4.1.3), adottando i parametri caratteristici di resistenza dell'ammasso.

I risultati ottenuti sono riportati nella seguente tabella, in cui u_f rappresenta lo spostamento radiale del cavo in corrispondenza del fronte di scavo, $R_{pl,f}$ é il raggio della fascia plastica al fronte e R_o il raggio equivalente di scavo.

SEZIONE TIPO	COPERTURA (m)	ϕ (°)	c (kPa)	Em (Mpa)	Ro (m)	Rpl,f (m)	Rpl/Ro (-)	uf (cm)	uf/Ro (%)	Rpl,f/Ro (-)	Classe di comportamento	
											uf/Ro	Rpl,f/Ro
A1	120	45.00	400.00	8000	6.96	6.96	1.00	0.17	0.02%	1.00	A	A
A1 - Piazzola	120	45.00	400.00	8000	8.16	8.16	1.00	0.20	0.02%	1.00	A	A
A2	120	40.00	300.00	8000	6.96	6.96	1.00	0.24	0.03%	1.00	A	A
A2 - Piazzola	120	40.00	300.00	8000	8.16	8.16	1.00	0.28	0.03%	1.00	A	A
A3	120	40.00	200.00	5000	7.05	7.45	1.06	0.49	0.07%	1.06	A	A
A3 - Piazzola	120	40.00	200.00	5000	8.29	8.76	1.06	0.58	0.07%	1.06	A	A
A4	100	40.00	100.00	2700	7.05	8.59	1.22	1.01	0.14%	1.22	A	B
A4 - Piazzola	100	40.00	100.00	2700	8.29	10.10	1.22	1.19	0.14%	1.22	A	B
ϕ	Angolo di attrito											
c	Coesione											
Em	Modulo Elastico ammasso											
Ro	Raggio equiv. cavità											
Rpl,f	Raggio Fascia plastica al fronte											
uf	Convergenza al fronte											

Come rilevabile dalla tabella precedentemente riportata, si osserva come le sezioni tipo A₁, A₂ e A₃ presentino condizioni di stabilità del cavo mentre, le sezioni tipo A₄, previste nelle zone di faglia e ove le caratteristiche meccaniche della roccia sono meno buone, denotano problemi di stabilità nel lungo termine, secondo il metodo di classificazione ADECO-RS precedentemente riportato.

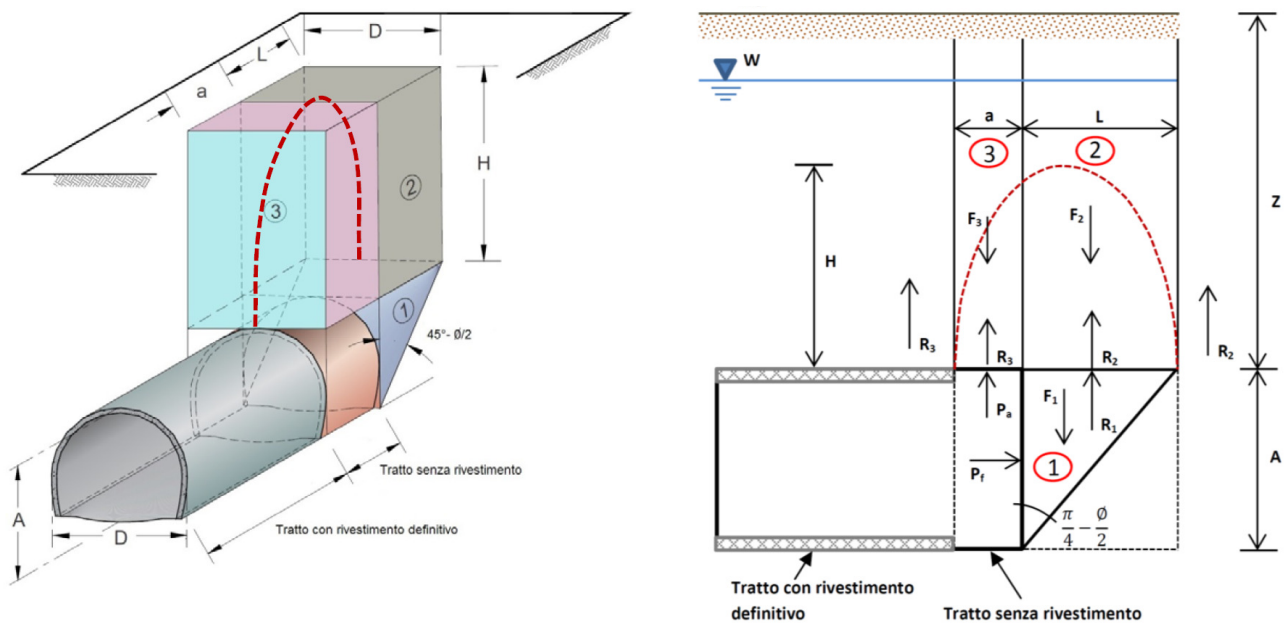
Le schede di dettaglio relative alle predette determinazioni sono riportate come allegato in calce alla presente relazione.

5.3 Metodo di Tamez

Le verifiche di stabilità del fronte sono state eseguite anche mediante l'impiego di metodi analitici semplificati all'equilibrio limite come, in particolare, il metodo di Tamez e Cornejo.

Tale metodo, ipotizzando l'esistenza di prismi di terreno in distacco secondo sezioni longitudinali, come rappresentato nelle figure seguenti, 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 calotta della galleria è definito da un paraboloide, approssimato mediante tre solidi prismatici, giungendo a definire un coefficiente di sicurezza FSF (Face Security Factor) nei confronti della stabilità del fronte di scavo.

Metodo di Tamez – schematizzazione di calcolo



Il fattore di sicurezza FSF viene determinato come rapporto tra i momenti delle forze resistenti e quelli delle forze agenti. Le forze resistenti sono quelle associate alle massime tensioni tangenziali che si possono sviluppare sulle facce di ogni prisma senza che avvengano scorrimenti mentre quelle agenti sono le forze di massa di ogni prisma.

Al valore del suddetto fattore di sicurezza può essere associato, indicativamente, un tipo di comportamento deformativo del fronte di scavo, secondo quanto descritto nella tabella seguente.

FS	Comportamento del fronte di scavo
>2	Comportamento elastico
1.5 - 2	Comportamento elasto - plastico: cedimenti normalmente ammissibili
1.3 - 1.5	Comportamento elasto - plastico: cedimenti importanti
1 - 1.3	Incipiente rottura
<1	Rottura

In analogia a quanto fatto con il metodo delle linee caratteristiche, per ciascuna delle sezioni tipo di avanzamento previste in progetto, nella tabella seguente si riportano i risultati del calcolo del fattore di sicurezza FSF determinato preventivamente in assenza di interventi di consolidamento al fronte.

Verifiche di Stabilità del fronte in assenza degli interventi di consolidamento

	D	A	γ	ϕ	c	z	L	F1	F2	F3	R1	R2	R3	Pf	FSFO
SEZIONE TIPO	(m)	(m)	(kN/mc)	(°)	(kPa)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
A1	14.40	13.00	27.00	45.00	400.00	120.00	5.38	13608.41	16748.81	3110.40	149719.77	116222.77	21583.58	0.00	9.17
A2	14.40	13.00	27.00	40.00	300.00	120.00	6.06	15319.89	18855.24	3110.40	157231.67	123291.10	20338.35	0.00	8.43
A3	14.60	13.10	27.00	40.00	200.00	120.00	6.11	15772.54	19264.18	3153.60	140992.63	114465.68	18738.35	0.00	7.41
A4	14.60	13.10	27.00	40.00	100.00	100.00	6.11	15772.54	19264.18	3153.60	106430.61	88872.20	14548.63	0.00	5.61
B1a	17.00	13.80	20.00	38.00	0.00	10.00	6.73	15790.25	18307.53	2720.00	16926.92	6467.47	960.89	0.00	0.67
B1b	17.00	13.80	27.00	38.00	100.00	30.00	6.73	21316.83	24715.17	3672.00	65588.71	36962.40	5491.61	0.00	2.30
B2	16.50	13.80	27.00	40.00	200.00	40.00	6.44	19781.01	22934.50	3564.00	92066.75	53922.15	8379.45	0.00	3.59

Per il significato dei simboli fare riferimento alle figure dello schema geometrico precedentemente riportate.

Come rilevabile dalla tabella, si osserva come, in assenza di interventi di consolidamento, le condizioni di stabilità del fronte denotino un comportamento abbondantemente elastico per le sezioni tipo A₁, A₂, A₃, e A₄.

La sezione tipo B_{1b} risulta essere in condizioni al limite tra un comportamento di tipo elastico ed elasto-plastico mentre per la sezione tipo B_{1a} il fronte non é stabile e necessitano pertanto interventi di consolidamento.

Tali risultati vanno ovviamente ponderati anche in raffronto con quanto stimato con il metodo delle linee caratteristiche e con quanto risulta dalle elaborazioni numeriche di calcolo agli elementi finiti.

Le schede di dettaglio relative alle predette determinazioni sono riportate come allegato in calce alla presente relazione.

6. Definizione degli interventi (fase di terapia)

Le valutazioni con il metodo delle Linee Caratteristiche e con il metodo di Tamez, eseguite in assenza di interventi di consolidamento, hanno permesso di assegnare a ciascun contesto geomeccanico uno dei tre comportamenti del fronte allo scavo menzionati nei paragrafi precedenti.

Si osserva come per le tratte di galleria individuate con le sezioni tipo A₁, A₂ e A₃, le convergenze al fronte siano estremamente limitate (1÷6 mm) con valori di estensione della fascia plasticizzata al contorno del cavo variabili da 0.00 m a 0.50 m. L'andamento delle curve caratteristiche risulta prevalentemente elastico fino al raggiungimento delle convergenze stimate al fronte. Il comportamento del fronte per tali tratte di galleria risulta classificabile come "Stabile". Per tali tratti di galleria non si prevedono pertanto interventi di stabilizzazione del fronte.

Relativamente ai tratti di galleria individuati con la sezione tipo A₄, i fenomeni di plasticizzazione risultano essere più marcati con maggiori problemi di stabilità del fronte che è ancora stabile, ma solo nel breve termine.

Pur avendo ancora valori di convergenza estremamente ridotti (dell'ordine di 1 cm), il comportamento del cavo risulta essere più plastico con estensioni della fascia plasticizzata che variano da 1.5 a 1.8 m.

Per tali tratte di galleria si prevede pertanto un consolidamento del fronte di scavo mediante la realizzazione di 17 elementi in VTR ø60 mm. I tubi in VTR saranno della lunghezza di 12.0 m e valvolati, per poter essere successivamente iniettati con malta cementizia in pressione.

Per quanto riguarda le sezioni tipo B, previste nei tratti iniziali di galleria immediatamente oltrepassata la sede ferroviaria, ove le basse coperture e le condizioni di ammaloramento e fratturazione dell'ammasso roccioso sono tali da determinare caratteristiche geomeccaniche più scadenti, dalle valutazioni con il metodo di Tamez, il fronte risulta presentare un comportamento instabile e stabile ma al limite tra elastico ed elasto-plastico.

In tale tratta di galleria si prevede pertanto un consolidamento del fronte di scavo mediante la realizzazione di 17 elementi in VTR ø60 mm. I tubi in VTR saranno della lunghezza di 12.0 m e valvolati, per poter essere successivamente iniettati con malta cementizia in pressione. Solo per la sezione tipo B₂, decorrente in un ammasso roccioso più competente, si potrà valutare durante i lavori la possibilità di non eseguire i consolidamenti al fronte.

7. Verifica dell'efficacia degli interventi di consolidamento

In riferimento alle sezioni tipologiche di intervento precedentemente definite, nel presente capitolo si riportano i risultati delle analisi di stabilità dei fronti di scavo eseguite tenendo conto dei previsti interventi di consolidamento.

Con il metodo delle Curve Caratteristiche tali verifiche hanno permesso inoltre di valutare l'entità delle convergenze e delle sollecitazioni nel prerivestimento, consentendo un predimensionamento degli interventi di sostegno.

7.1 Metodo delle linee caratteristiche

L'irrigidimento del nucleo d'avanzamento, realizzato mediante gli interventi di consolidamento, viene tenuto in conto mediante la valutazione dell'incremento di resistenza al taglio del terreno e del relativo incremento di rigidità.

7.1.1 Valutazione della resistenza a taglio

L'incremento della resistenza al taglio viene valutato come incremento di coesione, in accordo a quanto proposto da Hoek. Si considera una zona consolidata e si imposta un processo di medie pesate con riferimento all'area ed alla resistenza di ogni singolo componente in questione (ammasso, iniezioni cementizie), ottenendo:

$$R_{\text{amm}} \cdot A_{\text{amm}} + R_{\text{miscela}} \cdot A_{\text{miscela}} = R^* \cdot A^*$$

dove:

- R_{amm} resistenza dell'ammasso originario, pari alla resistenza a compressione monoassiale del materiale: $(2 \cdot c \cdot \cos\phi)/(1-\sin\phi)$;
- A_{amm} area dell'ammasso;
- R_{miscela} resistenza della miscela cementizia, calcolata considerando una resistenza dopo 1 settimana di maturazione dal getto ($R_{ck}=36$ MPa), e applicando un fattore di sicurezza pari a 1.3;
- A_{miscela} area interessata dall'iniezione cementizia;
- A^* area totale;
- R^* resistenza equivalente.

A favore di sicurezza non si sono considerati gli elementi strutturali inseriti.

Ricavata dall'espressione precedente R^* , si può valutare la coesione c^* da attribuire al materiale consolidato, essendo:

$$R^* = (2 \cdot c^* \cdot \cos\phi)/(1-\sin\phi)$$

con angolo d'attrito dell'ammasso originario.

Pertanto il materiale presente nella fascia consolidata attorno al cavo viene modellato con coesione c^* ed angolo d'attrito ϕ .

7.1.2 Valutazione dell'incremento di rigidezza

L'incremento della rigidezza del materiale consolidato viene valutato mediante omogenizzazione dei moduli elastici dei componenti coinvolti dal consolidamento (trascurando sempre, cautelativamente, gli elementi strutturali).

$$E_{\text{amm}} \cdot A_{\text{amm}} + E_{\text{miscela}} \cdot A_{\text{miscela}} = E^* \cdot A^*$$

dove:

- E_{amm} modulo elastico dell'ammasso originario;
- A_{amm} area dell'ammasso;
- E_{miscela} modulo elastico della miscela cementizia;
- A_{miscela} area interessata dall'iniezione cementizia;
- A^* area totale;
- E^* modulo elastico equivalente.

Risolvendo la precedente equazione si ricava il modulo elastico E^* che verrà attribuito al materiale consolidato.

Nella tabella che segue sono riportati i principali valori indice ottenuti dalle elaborazioni delle linee caratteristiche effettuate con riferimento alla situazione di fronte consolidato e, quindi, adottando i parametri di resistenza e di deformabilità equivalenti precedentemente elencati.

Nelle predette simulazioni il rivestimento provvisorio è stato considerato nella sola componente del calcestruzzo (sprit-beton) trascurando la presenza al suo interno delle centine metalliche.

SEZIONE TIPO	COPERTURA (m)	Ø (°)	c (kPa)	Em (Mpa)	Ro (m)	Rpl,f (m)	Rpl/Ro (-)	uf (cm)	uf/Ro (%)	Rpl,f/Ro (-)	Classe di comportamento		u* (cm)	p* (kPa)
											uf/Ro	Rpl,f/Ro		
A1	120	45.00	400.00	8000	6.96	6.96	1.00	0.17	0.02%	1.00	A	A	0.09	21.12
A1 - Piazzola	120	45.00	400.00	8000	8.16	8.16	1.00	0.20	0.02%	1.00	A	A	0.10	18.78
A2	120	40.00	300.00	8000	6.96	6.96	1.00	0.24	0.03%	1.00	A	A	0.20	44.32
A2 - Piazzola	120	40.00	300.00	8000	8.16	8.16	1.00	0.28	0.03%	1.00	A	A	0.24	39.73
A3	120	40.00	200.00	5000	7.05	7.45	1.06	0.49	0.07%	1.06	A	A	0.39	102.42
A3 - Piazzola	120	40.00	200.00	5000	8.29	8.76	1.06	0.58	0.07%	1.06	A	A	0.46	96.60
A4	100	40.00	121.76	2725	7.05	8.15	1.16	0.91	0.13%	1.16	A	A	0.81	148.75
A4 - Piazzola	100	40.00	119.42	2722	8.29	9.63	1.16	1.08	0.13%	1.16	A	A	0.94	157.79
Ø	Angolo di attrito													
c	Coesione													
Em	Modulo Elastico ammasso													
Ro	Raggio equiv. cavità													
Rpl,f	Raggio Fascia plastica al fronte													
uf	Convergenza al fronte													
u*	Convergenza finale													
p*	Pressione sul rivestimento													

Si osserva come, per tutte le tipologie di intervento, il comportamento del fronte risulti di tipo "stabile" a conferma della effettiva efficacia degli interventi previsti.

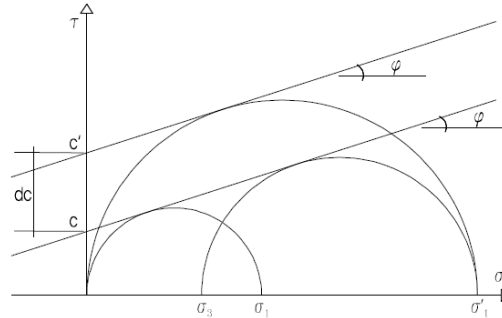
Le schede di dettaglio relative alle predette determinazioni sono riportate come allegato in calce alla presente relazione.

7.2 Metodo di Tamez

Con il metodo di Tamez si può tenere conto della presenza degli elementi di consolidamento al fronte mediante il metodo della “coesione equivalente”, ovvero valutando la pressione di confinamento sul fronte esercitata dagli elementi in vetroresina. L’incremento di coesione è calcolato secondo lo schema riportato nella seguente figura, con riferimento alla seguente formulazione:

$$dc = \frac{\sigma_3 \cdot K_p}{2 \cdot \sqrt{K_p}}$$

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



Il valore della pressione di confinamento sul fronte σ_3 viene calcolato con riferimento ai due possibili meccanismi di rottura (rottura del VTR e sfilamento dell’elemento), considerando il minore tra i due:

Rottura dei VTR: $\sigma_3 = N \frac{A_c \cdot \sigma_s}{A_s}$

dove:

N = numero di elementi in VTR;

A_c = area resistente del VTR = 1570 mm²;

σ_s = tensione di snervamento = 600 N/mm²;

A_s = area di scavo.

Rottura per sfilamento: $\sigma_3 = N \frac{A_{lat} \cdot \tau_{sfil}}{A_s}$

dove:

N = numero di elementi in VTR;

A_{lat} = area laterale del bulbo del VTR competente al tratto di sovrapposizione;

τ_{sfil} = tensione di aderenza malta-terreno;

A_s = area di scavo.

Nel calcolo della resistenza a sfilamento degli elementi in VTR si considera il solo tratto di sovrapposizione longitudinale degli elementi, ponendosi nella condizione più sfavorevole corrispondente allo scavo completo di un concio di avanzamento.

Obiettivo degli interventi di consolidamento è quello di migliorare le caratteristiche di resistenza e di deformabilità del nucleo-fronte, portandolo verso un comportamento di tipo elastico.

Si sono pertanto rieseguite le verifiche di stabilità applicando sul fronte la pressione offerta dagli elementi in VTR calcolata come descritto in precedenza.

La tabella seguente riassume i risultati del calcolo in oggetto.

Verifiche di Stabilità del fronte in presenza degli interventi di consolidamento

	D	A	γ	ϕ	c	z	L	F1	F2	F3	R1	R2	R3	Pf	FSF
SEZIONE TIPO	(m)	(m)	(kN/mc)	(°)	(kPa)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
A1	14.40	13.00	27.00	45.00	400.00	120.00	5.38	13608.41	16748.81	3110.40	149719.77	116222.77	21583.58	0.00	9.17
A2	14.40	13.00	27.00	40.00	300.00	120.00	6.06	15319.89	18855.24	3110.40	157231.67	123291.10	20338.35	0.00	8.43
A3	14.60	13.10	27.00	40.00	200.00	120.00	6.11	15772.54	19264.18	3153.60	140992.63	114465.68	18738.35	0.00	7.41
A4	14.60	13.10	27.00	40.00	100.00	100.00	6.11	15772.54	19264.18	3153.60	106430.61	88872.20	14548.63	16014.00	6.43
B1a	17.00	13.80	20.00	38.00	0.00	10.00	6.73	15790.25	18307.53	2720.00	16926.92	6467.47	960.89	23467.57	1.89
B1b	17.00	13.80	27.00	38.00	100.00	30.00	6.73	21316.83	24715.17	3672.00	65588.71	36962.40	5491.61	16014.00	2.91
B2	16.50	13.80	27.00	40.00	200.00	40.00	6.44	19781.01	22934.50	3564.00	92066.75	53922.15	8379.45	16014.00	4.28

Ovviamente, per le sezioni tipo per le quali non sono previsti interventi di consolidamento al fronte, essendo il contributo di questi nullo ($P_f = 0.00$) i fattori di sicurezza restano invariati.

Per le sezioni che prevedono invece elementi di consolidamento, questi risultano essere efficaci ed idonei per il raggiungimento dell'obiettivo prefissato.

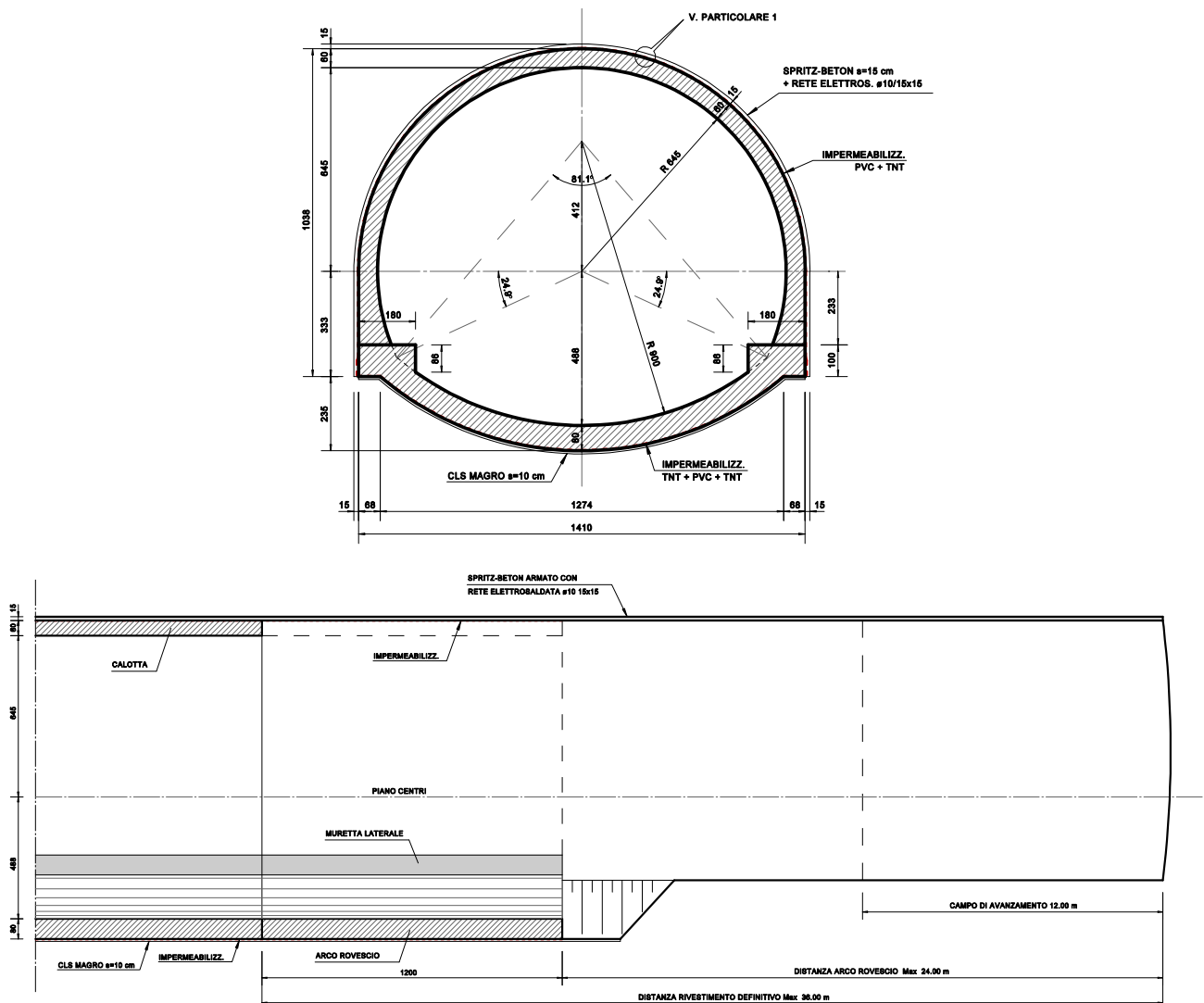
Le schede di dettaglio relative alle predette determinazioni sono riportate come allegato in calce alla presente relazione.

8. Definizione delle sezioni di avanzamento

Nel presente capitolo sono descritti gli interventi previsti per la realizzazione della galleria naturale, necessari a garantire la stabilità del cavo nel breve e nel lungo termine, in accordo con le indicazioni ottenute dall'analisi del comportamento deformativo allo scavo (fase di diagnosi) precedentemente sviluppata.

Per ciascuna delle predette situazioni tipo di comportamento del cavo sono descritte le relative sezioni tipo di avanzamento e la successione delle fasi esecutive.

8.1 Sezione tipo A1



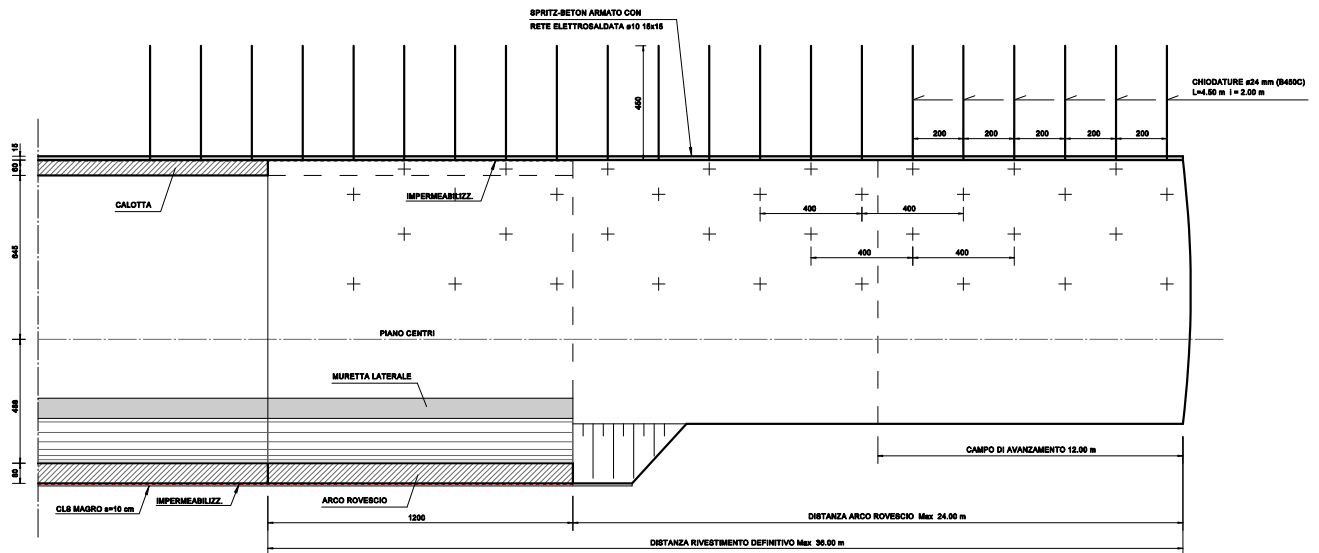
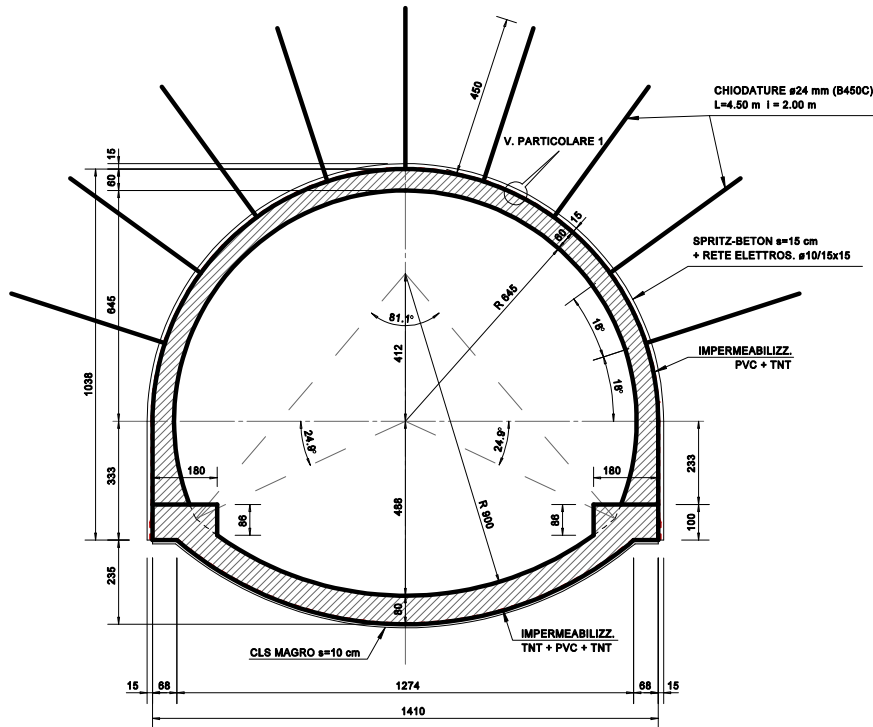
FASI REALIZZATIVE

- Fase 1:** scavo area di calotta e piedritti per singoli sfondi di $1.5 \div 2.0$ m
- Fase 2:** al termine di ogni singolo sfondo immediata messa in opera del rivestimento di prima fase, costituito da uno strato di spritz-beton dello spessore di 15 cm, armato con doppia rete elettrosaldata $\phi 10 / 15 \times 15$
- Fase 3:** scavo area arco rovescio per singoli sfondi di $1.5 \div 2.0$ m

Ripetizione delle fasi 1,2 e 3 per l'intero campo di avanzamento
Il campo di avanzamento avrà lunghezza massima di 12.00 m, sagomando il fronte a forma concava.

- Fase 4:** posa impermeabilizzazione dell'arco rovescio
- Fase 5:** posa armatura arco rovescio e murette
- Fase 6:** getto arco rovescio e murette
- Fase 7:** posa impermeabilizzazione della calotta
- Fase 8:** posa armatura rivestimento definitivo e getto

8.2 Sezione tipo A2



FASI REALIZZATIVE

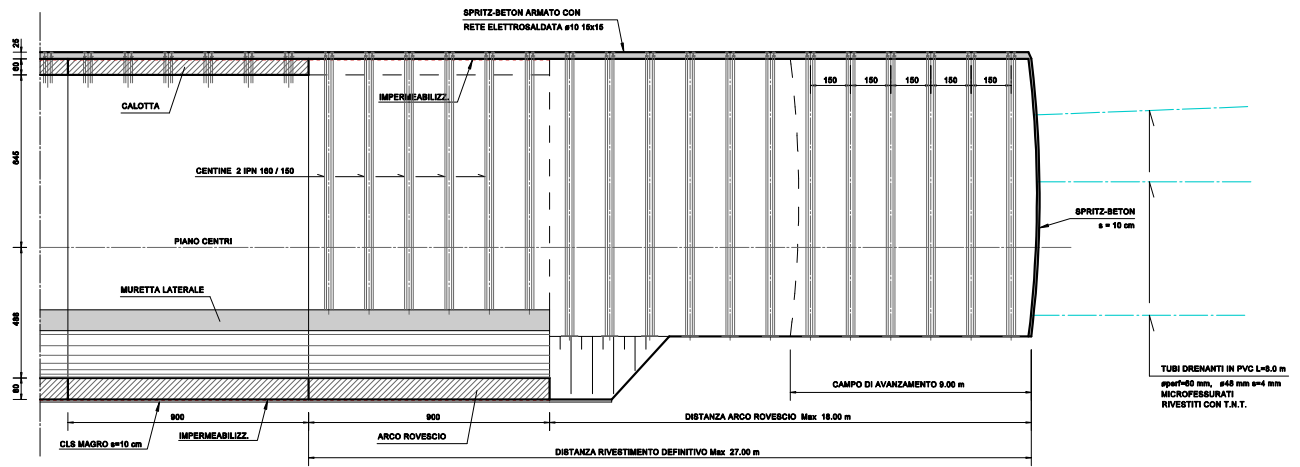
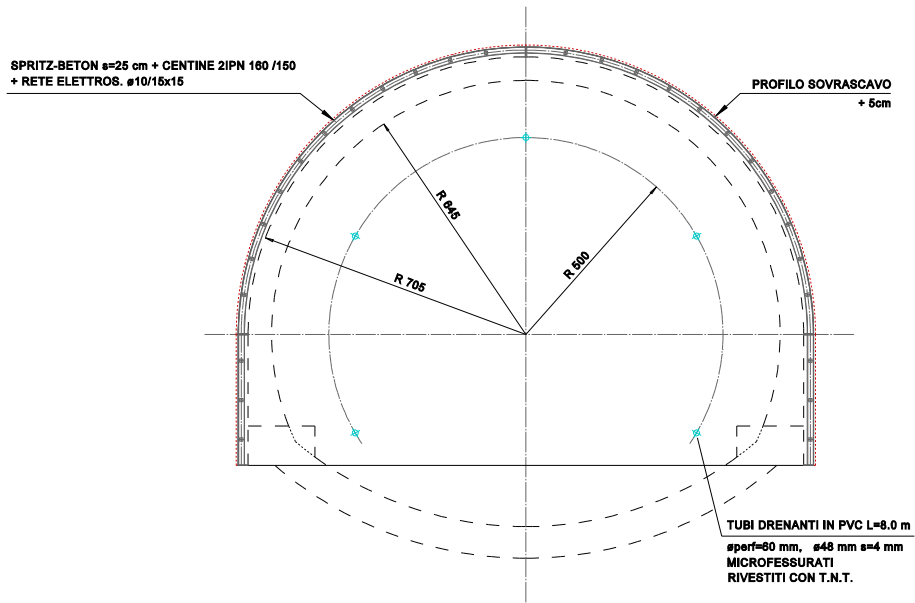
- Fase 1:** scavo area di calotta e piedritti per singoli sfondi di $1.5 \div 2.0$ m
- Fase 2:** al termine di ogni singolo sfondo messa in opera di chiodature radiali, costituite da barre in acciaio $\varnothing 24$ mm diposte a quinconce secondo una maglia 2.0×2.0 m e successiva messa in opera del rivestimento di prima fase, costituito da uno strato di spritz-beton dello spessore di 15 cm, armato con doppia rete elettrosaldata $\varnothing 10 / 15 \times 15$
- Fase 3:** scavo area arco rovescio per singoli sfondi di $1.5 \div 2.0$ m

Ripetizione delle fasi 1,2 e 3 per l'intero campo di avanzamento

Il campo di avanzamento avrà lunghezza massima di 12.00 m, sagomando il fronte a forma concava.

- Fase 4:** posa impermeabilizzazione dell'arco rovescio
- Fase 5:** posa armatura arco rovescio e murette
- Fase 6:** getto arco rovescio e murette
- Fase 7:** posa impermeabilizzazione della calotta
- Fase 8:** posa armatura rivestimento definitivo e getto

8.3 Sezione tipo A3



FASI REALIZZATIVE

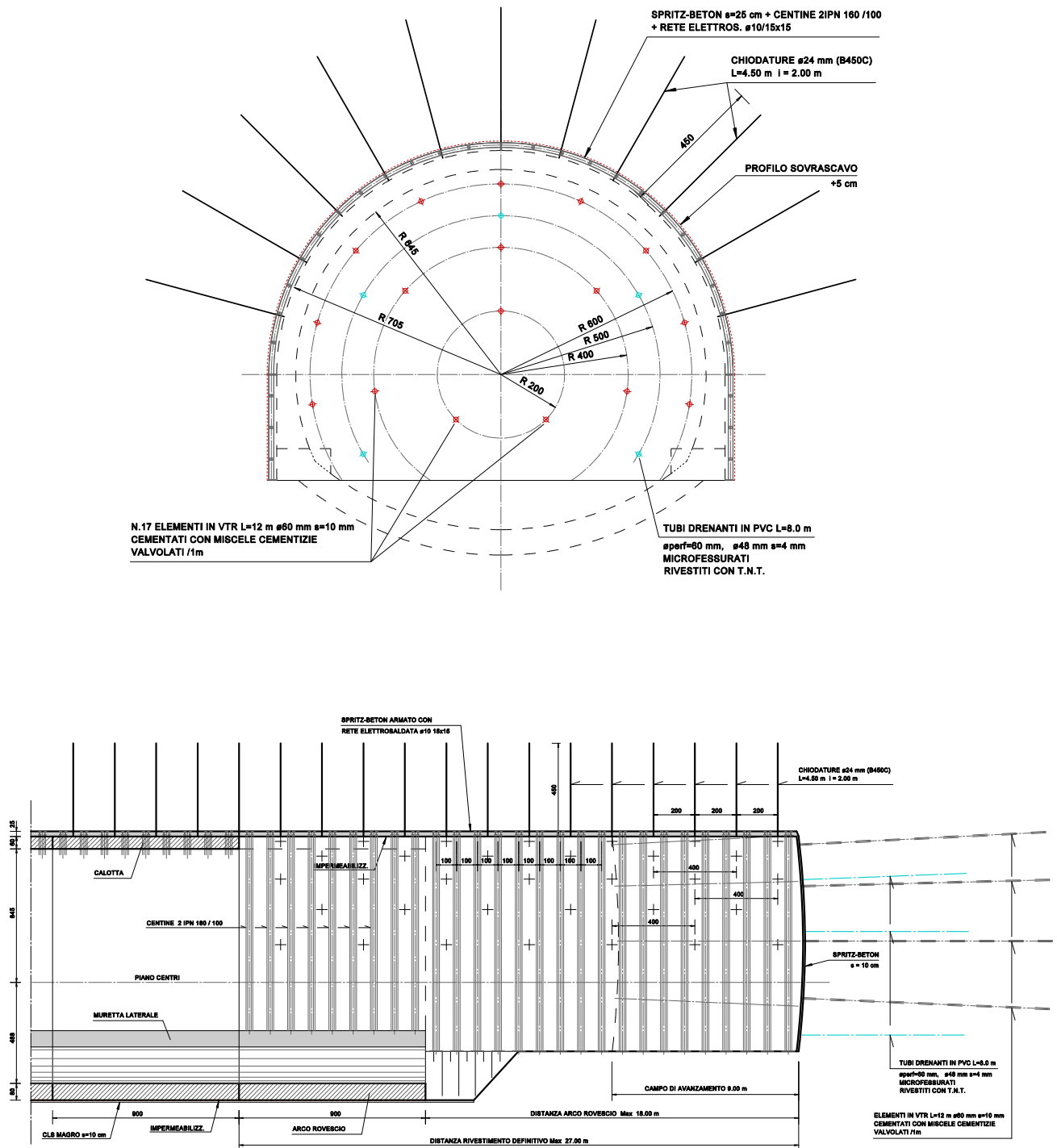
- Fase 1:** scavo area di calotta e piedritti per singoli sfondi di $1.5 \div 2.0$ m
- Fase 2:** al termine di ogni singolo sfondo immediata messa in opera del rivestimento di prima fase, costituito da doppie centine IPN 160 ad interasse di 1.50 m, inglobate in uno strato di spritz-beton dello spessore di 25 cm armato con rete elettrosaldata $\varnothing 10 / 15 \times 15$.
Solo per la sezione allargata per la presenza della piazzola di sosta é previsto un rivestimento in spritz-beton dello spessore di 30 cm con doppie centine IPN 180 ad interasse di 1.50 m
- Fase 3:** scavo area arco rovescio per singoli sfondi di $1.5 \div 2.0$ m

Ripetizione delle fasi 1,2 e 3 per l'intero campo di avanzamento

Il campo di avanzamento avrà lunghezza massima di 9.00 m, sagomando il fronte a forma concava con esecuzione di 10 cm di spritz-beton sul fronte ogni fine campo e l'esecuzione di n. 5 fori drenanti al fronte, con inserimento di tubi in PVC microfessurati $\varnothing 48$ mm L=8.0 m (il numero e la necessità dei dreni potranno essere adeguati in corso d'opera in relazione alla locale situazione geo-idrologica)

- Fase 4:** posa impermeabilizzazione dell'arco rovescio
- Fase 5:** posa armatura arco rovescio e murette
- Fase 6:** getto arco rovescio e murette
- Fase 7:** posa impermeabilizzazione della calotta
- Fase 8:** posa armatura rivestimento definitivo e getto

8.4 Sezione tipo A4



FASI REALIZZATIVE

Fase 1: esecuzione di preconsolidamento al fronte mediante la realizzazione di n.17 elementi in VTR $\varnothing 60$ mm (n.21 per la sezione allargata con piazzola di sosta), della lunghezza di 12.0 m e l'esecuzione di n. 5 fori drenanti al fronte, con inserimento di tubi in PVC microfessurati $\varnothing 48$ mm L=8.0 m (il numero e la necessità dei dreni potranno essere adeguati in corso d'opera in relazione alla locale situazione geo-idrologica)

Fase 2: scavo area di calotta e piedritti per singoli sfondi di $1.0 \div 1.5$ m

Fase 3: al termine di ogni singolo sfondo messa in opera di chiodature radiali, costituite da barre in acciaio $\varnothing 24$ mm diposte a quinconce secondo una maglia 1.8×2.0 m e successiva messa in opera del rivestimento di prima fase, costituito da doppie centine IPN 160 ad interasse di 1.00 m, inglobate in uno strato di spritz-beton dello spessore di 25 cm armato con rete elettrosaldata $\varnothing 10 / 15 \times 15$.

Per le sezioni senza cunicolo e per quelle allargate con piazzola di sosta é previsto un rivestimento in spritz-beton dello spessore di 30 cm con doppie centine IPN 180 ad interasse di 1.00 m

Fase 4: scavo area arco rovescio per singoli sfondi di $1.0 \div 1.5$ m

Ripetizione delle fasi 2,3 e 4 per l'intero campo di avanzamento

Il campo di avanzamento avrà lunghezza massima di 9.00 m, sagomando il fronte a forma concava con esecuzione di 10 cm di spritz-beton sul fronte ogni fine campo

Fase 5: posa impermeabilizzazione dell'arco rovescio

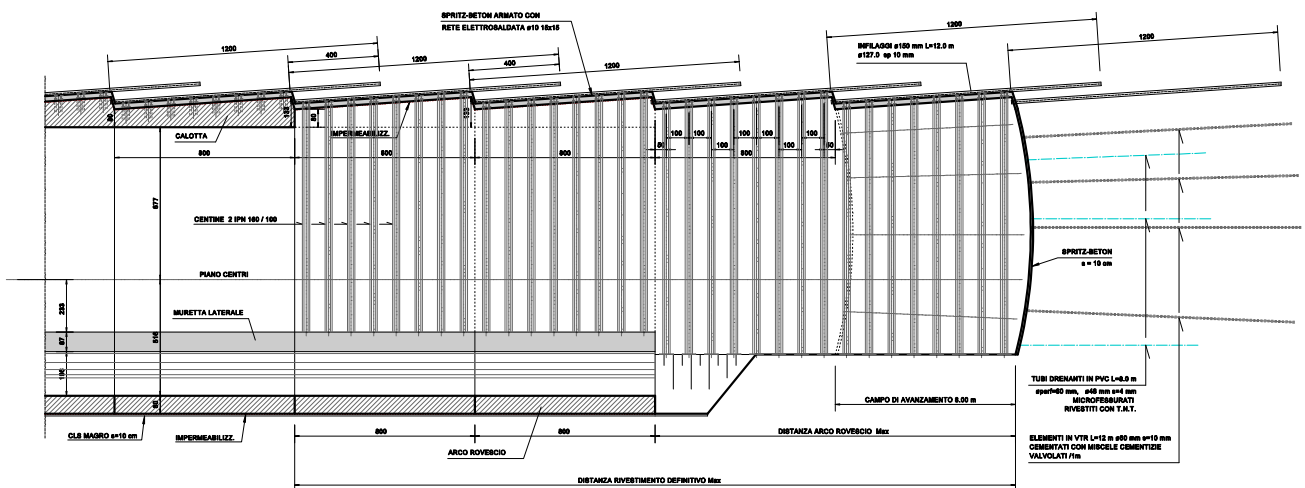
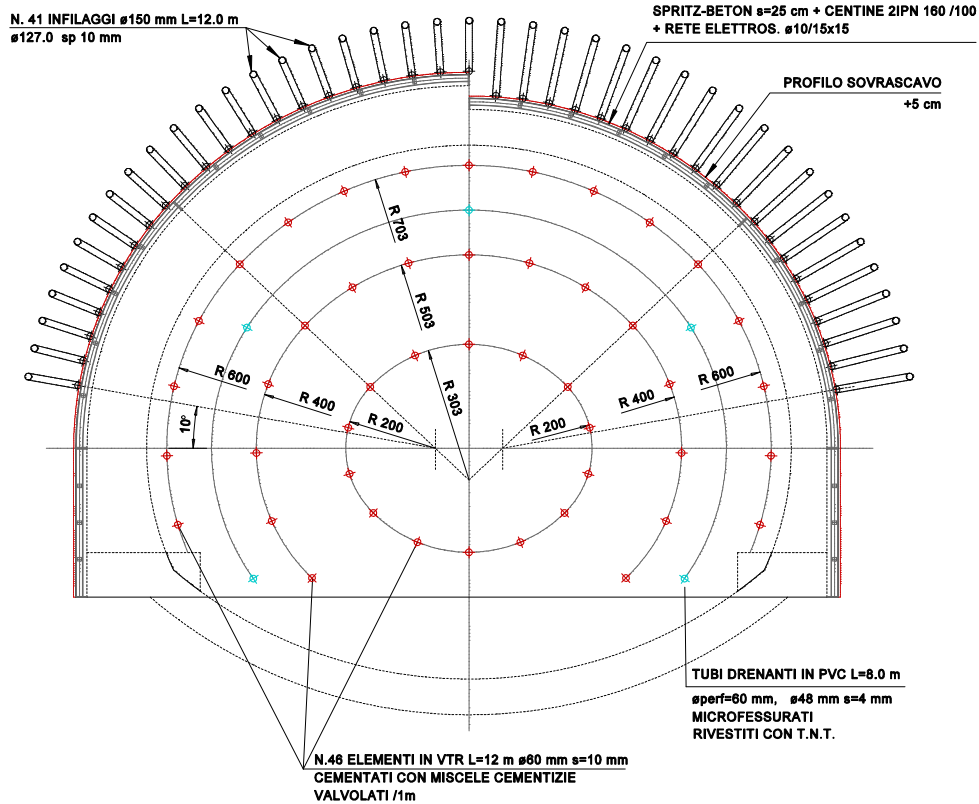
Fase 6: posa armatura arco rovescio e murette

Fase 7: getto arco rovescio e murette

Fase 8: posa impermeabilizzazione della calotta

Fase 9: posa armatura rivestimento definitivo e getto

8.5 Sezione tipo B1



FASI REALIZZATIVE

Fase 1: esecuzione di preconsolidamento al fronte mediante la realizzazione di n.46 elementi in VTR $\varnothing 60$ mm (n. 17 per la sezione Sez. tipo B1b), della lunghezza di 12.0 m e l'esecuzione di n. 5 fori drenanti al fronte, con inserimento di tubi in PVC microfessurati $\varnothing 48$ mm L=8.0 m (il numero e la necessità dei dreni potranno essere adeguati in corso d'opera in relazione alla locale situazione geo-idrologica)

Fase 2: esecuzione di preconsolidamento dell'arco di calotta mediante la realizzazione di n. 41 infilaggi $\varnothing 150$ mm della lunghezza di 12.0 m armati con tubi in acciaio $\varnothing 127.0$ mm sp = 10 mm

Fase 3: scavo area di calotta e piedritti per singoli sfondi di $1.0 \div 1.5$ m

Fase 4: al termine di ogni singolo sfondo messa in opera del rivestimento di prima fase, costituito da doppie centine IPN 160 ad interasse di 1.00 m, inglobate in uno strato di spritz-beton dello spessore di 25 cm armato con rete elettrosaldata $\varnothing 10 / 15 \times 15$.

Fase 5: scavo area arco rovescio per singoli sfondi di $1.0 \div 1.5$ m

Ripetizione delle fasi 3,4 e 5 per l'intero campo di avanzamento

Il campo di avanzamento avrà lunghezza massima di 8.00 m, sagomando il fronte a forma concava con esecuzione di 10 cm di spritz-beton sul fronte ogni fine campo

Fase 6: posa impermeabilizzazione dell'arco rovescio

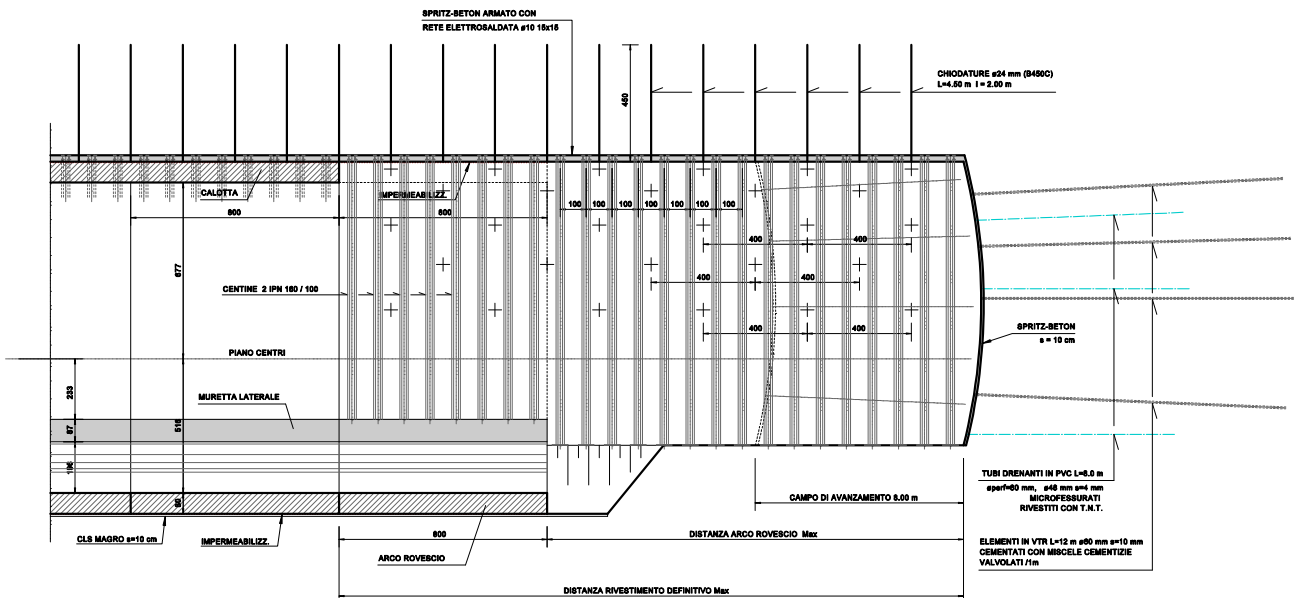
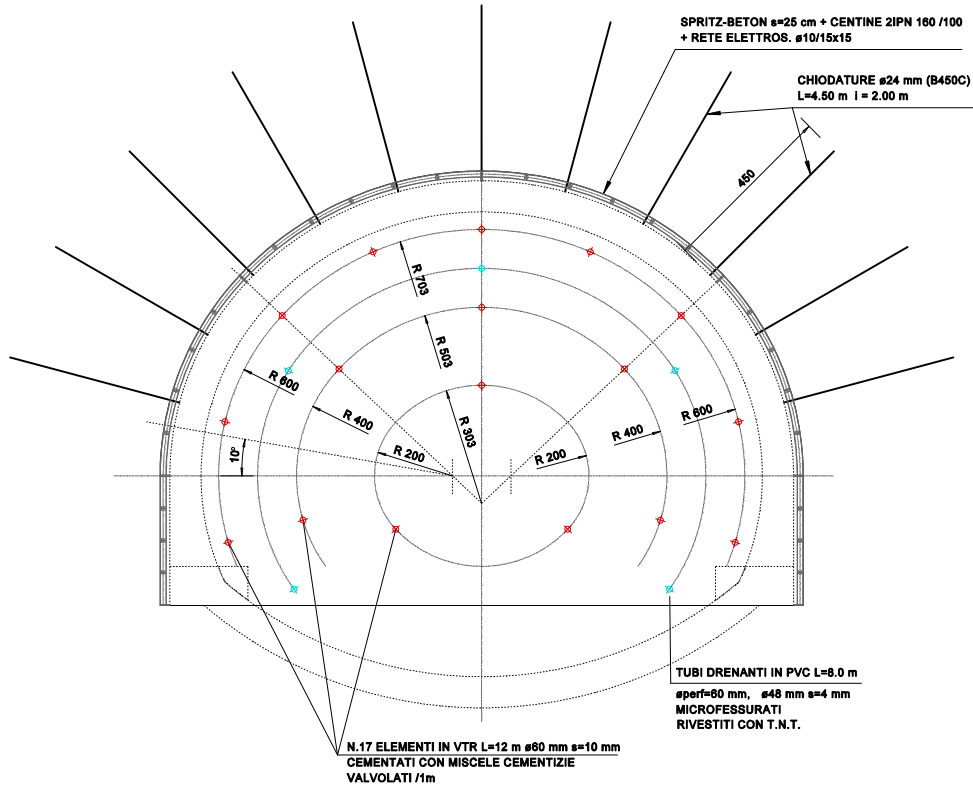
Fase 7: posa armatura arco rovescio e murette

Fase 8: getto arco rovescio e murette

Fase 9: posa impermeabilizzazione della calotta

Fase 10: posa armatura rivestimento definitivo e getto

8.6 Sezione tipo B2



- Fase 1:** esecuzione di preconsolidamento al fronte mediante la realizzazione di n.17 elementi in VTR $\varnothing 60$ mm, della lunghezza di 12.0 m e l'esecuzione di n. 5 fori drenanti al fronte, con inserimento di tubi in PVC microfessurati $\varnothing 48$ mm L=8.0 m (il numero e la necessità dei dreni potranno essere adeguati in corso d'opera in relazione alla locale situazione geo-idrologica)
- Fase 2:** scavo area di calotta e piedritti per singoli sfondi di 1.0 ÷ 1.5 m
- Fase 3:** al termine di ogni singolo sfondo messa in opera di chiodature radiali, costituite da barre in acciaio $\varnothing 24$ mm diposte a quinconce secondo una maglia 1.8x2.0 m e successiva messa in opera del rivestimento di prima fase, costituito da doppie centine IPN 160 ad interasse di 1.00 m, inglobate in uno strato di spritz-beton dello spessore di 25 cm armato con rete elettrosaldato $\varnothing 10 / 15 \times 15$.
- Fase 4:** scavo area arco rovescio per singoli sfondi di 1.0 ÷ 1.5 m

Ripetizione delle fasi 2,3 e 4 per l'intero campo di avanzamento

Il campo di avanzamento avrà lunghezza massima di 8.00 m, sagomando il fronte a forma concava con esecuzione di 10 cm di spritz-beton sul fronte ogni fine campo

- Fase 5:** posa impermeabilizzazione dell'arco rovescio
- Fase 6:** posa armatura arco rovescio e murette
- Fase 7:** getto arco rovescio e murette
- Fase 8:** posa impermeabilizzazione della calotta
- Fase 9:** posa armatura rivestimento definitivo e getto

8.7 Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo rivestimento definitivo (A.R., Piedritti e calotta): Classe C28/35

Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	= 35.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 28.00	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 36.00	N/mm ²
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	= 2.77	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	= 1.94	N/mm ²
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	= 0.85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	γ_C	= 1.50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$	= 15.87	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 1.29	N/mm ²
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 32310	N/mm ²

Classe di esposizione:	XC2
Diametro massimo dell'aggregato:	35 mm
Contenuto minimo di cemento:	320 kg/mc
Massimo rapporto A/C:	0.55
Classe di consistenza:	S4

Spritz-beton rivestimento di prima fase: Classe C20/25

resistenza media su carote h/φ=1:	a 48 h >= 13 MPa
	a 28 gg >= 25 MPa

Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	= 25.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 20.00	N/mm ²
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	= 28.00	N/mm ²
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	= 2.21	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	= 1.55	N/mm ²
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}	= 0.85	
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo	γ_C	= 1.50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C$	= 11.33	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	= 1.03	N/mm ²
Modulo Elastico	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 29960	N/mm ²

Nelle verifiche si fa riferimento ad un diagramma tensione-deformazione di tipo "parabola-rettangolo (a)".

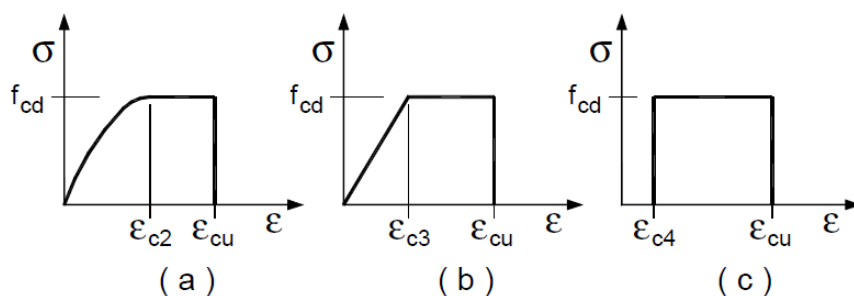


Figura 4.1.1 – Modelli σ - ε per il calcestruzzo

con: $\varepsilon_{c2} = 0.20\%$; $\varepsilon_{cu} = 0.35\%$

Acciaio da c.a. tipo B450C

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	=	540	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio	γ_s	=	1.15	-
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	=	391.30	N/mm ²
Modulo Elastico	E_s	=	210000	N/mm ²

Acciaio di carpenteria Centine e armature infilaggi

Acciaio Strutturale tipo S355

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	355	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	=	510	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{M0}	=	1.05	-
Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità	γ_{M1}	=	1.05	-
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	=	338.10	N/mm ²
Modulo Elastico	E_s	=	210000	N/mm ²

Nelle verifiche si fa riferimento ad un diagramma tensione-deformazione di tipo "elastico perfettamente plastico (b)".

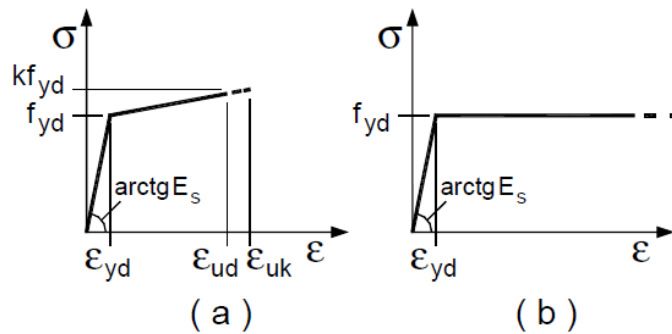


Figura 4.1.2- Modelli σ - ϵ per l'acciaio

con:	$\epsilon_{yd} = 0.187\%$;	$\epsilon_{ud} = 1.00\%$	(B450C)
con:	$\epsilon_{yd} = 0.161\%$;	$\epsilon_{ud} = 1.00\%$	(S355)

Tubi in VTR al fronte:

resistenza a trazione:	≥ 600 MPa
resistenza a taglio:	≥ 140 MPa

Miscela cementizia per iniezioni di consolidamento:

cemento tipo:	425
rapporto A/C:	0.50 – 0.80
additivo fluidificante:	4% sul peso cemento
densità:	15 – 17 kN/m ³

8.8 Campi di applicazione

Nella tabella che segue sono indicati i campi di applicazione di ciascuna delle predette sezioni tipo di avanzamento. I suddetti campi di applicazione sono definiti in termini percentuali stante la possibilità di adattamenti locali a seguito delle reali condizioni geologiche riscontrate durante l'avanzamento dello scavo e dei risultati dei monitoraggi in corso d'opera.

Progr.	Sez. Tipo
0+492 - 0+512	B _{1a} (100%)
0+512 - 0+536	B _{1b} (100%)
0+536 - 0+556	B ₂ (100%)
0+556 - 0+740	A ₃ (80%) A ₄ (20%)
0+740 - 0+768	A ₄ (85%) A ₃ (15%)
0+768 - 1+483	A ₃ (85%) A ₂ (15%)
1+483 - 1+518	A ₄ (85%) A ₃ (15%)
1+518 - 1+827	A ₃ (75%) A ₂ (15%) A ₁ (10%)
1+827 - 1+873	A ₃ (85%) A ₂ (15%)
1+873 - 1+936	A ₃ (85%) A ₄ (15%)

In fase costruttiva, in accordo al "metodo osservazionale" adottato, il programma di monitoraggio previsto consentirà di effettuare in ogni tratto la puntuale scelta definitiva nell'ambito delle sezioni di intervento previste in progetto. Qualora localmente si evidenziassero comportamenti dell'ammasso roccioso anomali potrà essere effettuata una doverosa ritaratura dei modelli e la rielaborazione delle analisi per la corretta definizione e dimensionamento di ogni intervento che si ritenesse necessario. Si potranno così apportare eventuali affinamenti al programma esecutivo che si rendessero necessari per la realizzazione di un'infrastruttura in condizioni di piena sicurezza, conferendo altresì alle opere un elevato grado qualitativo e ridotti futuri costi manutentivi.

9. Verifiche delle sezioni tipo

Nel presente capitolo vengono riportati i risultati delle analisi condotte allo scopo di verificare le soluzioni progettuali descritte nei capitoli precedenti.

La successione delle fasi esecutive, lo stato tensionale indotto nell'ammasso dallo scavo della galleria e le sollecitazioni risultanti sui rivestimenti di prima fase e sui rivestimenti definitivi sono state valutate con il Metodo delle Differenze Finite (F.D.M.) utilizzando il codice di calcolo FLAC-2D (analisi nel "continuo equivalente").

Le verifiche dei rivestimenti di prima fase e definitivi, nelle condizioni statiche, sono eseguite allo SLU secondo la Combinazione A1+M1+R3, in cui i parametri di resistenza dell'ammasso sono quelli caratteristici (coefficienti parziali del gruppo M1), mentre i coefficienti parziali amplificativi delle azioni (A1) sono applicati direttamente alle sollecitazioni in output del modello di calcolo (§ 6.2.4.1.3).

Nelle condizioni sismiche, la combinazione di calcolo SLV prevede l'applicazione delle sollecitazioni permanenti non amplificate ($\gamma_G = 1.0$) in concomitanza con le sollecitazioni sismiche di progetto. Le verifiche dei rivestimenti sono quindi eseguite direttamente sulla base dell'output di calcolo.

9.1 Azioni sismiche

La definizione delle azioni sismiche viene effettuata in riferimento ai parametri sismici relativi allo SLV caratteristici del sito di costruzione.

Più precisamente, come già riportato in precedenza, si individuano le seguenti coordinate geografiche caratteristiche:

	latitudine	longitudine
Imbocco SUD	46.174°	10.342°
Imbocco NORD	46.188°	10.341°

A tali coordinate, in relazione alla classe d'uso ed alla vita nominale assunte per l'opera in progetto, si associano i seguenti valori della accelerazione sismica di riferimento:

	a_g/g
Imbocco SUD	0.0712
Imbocco NORD	0.0716

Per l'intera estensione longitudinale della galleria si adotta pertanto una accelerazione sismica di riferimento pari a:

$$a_g = 0.072 \text{ g}$$

La risposta sismica locale deve poi essere corretta in relazione alla "Categoria del Suolo" e alle "Condizioni Topografiche" proprie del sito di costruzione mediante i relativi coefficienti di amplificazione.

Per quanto concerne la categoria del suolo, in relazione alle caratteristiche degli ammassi rocciosi attraversati, rilevati nel corso delle indagini, si ritiene di classificare l'intero sito come appartenente alla categoria "A". Il relativo coefficiente di amplificazione stratigrafica risulta quindi pari a $S_S=1.00$.

Fa eccezione il solo tratto iniziale di galleria in corrispondenza dell'imbocco Sud ove, per la natura dei terreni attraversati, il terreno viene classificato come appartenente alla categoria "B", alla quale corrisponde un coefficiente $S_S=1.20$.

Relativamente alla categoria topografica, data la collocazione dell'opera in profondità, si assume un coefficiente di amplificazione topografica pari a $S_T=1.00$.

Le azioni sismiche vengono rappresentate mediante forze statiche equivalenti pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nel caso specifico, essendo la struttura completamente interrata, essa si muove solidalmente con il terreno e le accelerazioni sismiche non subiscono amplificazioni; ciò viene tenuto in conto adottando un fattore di comportamento "q" pari a 1.0. In questo modo la struttura viene considerata sempre in campo elastico e verificata come struttura di tipo "non dissipativo".

Le accelerazioni sismiche orizzontali e verticali risultano pertanto essere le seguenti.

	a_g/g	$k_h = a_h/g$	$k_v = a_v/g$
Categoria sottosuolo "A"	0.0712	0.0712	0.036
Categoria sottosuolo "B"	0.0716	0.0860	0.043

9.2 Codice di calcolo utilizzato

I calcoli sono eseguiti mediante il seguente codice di calcolo:

Codice:	FLAC-2D
Versione	7.00
N. di Serie	213-039-0053-13918
Produttore	Itasca Consulting Group inc. – (http://www.itascacg.com)
Distributore	HarpaCeas S.r.l. – Milano (www.harpaceas.it)

9.3 Grado di affidabilita' del codice

L'affidabilità del codice di calcolo é garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, comprendente una esaustiva casistica di esempi applicativi (verification problem) a documentazione e validazione della affidabilità dei risultati prodotti dal software.

Motivazione della scelta del codice

Il FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) è un software di calcolo alle differenze finite (FDM) specificatamente progettato per la modellazione di problemi di tipo geotecnico, con particolare riguardo alla simulazione delle fasi di scavo e messa in opera dei supporti di prima fase e definitivi nella costruzione delle gallerie.

Il FLAC è un codice di calcolo esplicito bidimensionale alle differenze finite che consente di simulare il comportamento di strutture costituite da materiali, quali le rocce, i terreni o altri, che possono diventare sede di un flusso plastico quando raggiungono il limite di snervamento. Il FLAC prevede la creazione di una griglia la cui forma coincide con quella dell'oggetto che deve essere modellato. La griglia viene suddivisa in elementi, o zone, ciascuna delle quali si comporta secondo una prescritta legge sforzi/deformazioni e secondo un determinato criterio di resistenza in risposta alle forze applicate o ai vincoli imposti sul contorno del modello.

Le leggi costitutive ed i criteri di resistenza previsti dal FLAC sono particolarmente adatti a simulare il comportamento di materiali geologici o simili, che possono andare incontro a deformazioni di notevole entità e a fenomeni di plasticizzazione con decadimento dei parametri meccanici. Inoltre il FLAC è basato su una descrizione "Lagrangiana" delle deformazioni, che consente di modellare facilmente ampie distorsioni.

Esame dei risultati e controlli. Valutazione della correttezza dei modelli

I modelli di calcolo predisposti sono da ritenersi appropriati per le situazioni analizzate; non sono state riscontrate labilità né incongruenze nelle reazioni e nelle forze scambiate all'interfaccia tra le varie sottozone in cui sono stati suddivisi i modelli di calcolo.

Gli stati tensionali calcolati rispecchiano fedelmente quanto valutabile anche con calcoli di larga massima, nel rispetto delle configurazioni geometriche e dei vincoli assegnati.

Giudizio motivato di accettabilita' dei risultati

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con valutazioni di massima eseguite con metodi di calcolo semplificati portano a confermare la validità dei risultati ottenuti.

9.4 Modelli di calcolo

Sulla base di quanto esposto nei capitoli precedenti, nella seguente tabella sono riepilogate le sezioni di studio analizzate.

Sez. Tipo	Classe Bieniawski	RMR	GSI	Copertura (m)	γ (kN/m³)	ϕ (°)	c (kPa)	E (MPa)
A ₁	II	75	70	120	27	45	400	8000
A ₂	II	65	60	120	27	40	300	8000
A ₃	III	55	50	120	27	40	200	5000
A ₄	IV	40	40	100	27	40	100	2700
B _{1a}	V	-	-	10	20	38	0	150
B _{1b}	IV	40	40	30	27	38	100	2700
B ₂	IV-III	55	50	40	27	40	200	5000

Per ognuna delle sezioni tipo A₁, A₂, A₃ e A₄, si sono predisposti due modelli di calcolo rispettivamente:

- Sezione tipo corrente
- Sezione tipo con piazzola di sosta

Le sezioni tipo B_{1a}, B_{1b} e B₂ si riferiscono alla sezione di galleria allargata necessaria per soddisfare le verifiche di visibilità in curva.

I modelli di calcolo adottati tengono conto della copertura, delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati, della forma della galleria e dei suoi elementi costituenti.

L'ammasso roccioso é stato simulato con un modello di "continuo equivalente" caratterizzato da un comportamento elastico-lineare perfettamente plastico, con criterio di rottura di Hoek & Brown, più indicato per formazioni a carattere prettamente roccioso e per elevati stati tensionali.

Fanno eccezione le sezioni tipo B, a bassa copertura, ove lo scavo interessa le coltri detritiche e le formazioni rocciose più superficiali, ammalorate e degradate, per i quali si è adottato il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

Il criterio di rottura di Hoek & Brown presenta un andamento curvilineo, ossia, prevede una relazione di tipo non lineare tra le componenti di tensione a rottura del tipo:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c^2)^{1/2}$$

dove: σ_1 = tensione principale massima;

σ_3 = tensione principale minima;

σ_c = resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta "C₀".

"m" ed "s" sono due parametri caratteristici del materiale che vengono determinati mediante l'esecuzione di prove triassiali; in particolare, per provini di roccia intatta, il parametro "s" viene assunto pari all'unità, mentre il parametro "m" viene calcolato in modo da rendere minimo lo scarto tra la legge interpolante ed i dati a disposizione.

Nel caso dell'ammasso roccioso, la riduzione dei suddetti parametri, per tenere conto della presenza delle discontinuità, viene generalmente effettuata sulla base del coefficiente "GSI" come segue:

Ammasso roccioso indisturbato:

$$m = m_i \cdot e^{(GSI-100)/28}$$

$$s = e^{(GSI-100)/9}$$

Ammasso roccioso disturbato:

$$m = m_i \cdot e^{(RMR-100)/14}$$

$$s = e^{(RMR-100)/6}$$

dove "m_i" rappresenta il coefficiente "m" determinato mediante le prove triassiali e monoassiali di laboratorio su provini di roccia intatta (imponendo s=1).

Nei modelli di calcolo si sono quindi adottati i seguenti parametri:

Sez. Tipo	Classe Bieniawski	ammasso roccioso:			indisturbato		disturbato	
		RMR	GSI	Co MPa	m	s	m	s
A ₁	II	75	70	41	5.48	3.6 · 10 ⁻⁰²	1.88	7.0 · 10 ⁻⁰³
A ₂	II	65	60	41	3.83	1.2 · 10 ⁻⁰²	1.31	3.0 · 10 ⁻⁰³
A ₃	III	55	50	41	2.68	4.0 · 10 ⁻⁰³	0.64	6.0 · 10 ⁻⁰⁴
A ₄	IV	40	40	41	1.88	1.3 · 10 ⁻⁰³	0.22	0.5 · 10 ⁻⁰⁴

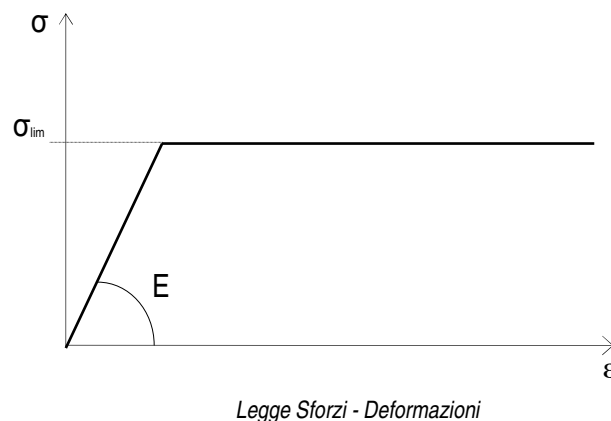
Il modello costitutivo di tipo Mohr-Coulomb, tra le leggi di resistenza dei materiali di tipo geotecnico, risulta essere il più semplice ed utilizzato.

Tale criterio si esprime mediante la seguente relazione lineare:

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg}\phi$$

La suddetta relazione definisce il valore massimo della tensione tangenziale (τ) agente su di un piano qualsiasi all'interno del mezzo (corrispondente alla rottura del materiale) per ogni valore della tensione normale efficace (σ) agente sullo stesso piano.

Il comportamento deformativo corrispondente viene descritto mediante una legge di tipo "elastico-perfettamente plastico" secondo la quale le deformazioni " ϵ " sono proporzionali alle tensioni " σ ", mediante il valore del modulo di deformabilità " E_m " del terreno, fino al raggiungimento della condizione di rottura su indicata (campo di deformazione elastica); successivamente, per livelli tensionali che comportano la rottura del terreno, le deformazioni possono presentare incrementi considerevoli a stato tensionale costante (campo di deformazione plastica).



I rivestimenti di prima fase e definitivi sono stati modellati mediante l'attivazione di elementi strutturali tipo "liner" specificatamente dedicati alla simulazione di strutture a comportamento elastico-lineare interagenti con il terreno.

Le analisi di calcolo sono state eseguite in regime di deformazione piana (plane strain) su modelli di calcolo generati mediante interfaccia C.A.D..

Per ogni sezione di calcolo si è generato il relativo modello mediante una griglia alle differenze finite (mesh) specifica, atta a simulare tutte le fasi operative di scavo e messa in opera delle strutture. La successione delle fasi realizzative è stata quindi ottenuta mediante la “disattivazione” degli elementi di griglia scavati e la attivazione degli elementi costituenti il rivestimento.

Ciascuna fase costruttiva è stata pertanto simulata con una appropriata fase di calcolo, nella quale vengono apportate al modello le modifiche richieste (scavo elementi di terreno, attivazione elementi strutturali, rilascio tensionale sul contorno di scavo ecc...), che viene poi risolta per successive iterazioni fino al raggiungimento della condizione finale di equilibrio.

Le percentuali di rilascio tensionale adottate, per le varie fasi realizzative, sono state definite a seguito dell'esame dei risultati delle elaborazioni con il metodo delle linee caratteristiche precedentemente esposte.

Il problema in esame ha natura tridimensionale. Da misure estensimetriche è stato visto, infatti, che gli spostamenti radiali in una generica sezione cominciano a svilupparsi già prima dell'arrivo del fronte di scavo; si ha pertanto una zona parzialmente decompressa che precede il fronte.

Nel caso di un mezzo a comportamento elastico le analisi numeriche mostrano che, quando la sezione di misura coincide con il fronte, lo spostamento radiale del contorno della galleria è pari almeno a circa un terzo dello spostamento totale che si ha a distanza infinita dal fronte in assenza di rivestimento.

Poiché in condizioni elastiche gli spostamenti prodotti sono linearmente dipendenti dalla pressione applicata lungo il contorno della cavità, si può assumere che in corrispondenza della sezione di scavo il fronte eserciti un'azione di sostegno quantificabile come una pressione interna fittizia pari almeno a circa il 70% della tensione originaria geostatica.

In condizioni plastiche la pressione esercitata dal nucleo al fronte risulta essere generalmente inferiore, in funzione delle caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso.

Nel caso in oggetto la valutazione delle percentuali di rilascio è stata effettuata sulla base di quanto ottenuto dalle elaborazioni delle linee caratteristiche utilizzando la formulazione di Panet & Guenot (Prediction of displacements in tunnes. N. Radončić, T. Pilgerstorfer and Wulf Schubert - Institute for Rock Mechanics and Tunnelling, Graz University of Technology, Austria), che consente di ricavare il valore della convergenza radiale ad una qualsiasi distanza dal fronte in funzione della convergenza al fronte, della convergenza finale a distanza infinita e del raggio della fascia plastica:

$$u(x) = u_f + (u_\infty - u_f) \cdot \left[1 - \left(\frac{0.84 \cdot R_p}{x + 0.84 \cdot R_p} \right)^2 \right] \quad (2)$$

Where:

- $u(x)$ Radial displacement at the relative distance to face x
- u_∞ Final radial displacement (infinite face distance)
- u_f Radial displacement at the face ($x=0$)
- R_p Radius of the plastic zone

La tabella seguente riassume i valori di scarico tensionale assunti nei calcoli, determinati mediante la formulazione precedente in funzione delle distanze dal fronte previste per l'attivazione dei rivestimenti di prima fase e definitivi.

SEZIONE TIPO	A1	A2	A3	A4	B1a	B1b	B2
Fase 1: Rilascio al fronte	90%	85%	85%	85%	80%	80%	80%
Fase 2: Posa riv. Provvisorio	3%	5%	5%	5%	10%	10%	10%
Fase 3: Posa A.R.	2%	3%	5%	5%	5%	5%	5%
Fase 4: Getto piedritti e calotta	2%	2%	2%	2%	2%	2%	2%
Fase 5: Rilascio totale	3%	5%	3%	3%	3%	3%	3%

Nel seguito viene più dettagliatamente riportata la descrizione delle suddette fasi operative e di calcolo.

Fase 0: Determinazione dello stato tensionale geostatico

Viene eseguita innanzitutto un'analisi di inizializzazione con lo scopo di simulare le condizioni geostatiche presenti nell'ammasso roccioso prima dello scavo della galleria. Il modello viene vincolato sul contorno (spostamenti verticali impediti lungo il lato orizzontale inferiore e spostamenti orizzontali impediti lungo i due lati verticali) e caricato con il peso proprio (forza di gravità) fino al raggiungimento dell'equilibrio, ovviamente in assenza della galleria (modello tutto pieno). Al termine di questa fase in tutti i punti del modello agiscono le tensioni geostatiche. Poiché l'applicazione delle forze di gravità induce degli spostamenti nodali, non corrispondenti alla realtà in quanto inizialmente l'ammasso roccioso si presenta indeformato, prima di proseguire con le analisi vengono azzerati gli spostamenti in tutti i nodi del modello.

Fase 1: Scavo a piena sezione

Lo scavo della galleria viene simulato utilizzando il modello “null” disponibile nel FLAC. Una volta annullato il materiale interno al profilo di scavo, il FLAC azzerava automaticamente tutte le tensioni che prima agivano in corrispondenza di tale contorno. Ciò equivale ad uno scarico del 100%; non è corretto, tuttavia, annullare di colpo le tensioni geostatiche che prima agivano sul contorno della galleria in quanto, come detto, il fronte esercita un’azione di sostegno nei confronti della sezione di scavo. Tale azione di sostegno diminuisce man mano che lo scavo avanza.

Lungo il contorno dello scavo viene quindi applicata una pressione radiale, in percentuale inferiore rispetto alla tensione originaria, atta a simulare lo scarico tensionale corrispondente, come da tabella precedente.

Fase 2: Attivazione del rivestimento di prima fase

Questa fase simula la messa in opera del rivestimento provvisorio.

Tra la posa del rivestimento provvisorio e la fase successiva di getto dell'arco rovescio viene applicato un ulteriore rilascio tensionale; tale quota di scarico va in parte ad incrementare la convergenza della sezione di scavo e in parte a caricare il rivestimento.

Fase 3: Attivazione dell'arco rovescio

Questa fase simula il getto dell'arco rovescio definitivo.

Tra il getto dell'arco rovescio e la fase successiva di getto del rivestimento definitivo di calotta viene applicato il corrispondente rilascio tensionale.

In questa fase agli elementi strutturali costituenti l'arco rovescio si è assegnato un modulo elastico ridotto per tenere conto dei tempi di maturazione.

Fase 4: Attivazione rivestimento di calotta

Questa fase simula il getto del rivestimento definitivo di calotta ed il successivo scarico tensionale.

Agli elementi strutturali costituenti l'arco rovescio viene assegnato il modulo elastico definitivo mentre al rivestimento in calotta si è assegnato un modulo elastico ridotto per tenere conto dei tempi di maturazione.

Fase 5: Scarico tensionale completo.

Agli elementi strutturali costituenti l'arco di calotta viene assegnato il modulo elastico definitivo e viene applicato l'ultimo rilascio tensionale dell’ammasso roccioso, equivalente all’annullamento di tutte le pressioni agenti sul contorno dello scavo. In quest'ultima fase si è inoltre ridotta la rigidità (modulo elastico) del rivestimento di prima fase per tenere conto del decadimento nel lungo termine della sua resistenza.

Fase 6: Applicazione delle sollecitazioni sismiche di progetto.
In questa fase si simula l'azione sismica mediante una rotazione del vettore gravità definita in funzione delle componenti di accelerazione orizzontale e verticale precedentemente calcolate.

Per le sezioni tipo B_{1a} e B_{1b}, caratterizzate da basse coperture e correnti nell'ambito dei detriti di versante e di un ammasso roccioso degradato e fratturato, successivamente alla fase 5, corrispondente alla ultimazione dei lavori di realizzazione, è stata eseguita una ulteriore fase di calcolo 5a di "lungo termine" applicando al rivestimento definitivo le pressioni della falda.

Per la sezione tipo B_{1a}, avente coperture di 5÷10 m, il livello della falda è stato posto al tetto della galleria mentre per la sezione tipo B_{1b}, avente coperture di 10÷30 m, il livello della falda è stato posto a 10.00 m sopra la calotta.

9.5 Risultati e verifiche

Nel presente capitolo si riportano i principali risultati delle analisi F.D.M. per le sezioni tipo rappresentative precedentemente descritte e le verifiche strutturali relative ai rivestimenti di prima fase e definitivi.

Tali verifiche, nelle condizioni statiche, sono eseguite allo SLU secondo la Combinazione A1+M1+R3, amplificando le sollecitazioni ottenute dal calcolo per il coefficiente di combinazione $\gamma_G = 1.3$. Nelle condizioni SLV sismiche, le sollecitazioni agenti nelle strutture sono già quelle ottenute dal calcolo ($\gamma_G = 1.0$) e sono comprensive anche degli effetti sismici.

9.5.1 Rivestimenti di prima fase

Nelle tabelle che seguono si riportano i valori delle massime caratteristiche di sollecitazione agenti negli elementi costituenti i rivestimenti di prima fase e le relative verifiche strutturali (da evidenziare che i valori di sollecitazione rappresentati nelle restituzioni grafiche del calcolo comprendono anche la parte di rivestimento inglobata all'interno dell'arco rovescio. Tali valori non sono significativi agli effetti delle presenti verifiche).

Per le sezioni tipo A₁ e A₂, il rivestimento di prima fase è previsto costituito da uno strato di sprit-beton, dello spessore di 15 cm, armato con doppia rete metallica $\phi 10$ mm /15x15. Il momento resistente della sezione è definito nel dominio di interazione M-N in funzione della sollecitazione assiale agente.

La resistenza a taglio é valutata con le formulazioni per sezioni sprovviste di armatura specifica a taglio, calcolando la resistenza offerta dal solo contributo del calcestruzzo e dell'armatura longitudinale presente al lembo compresso.

$$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \quad [4.1.23]$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

		Calcolo FLAC			Valori SLU													
SEZ. TIPO	sez. Verif.	N (kN)	M (kNm)	V (kN)	Ned (kN)	Med (kNm)	Ved (kN)	Spess. (cm)	Armatura	Nrd	Mrd	Vrd	NEd/NRd	chk N	MEd/MRd	chk M	VEd/VRd	chk V
A1	Fase 2	78.93	1.96	9.47	102.61	2.55	12.31	15	$\phi 10/15 \times 15$	1699	29.12	73.85	0.06	ok	0.09	ok	0.17	ok
	Fase 3	129.20	1.91	4.30	167.96	2.48	5.59	15	$\phi 10/15 \times 15$	1699	32.07	82.02	0.10	ok	0.08	ok	0.07	ok
	Fase 4	246.20	2.35	7.70	320.06	3.06	10.01	15	$\phi 10/15 \times 15$	1699	37.19	101.03	0.19	ok	0.08	ok	0.10	ok
A2	Fase 2	92.70	1.14	4.67	120.51	1.48	6.07	15	$\phi 10/15 \times 15$	1699	29.97	76.09	0.07	ok	0.05	ok	0.08	ok
	Fase 3	189.90	6.50	29.46	246.87	8.45	38.30	15	$\phi 10/15 \times 15$	1699	34.95	91.88	0.15	ok	0.24	ok	0.42	ok
	Fase 4	262.90	10.27	54.85	341.77	13.35	71.31	15	$\phi 10/15 \times 15$	1699	37.77	103.52	0.20	ok	0.35	ok	0.69	ok
A1 Piazzola	Fase 2	225.80	4.09	13.47	293.54	5.32	17.51	15	$\phi 10/15 \times 15$	1699	36.44	97.71	0.17	ok	0.15	ok	0.18	ok
	Fase 3	258.60	9.39	30.88	336.18	12.21	40.14	15	$\phi 10/15 \times 15$	1699	37.62	103.04	0.20	ok	0.32	ok	0.39	ok
	Fase 4	289.30	11.48	46.60	376.09	14.92	60.58	15	$\phi 10/15 \times 15$	1699	38.58	103.52	0.22	ok	0.39	ok	0.59	ok
A2 Piazzola	Fase 2	211.90	1.28	8.50	275.47	1.66	11.05	15	$\phi 10/15 \times 15$	1699	35.89	95.46	0.16	ok	0.05	ok	0.12	ok
	Fase 3	295.40	7.05	28.74	384.02	9.17	37.36	15	$\phi 10/15 \times 15$	1699	38.76	103.52	0.23	ok	0.24	ok	0.36	ok
	Fase 4	473.80	7.01	41.18	615.94	9.11	53.53	15	$\phi 10/15 \times 15$	1699	39.41	103.52	0.36	ok	0.23	ok	0.52	ok

Per le altre sezioni tipo, che prevedono il ricorso a centine metalliche all'interno dello spritz-beton, il momento resistente della sezione è definito a flessione semplice con riferimento alla sezione mista acciaio-calcestruzzo. Per la resistenza a taglio, cautelativamente, si è trascurato il contributo del calcestruzzo assegnando tutta l'azione di taglio alle sole centine metalliche.

$$N_{Rd} = (A_c - A_s) \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}$$

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (y_{sup} + h_c - y_n / 2)$$

$$V_{Rd} = A_v \cdot f_{yd} / \sqrt{3}$$

A_c = Area sezione in calcestruzzo

A_s = Area centine metalliche

A_v = Sezione resistente a taglio delle centine

y_{sup} = semi altezza sezione centine

y_n = posizione asse neutro

$$y_n = h_c + (A_s \cdot f_{yd} - A_c \cdot f_{cd}) / (2 \cdot b_f \cdot f_{yd})$$

h_c = ricoprimento

b_f = larghezza ala singola centina

SEZ. TIPO	sez. Verif.	Calcolo FLAC			Valori SLU			Spess. (cm)	Armatura	NEd/NRd	MEd/MRd	NEd/NRd+ MEd/MRd	chk MN	Ved/VRd	chk V		
		N (kN)	M (kNm)	V (kN)	Ned (kN)	Med (kNm)	Ved (kN)										
A3	Fase 2	391.00	1.22	4.81	508.30	1.59	6.25	25.00	2 IPN160/150	0.13	0.01	0.15	ok	0.02	ok	Nrd	3820.00
	Fase 3	1070.00	18.95	92.90	1391.00	24.64	120.77	25.00	2 IPN160/150	0.36	0.21	0.57	ok	0.43	ok	Mrd	119.00
	Fase 4	1240.00	25.10	124.40	1612.00	32.63	161.72	25.00	2 IPN160/150	0.42	0.27	0.70	ok	0.58	ok	Vrd	280.00
A4	Fase 2	568.50	2.88	8.21	739.05	3.74	10.67	30.00	2 IPN160/100	0.17	0.02	0.19	ok	0.03	ok	Nrd	4320.00
	Fase 3	1261.00	28.02	114.20	1639.30	36.43	148.46	30.00	2 IPN160/100	0.38	0.22	0.60	ok	0.35	ok	Mrd	167.00
	Fase 4	1420.00	33.83	146.30	1846.00	43.98	190.19	30.00	2 IPN160/100	0.43	0.26	0.69	ok	0.45	ok	Vrd	422.00
A3 Piazzola	Fase 2	863.70	26.01	28.81	1122.81	33.81	37.45	30.00	2 IPN180/150	0.24	0.20	0.44	ok	0.11	ok	Nrd	4615.00
	Fase 3	1385.00	33.95	141.60	1800.50	44.14	184.08	30.00	2 IPN180/150	0.39	0.26	0.65	ok	0.53	ok	Mrd	169.00
	Fase 4	1612.00	59.21	230.90	2095.60	76.97	300.17	30.00	2 IPN180/150	0.45	0.46	0.91	ok	0.87	ok	Vrd	347.00
A4 Piazzola	Fase 2	506.90	11.90	33.79	658.97	15.47	43.93	30.00	2 IPN180/100	0.13	0.06	0.19	ok	0.08	ok	Nrd	5220.00
	Fase 3	1020.00	74.47	196.10	1326.00	96.81	254.93	30.00	2 IPN180/100	0.25	0.41	0.66	ok	0.49	ok	Mrd	239.00
	Fase 4	1187.00	100.01	268.10	1543.10	130.01	348.53	30.00	2 IPN180/100	0.30	0.54	0.84	ok	0.67	ok	Vrd	520.00
B1a	Fase 2	160.20	15.19	26.69	208.26	19.75	34.70	25.00	2 IPN160/100	0.05	0.12	0.17	ok	0.08	ok	Nrd	4320.00
	Fase 3	276.90	17.51	41.32	359.97	22.76	53.72	25.00	2 IPN160/100	0.08	0.14	0.22	ok	0.13	ok	Mrd	167.00
	Fase 4	394.10	21.03	62.95	512.33	27.34	81.84	25.00	2 IPN160/100	0.12	0.16	0.28	ok	0.19	ok	Vrd	422.00
B1b	Fase 2	560.00	2.04	7.20	728.00	2.65	9.36	25.00	2 IPN160/100	0.17	0.02	0.18	ok	0.02	ok	Nrd	4320.00
	Fase 3	750.90	3.96	47.07	976.17	5.15	61.19	25.00	2 IPN160/100	0.23	0.03	0.26	ok	0.15	ok	Mrd	167.00
	Fase 4	855.90	5.36	69.42	1112.67	6.97	90.25	25.00	2 IPN160/100	0.26	0.04	0.30	ok	0.21	ok	Vrd	422.00
B2	Fase 2	232.30	0.42	1.46	301.99	0.55	1.90	25.00	2 IPN160/100	0.07	0.00	0.07	ok	0.00	ok	Nrd	4320.00
	Fase 3	364.70	1.44	29.65	474.11	1.87	38.55	25.00	2 IPN160/100	0.11	0.01	0.12	ok	0.09	ok	Mrd	167.00
	Fase 4	423.10	1.79	42.86	550.03	2.33	55.72	25.00	2 IPN160/100	0.13	0.01	0.14	ok	0.13	ok	Vrd	422.00

Tutte le verifiche sono risultate positive

9.5.2 Rivestimenti definitivi

Con riferimento ai rivestimenti definitivi (Arco Rovescio e Calotta) si riportano le analoghe verifiche strutturali sia in riferimento alle condizioni statiche di lungo termine sia per le condizioni sismiche (da evidenziare che i valori di sollecitazione rappresentati nelle restituzioni del calcolo comprendono anche, per i piedritti, i nodi strutturali ricadenti nell'ambito dell'arco rovescio e, per l'arco rovescio, i nodi strutturali ricadenti nell'ambito dei piedritti. Tali valori non sono significativi agli effetti delle presenti verifiche).

Nelle condizioni statiche le verifiche allo SLU sono effettuate moltiplicando le sollecitazioni ottenute dal calcolo per il coefficiente parziale A1 di combinazione allo SLU pari a 1.3. Nelle condizioni sismiche si sono invece assunte le sollecitazioni del calcolo senza amplificazione.

Le caratteristiche di resistenza delle sezioni sono state definite nel dominio di interazione M-N in funzione dell'armatura prevista per ciascuna di esse. Stante la fase progettuale attuale si sono ipotizzate plausibili armature delle sezioni, adottando comunque, ove sufficienti, quelle minime di norma.

La resistenza a taglio é valutata con le formulazioni per sezioni sprovviste di armatura specifica a taglio, calcolando la resistenza offerta dal solo contributo del calcestruzzo e dell'armatura longitudinale presente al lembo compresso.

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\} \quad [4.1.23]$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

Le tabelle riportate nel seguito riassumono i risultati ottenuti.

Tutte le verifiche sono risultate positive

RIVESTIMENTI DEFINITIVI															
VERIFICHE CONDIZIONI STATICHE SLU															
Coeff. 1.3															
Calcolo FLAC															
Valori SLU															
SEZ. TIPO	sez. Verif.	N (kN)	M (kNm)	V (kN)	Ned (kN)	Med (kNm)	Ved (kN)	MRd (kNm)	Med/MRd	chk M	VRd (kN)	Ved/VRd	chkV	spessore (cm)	armatura
A1	AR	46.96	148.10	66.76	61.05	192.53	86.79	377.65	0.51	ok	267.97	0.32	ok	80	ø18/20
	Piedritto dx	78.47	33.87	33.08	102.01	44.03	43.00	234.04	0.19	ok	220.76	0.19	ok	60	ø16/20
	Piedritto sx	77.94	33.84	32.44	101.32	43.99	42.17	233.85	0.19	ok	220.67	0.19	ok	60	ø16/20
	Calotta	8.51	17.86	14.62	11.06	23.22	19.01	209.48	0.11	ok	208.26	0.09	ok	60	ø16/20
A2	AR	49.49	167.10	71.29	64.34	217.23	92.68	378.86	0.57	ok	268.42	0.35	ok	80	ø18/20
	Piedritto dx	90.73	46.33	43.38	117.95	60.23	56.39	238.31	0.25	ok	222.96	0.25	ok	60	ø16/20
	Piedritto sx	90.58	45.57	43.39	117.75	59.24	56.41	238.25	0.25	ok	222.93	0.25	ok	60	ø16/20
	Calotta	11.74	25.88	18.05	15.26	33.64	23.47	210.62	0.16	ok	208.84	0.11	ok	60	ø16/20
A3	AR	166.20	162.20	73.78	216.06	210.86	95.91	434.18	0.49	ok	289.76	0.33	ok	80	ø18/20
	Piedritto dx	94.29	42.80	39.89	122.58	55.64	51.86	239.55	0.23	ok	223.59	0.23	ok	60	ø16/20
	Piedritto sx	88.42	43.54	41.24	114.95	56.60	53.61	237.51	0.24	ok	222.54	0.24	ok	60	ø16/20
	Calotta	15.95	23.68	17.27	20.74	30.78	22.45	212.11	0.15	ok	209.59	0.11	ok	60	ø16/20
A4	AR	127.30	297.10	108.00	165.49	386.23	140.40	415.85	0.93	ok	462.48	0.30	ok	80	ø18/20
	Piedritto dx	86.55	47.42	33.09	112.52	61.65	43.02	236.86	0.26	ok	222.21	0.19	ok	60	ø16/20
	Piedritto sx	82.26	43.67	32.17	106.94	56.77	41.82	235.36	0.24	ok	221.44	0.19	ok	60	ø16/20
	Calotta	3.98	25.38	18.39	5.17	32.99	23.91	207.88	0.16	ok	207.45	0.12	ok	60	ø16/20
A1 Piazzola	AR	37.54	141.90	73.72	48.80	184.47	95.84	373.14	0.49	ok	266.24	0.36	ok	80	ø18/20
	Piedritto dx	89.52	37.57	30.52	116.38	48.84	39.68	237.89	0.21	ok	222.74	0.18	ok	60	ø16/20
	Piedritto sx	88.74	37.50	29.60	115.36	48.75	38.48	237.62	0.21	ok	222.60	0.17	ok	60	ø16/20
	Calotta	11.00	20.28	15.68	14.30	26.36	20.38	210.36	0.13	ok	208.70	0.10	ok	60	ø16/20
A2 Piazzola	AR	57.71	217.30	87.50	75.02	282.49	113.75	382.79	0.74	ok	269.92	0.42	ok	80	ø18/20
	Piedritto dx	102.90	50.41	36.17	133.77	65.53	47.02	242.53	0.27	ok	225.13	0.21	ok	60	ø16/20
	Piedritto sx	93.97	50.06	37.73	122.16	65.08	49.05	239.43	0.27	ok	223.53	0.22	ok	60	ø16/20
	Calotta	14.77	26.72	19.04	19.20	34.74	24.75	211.69	0.16	ok	209.38	0.12	ok	60	ø16/20
A3 Piazzola	AR	269.00	220.20	172.50	349.70	286.26	224.25	482.10	0.59	ok	308.55	0.73	ok	80	ø18/20
	Piedritto dx	97.81	43.81	34.19	127.15	56.95	44.45	240.77	0.24	ok	224.22	0.20	ok	60	ø16/20
	Piedritto sx	90.78	45.34	35.45	118.01	58.94	46.09	238.32	0.25	ok	222.96	0.21	ok	60	ø16/20
	Calotta	20.29	24.27	21.99	26.38	31.55	28.59	213.64	0.15	ok	210.36	0.14	ok	60	ø16/20
A4 Piazzola	AR	263.40	301.00	153.60	342.42	391.30	199.68	459.51	0.85	ok	307.53	0.65	ok	80	ø18/20
	Piedritto dx	79.53	42.61	24.68	103.39	55.39	32.08	234.41	0.24	ok	220.95	0.15	ok	60	ø16/20
	Piedritto sx	80.19	42.86	24.90	104.25	55.72	32.37	234.64	0.24	ok	221.07	0.15	ok	60	ø16/20
	Calotta	61.27	20.61	14.92	79.65	26.79	19.40	228.03	0.12	ok	217.69	0.09	ok	60	ø16/20
B1a	AR	817.00	135.40	99.92	1062.10	176.02	129.90	725.36	0.24	ok	408.73	0.32	ok	80	ø18/20
	Piedritto dx	405.70	427.20	199.40	527.41	555.36	259.22	626.66	0.89	ok	333.54	0.78	ok	80	ø20/20
	Piedritto sx	408.40	427.00	199.30	530.92	555.10	259.09	627.88	0.88	ok	334.04	0.78	ok	80	ø20/20
	Calotta	225.50	45.93	52.00	293.15	59.71	67.60	461.91	0.13	ok	300.60	0.22	ok	80	ø18/20
B1b	AR	1423.00	118.90	72.46	1849.90	154.57	94.20	971.59	0.16	ok	519.52	0.18	ok	80	ø18/20
	Piedritto dx	1002.00	319.90	262.70	1302.60	415.87	341.51	802.99	0.52	ok	442.55	0.77	ok	80	ø18/20
	Piedritto sx	999.40	320.60	263.20	1299.22	416.78	342.16	801.91	0.52	ok	442.08	0.77	ok	80	ø18/20
	Calotta	703.90	48.55	32.30	915.07	63.12	41.99	676.81	0.09	ok	388.06	0.11	ok	80	ø18/20
B2	AR	65.64	58.47	25.14	85.33	76.01	32.68	386.57	0.20	ok	271.37	0.12	ok	80	ø18/20
	Piedritto dx	103.50	48.40	38.15	134.55	62.92	49.60	404.58	0.16	ok	278.30	0.18	ok	80	ø18/20
	Piedritto sx	103.60	48.46	38.16	134.68	63.00	49.61	404.63	0.16	ok	278.31	0.18	ok	80	ø18/20
	Calotta	40.65	20.48	17.70	52.85	26.62	23.01	374.63	0.07	ok	266.81	0.09	ok	80	ø18/20

RIVESTIMENTI DEFINITIVI																
VERIFICHE CONDIZIONI SISMICHE SLV																
Coeff. 1																
Calcolo FLAC																
Valori SLU																
SEZ. TIPO	sez. Verif.	N (kN)	M (kNm)	V (kN)	Ned (kN)	Med (kNm)	Ved (kN)	MRd (kNm)	Med/MRd	chk M	VRd (kN)	Ved/VRd	chkV	spessore (cm)	armatura	
A1	AR	85.66	177.40	85.46	85.66	177.40	85.46	386.69	0.46	ok	271.42	0.31	ok	80	ø18/20	
	Piedritto dx	86.28	44.76	36.32	86.28	44.76	36.32	229.82	0.19	ok	218.60	0.17	ok	60	ø16/20	
	Piedritto sx	86.56	42.24	35.57	86.56	42.24	35.57	229.89	0.18	ok	218.64	0.16	ok	60	ø16/20	
	Calotta	2.28	23.85	16.75	2.28	23.85	16.75	207.09	0.12	ok	207.05	0.08	ok	60	ø16/20	
A2	AR	35.24	193.50	84.74	35.24	193.50	84.74	368.14	0.53	ok	264.33	0.32	ok	80	ø18/20	
	Piedritto dx	90.88	54.51	49.49	90.88	54.51	49.49	231.05	0.24	ok	219.23	0.23	ok	60	ø16/20	
	Piedritto sx	91.46	52.41	43.60	91.46	52.41	43.60	231.21	0.23	ok	219.31	0.20	ok	60	ø16/20	
	Calotta	12.56	29.83	18.68	12.56	29.83	18.68	209.89	0.14	ok	208.46	0.09	ok	60	ø16/20	
A3	AR	252.30	210.70	96.11	252.30	210.70	96.11	447.25	0.47	ok	294.85	0.33	ok	80	ø18/20	
	Piedritto dx	90.89	56.35	44.20	90.89	56.35	44.20	231.05	0.24	ok	219.23	0.20	ok	60	ø16/20	
	Piedritto sx	83.47	51.90	39.53	83.47	51.90	39.53	229.06	0.23	ok	218.21	0.18	ok	60	ø16/20	
	Calotta	6.50	30.35	17.99	6.50	30.35	17.99	208.24	0.15	ok	207.63	0.09	ok	60	ø16/20	
A4	AR	146.60	336.80	111.90	146.60	336.80	111.90	408.97	0.82	ok	279.99	0.40	ok	80	ø18/20	
	Piedritto dx	95.04	67.81	42.03	95.04	67.81	42.03	232.17	0.29	ok	219.81	0.19	ok	60	ø16/20	
	Piedritto sx	118.60	72.81	38.40	118.60	72.81	38.40	238.48	0.31	ok	223.04	0.17	ok	60	ø16/20	
	Calotta	20.01	43.20	24.30	20.01	43.20	24.30	211.91	0.20	ok	209.49	0.12	ok	60	ø16/20	
A1	AR	75.22	155.30	94.90	75.22	155.30	94.90	382.86	0.41	ok	269.95	0.35	ok	80	ø18/20	
	Piazzola	Piedritto dx	84.78	48.87	34.77	84.78	48.87	34.77	229.41	0.21	ok	218.39	0.16	ok	60	ø16/20
		Piedritto sx	85.92	45.58	32.66	85.92	45.58	32.66	229.72	0.20	ok	218.55	0.15	ok	60	ø16/20
		Calotta	15.25	27.30	18.08	15.25	27.30	18.08	210.62	0.13	ok	208.83	0.09	ok	60	ø16/20
A2	AR	105.20	249.60	118.30	105.20	249.60	118.30	393.85	0.63	ok	274.17	0.43	ok	80	ø18/20	
	Piazzola	Piedritto dx	97.24	60.85	44.07	97.24	60.85	44.07	232.76	0.26	ok	220.11	0.20	ok	60	ø16/20
		Piedritto sx	97.02	56.98	36.73	97.02	56.98	36.73	232.70	0.24	ok	220.08	0.17	ok	60	ø16/20
		Calotta	7.31	29.38	20.60	7.31	29.38	20.60	208.46	0.14	ok	207.74	0.10	ok	60	ø16/20
A3	AR	368.00	276.40	102.10	368.00	276.40	102.10	488.61	0.57	ok	311.12	0.33	ok	80	ø18/20	
	Piazzola	Piedritto dx	99.32	61.83	46.63	99.32	61.83	46.63	233.32	0.27	ok	220.39	0.21	ok	60	ø16/20
		Piedritto sx	91.42	56.19	36.76	91.42	56.19	36.76	231.20	0.24	ok	219.31	0.17	ok	60	ø16/20
		Calotta	17.24	29.83	19.69	17.24	29.83	19.69	211.16	0.14	ok	209.11	0.09	ok	60	ø16/20
A4	AR	324.90	349.80	111.30	324.90	349.80	111.30	473.26	0.74	ok	305.06	0.36	ok	80	ø18/20	
	Piazzola	Piedritto dx	98.40	69.58	42.60	98.40	69.58	42.60	233.07	0.30	ok	220.27	0.19	ok	60	ø16/20
		Piedritto sx	123.90	71.34	37.49	123.90	71.34	37.49	239.90	0.30	ok	223.77	0.17	ok	60	ø16/20
		Calotta	26.74	45.20	25.60	26.74	45.20	25.60	213.74	0.21	ok	210.41	0.12	ok	60	ø16/20
B1a	AR	210.20	202.50	70.47	210.20	202.50	70.47	432.06	0.47	ok	288.93	0.24	ok	80	ø18/20	
	Piedritto dx	128.30	159.10	53.45	128.30	159.10	53.45	485.64	0.33	ok	277.42	0.19	ok	80	ø20/20	
	Piedritto sx	172.70	221.50	59.42	172.70	221.50	59.42	501.63	0.44	ok	283.66	0.21	ok	80	ø20/20	
	Calotta	40.00	125.10	56.27	40.00	125.10	56.27	369.90	0.34	ok	265.00	0.21	ok	80	ø18/20	
B1b	AR	144.80	147.60	46.75	144.80	147.60	46.75	408.32	0.36	ok	279.74	0.17	ok	80	ø18/20	
	Piedritto dx	160.72	127.80	97.91	160.72	127.80	97.91	414.11	0.31	ok	281.98	0.35	ok	80	ø18/20	
	Piedritto sx	162.40	117.90	68.70	162.40	117.90	68.70	414.72	0.28	ok	282.21	0.24	ok	80	ø18/20	
	Calotta	26.21	82.98	38.89	26.21	82.98	38.89	364.81	0.23	ok	263.06	0.15	ok	80	ø18/20	
B2	AR	91.03	99.72	40.48	91.03	99.72	40.48	388.66	0.26	ok	272.18	0.15	ok	80	ø18/20	
	Piedritto dx	125.60	82.40	67.59	125.60	82.40	67.59	401.31	0.21	ok	277.04	0.24	ok	80	ø18/20	
	Piedritto sx	145.30	77.55	56.97	145.30	77.55	56.97	408.50	0.19	ok	279.81	0.20	ok	80	ø18/20	
	Calotta	22.72	33.67	23.05	22.72	33.67	23.05	363.52	0.09	ok	262.57	0.09	ok	80	ø18/20	

9.5.3 Verifiche SLE

Per le verifiche agli stati limite di esercizio si fa generalmente riferimento alle seguenti combinazioni di carico (§ 2.5.3):

combinazione rara:	$E_d = G + Q_{k1} + \Sigma(\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$
combinazione frequente:	$E_d = G + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$
combinazione quasi permanente:	$E_d = G + \Sigma(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$

dove:

- ψ_{1i} = coefficiente atto a definire i valori delle azioni variabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} = coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Nel caso in esame, essendo presenti solo azioni di tipo permanente, le tre espressioni precedenti si riducono ad una sola:

$$E_d = 1.0 \cdot G$$

Le verifiche allo SLE sono pertanto effettuate sulla base delle sollecitazioni ottenute dal calcolo senza ulteriori amplificazioni.

9.5.3.1 Verifiche a fessurazione:

Per la struttura in oggetto si prevede una Classe di esposizione XC2.

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere considerate come "ordinarie".

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Le armature adottate, essendo costituite da acciaio ordinario da c.a., sono da considerarsi, agli effetti della corrosione, "poco sensibili".

Con riferimento alle condizioni ambientali sopra riportate, la scelta degli stati limite a fessurazione viene effettuata secondo i criteri indicati dalla norma, riportati nella tabella seguente:

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Combinazione frequente: S.L. di apertura fessure: $w_d \leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$

Combinazione q. permanente: S.L. di apertura fessure: $w_d \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$

Il valore di calcolo di apertura delle fessure è determinato come (§ C4.1.5):

$$w_d = 1.7 \varepsilon_{sm} \delta_{sm}$$

ε_{sm} = deformazione media dell'acciaio;

δ_{sm} = distanza media tra le fessure.

La deformazione unitaria media dell'armatura " ε_{sm} " è data da (§ C4.1.6):

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

σ_s = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata;

α_e = E_s / E_{cm} ;

ρ_{eff} = $A_s / A_{c,eff}$;

$A_{c,eff}$ = area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura;

k_t = 0,4 per carichi di lunga durata.

La distanza media tra le fessure " δ_{sm} " è data da (§ C4.1.7):

$$\Delta_{sm} = (k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}}) / 1,7$$

ϕ = diametro barre;

c = copriferro;

$$k_1 = 0.8 \text{ (barre ad aderenza migliorata);}$$

$$k_2 = 0.5 \text{ (per stato tensionale di flessione o presso-flessione);}$$

$$k_3 = 3.4;$$

$$k_4 = 0.425$$

9.5.3.2 Verifiche delle tensioni in esercizio

La verifica delle tensioni in esercizio nel calcestruzzo e nell'acciaio viene effettuata in riferimento alle tensioni risultanti nei materiali per le seguenti combinazioni di carico e rispettivi limiti tensionali:

Combinazione "caratteristica" (rara): $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ (=15 MPa) - $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ (=360 MPa)

Combinazione "quasi permanente" : $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ (=11.25 MPa)

Nella tabella riportata nel seguito si riassumono i risultati delle predette verifiche.

Dal momento che, essendo presenti solo azioni di tipo permanente, tutte le combinazioni di carico SLE sono effettuate sulla base delle stesse sollecitazioni; in tabella sono riportate le verifiche più restrittive che sono le seguenti:

Fessurazione:	combinazione Q.Perman.	$w_d \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$
Tens. nel cls:	combinazione Q.Perman.	$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ (=11.25 MPa)
Tens. nell'acciaio:	combinazione Caratterist.	$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ (=360 MPa)

Tutte le verifiche sono risultate positive

Legenda tabella:

h	altezza totale della sezione
d	altezza utile della sezione
\varnothing	diametro barre di armatura
A_s	area acciaio teso
σ_c	tensione nel calcestruzzo
σ_s	tensione nell' acciaio
x	altezza zona compressa della sezione (0.00 = sezione non fessurata)
$h_{c,eff}$	altezza efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura

Tabella verifiche SLE

SEZ. TIPO	sez. Verif.	N (kN)	M (kNm)	h (cm)	d (cm)	ϕ (mm)	As (cm ²)	σc (N/mm ²)	chk σc	σs (N/mm ²)	chk σs	x (cm)	hc,eff (cm)	Ac,eff (cm ²)	ρ,eff	ε,sm	Δ,smax (mm)	Wd (mm)	chk w	
A1	AR	46.96	148.10	80.00	75.00	18	12.70	2.60	ok	148.50	ok	15.57	12.50	1250.00	0.0102	0.000424	318	0.135	ok	
	Piedritto dx	78.47	33.87	60.00	55.00	16	10.05	1.05	ok	30.72	ok	18.63	12.50	1250.00	0.0080	0.000088	355	0.031	ok	
	Piedritto sx	77.94	33.84	60.00	55.00	16	10.05	1.05	ok	30.87	ok	18.57	12.50	1250.00	0.0080	0.000088	355	0.031	ok	
	Calotta	8.51	17.86	60.00	55.00	16	10.05	0.57	ok	30.63	ok	11.84	12.50	1250.00	0.0080	0.000088	355	0.031	ok	
A2	AR	49.49	167.10	80.00	75.00	18	12.70	2.93	ok	168.90	ok	15.47	12.50	1250.00	0.0102	0.000483	318	0.154	ok	
	Piedritto dx	90.73	46.33	60.00	55.00	16	10.05	1.46	ok	48.74	ok	17.04	12.50	1250.00	0.0080	0.000139	355	0.049	ok	
	Piedritto sx	90.58	45.57	60.00	55.00	16	10.05	1.43	ok	47.38	ok	17.16	12.50	1250.00	0.0080	0.000135	355	0.048	ok	
	Calotta	11.74	25.88	60.00	55.00	16	10.05	0.83	ok	44.66	ok	11.95	12.45	1245.00	0.0081	0.000128	354	0.045	ok	
A3	AR	166.20	162.20	80.00	75.00	18	12.70	2.87	ok	121.80	ok	19.56	12.50	1250.00	0.0102	0.000348	318	0.111	ok	
	Piedritto dx	94.29	42.80	60.00	55.00	16	10.05	1.33	ok	40.75	ok	18.11	12.50	1250.00	0.0080	0.000116	355	0.041	ok	
	Piedritto sx	88.42	43.54	60.00	55.00	16	10.05	1.37	ok	44.50	ok	17.34	12.50	1250.00	0.0080	0.000127	355	0.045	ok	
	Calotta	15.95	23.68	60.00	55.00	16	10.05	0.76	ok	38.42	ok	12.57	12.50	1250.00	0.0080	0.000110	355	0.039	ok	
A4	AR	127.30	297.10	80.00	75.00	18	12.70	5.17	ok	282.50	ok	16.16	12.50	1250.00	0.0102	0.000833	318	0.265	ok	
	Piedritto dx	86.55	47.42	60.00	55.00	16	10.05	1.50	ok	52.53	ok	16.49	12.50	1250.00	0.0080	0.000150	355	0.053	ok	
	Piedritto sx	82.26	43.67	60.00	55.00	16	10.05	1.38	ok	47.30	ok	16.73	12.50	1250.00	0.0080	0.000135	355	0.048	ok	
	Calotta	3.98	25.38	60.00	55.00	16	10.05	0.80	ok	47.38	ok	11.16	12.50	1250.00	0.0080	0.000135	355	0.048	ok	
A1	AR	37.54	141.90	80.00	75.00	18	12.70	2.48	ok	145.10	ok	15.31	12.50	1250.00	0.0102	0.000415	318	0.132	ok	
	Piazzola	Piedritto dx	89.52	37.57	60.00	55.00	16	10.05	1.16	ok	33.11	ok	18.95	12.50	1250.00	0.0080	0.000095	355	0.034	ok
		Piedritto sx	88.74	37.50	60.00	55.00	16	10.05	1.16	ok	33.28	ok	18.87	12.50	1250.00	0.0080	0.000095	355	0.034	ok
		Calotta	11.00	20.28	60.00	55.00	16	10.05	0.65	ok	34.15	ok	12.20	12.50	1250.00	0.0080	0.000098	355	0.035	ok
A2	AR	57.71	217.30	80.00	75.00	18	12.70	3.80	ok	222.10	ok	15.32	12.50	1250.00	0.0102	0.000635	318	0.202	ok	
	Piazzola	Piedritto dx	102.90	50.41	60.00	55.00	16	10.05	1.58	ok	51.30	ok	17.39	12.50	1250.00	0.0080	0.000147	355	0.052	ok
		Piedritto sx	93.97	50.06	60.00	55.00	16	10.05	1.58	ok	54.36	ok	16.70	12.50	1250.00	0.0080	0.000155	355	0.055	ok
		Calotta	14.77	26.72	60.00	55.00	16	10.05	0.86	ok	44.86	ok	12.22	12.50	1250.00	0.0080	0.000128	355	0.046	ok
A3	AR	269.00	220.20	80.00	75.00	18	12.70	3.87	ok	150.70	ok	20.87	12.50	1250.00	0.0102	0.000431	318	0.137	ok	
	Piazzola	Piedritto dx	97.81	43.81	60.00	55.00	16	10.05	1.36	ok	41.19	ok	18.24	12.50	1250.00	0.0080	0.000118	355	0.042	ok
		Piedritto sx	90.78	45.34	60.00	55.00	16	10.05	1.42	ok	46.87	ok	17.22	12.50	1250.00	0.0080	0.000134	355	0.048	ok
		Calotta	20.29	24.27	60.00	55.00	16	10.05	0.78	ok	37.55	ok	13.05	12.50	1250.00	0.0080	0.000107	355	0.038	ok
A4	AR	263.40	301.00	80.00	75.00	18	12.70	5.33	ok	241.60	ok	18.63	12.50	1250.00	0.0102	0.000690	318	0.220	ok	
	Piazzola	Piedritto dx	79.53	42.61	60.00	55.00	16	10.05	1.35	ok	46.46	ok	16.66	12.50	1250.00	0.0080	0.000133	355	0.047	ok
		Piedritto sx	80.19	42.86	60.00	55.00	16	10.05	1.35	ok	46.65	ok	16.67	12.50	1250.00	0.0080	0.000133	355	0.047	ok
		Calotta	61.27	20.61	60.00	55.00	16	10.05	0.61	ok	13.73	ok	22.10	12.50	1250.00	0.0080	0.000039	355	0.014	ok
B1a	AR	817.00	135.40	80.00	75.00	18	12.70	2.13	ok	0.80	ok	73.17	2.28	227.67	0.0558	0.000002	72	0.000	ok	
	Piedritto dx	405.70	427.20	80.00	75.00	20	15.70	6.88	ok	271.60	ok	20.64	12.50	1250.00	0.0126	0.000873	288	0.251	ok	
	Piedritto sx	408.40	427.00	80.00	75.00	20	15.70	6.88	ok	270.90	ok	20.68	12.50	1250.00	0.0126	0.000869	288	0.250	ok	
	Calotta	225.50	45.93	80.00	75.00	18	12.70	0.68	ok	1.91	ok	63.20	5.60	560.00	0.0227	0.000005	152	0.001	ok	
B1b	AR	1423.00	118.90	80.00	75.00	18	12.70	2.70	ok	-0.06	ok	0.00	12.50	1250.00	0.0102	0.000000	-	-	-	
	Piedritto dx	1002.00	319.90	80.00	75.00	18	12.70	4.90	ok	61.77	ok	40.75	12.50	1250.00	0.0102	0.000176	318	0.056	ok	
	Piedritto sx	999.40	320.60	80.00	75.00	18	12.70	4.92	ok	62.66	ok	40.55	12.50	1250.00	0.0102	0.000179	318	0.057	ok	
	Calotta	703.90	48.55	80.00	75.00	18	12.70	1.25	ok	-0.04	ok	0.00	12.50	1250.00	0.0102	0.000000	-	-	-	
B2	AR	65.64	58.47	80.00	75.00	18	12.70	1.03	ok	41.96	ok	20.20	12.50	1250.00	0.0102	0.000120	318	0.038	ok	
	Piedritto dx	103.50	48.40	80.00	75.00	18	12.70	0.81	ok	19.61	ok	28.64	12.50	1250.00	0.0102	0.000056	318	0.018	ok	
	Piedritto sx	103.60	48.46	80.00	75.00	18	12.70	0.81	ok	19.65	ok	28.64	12.50	1250.00	0.0102	0.000056	318	0.018	ok	
	Calotta	40.65	20.48	80.00	75.00	18	12.70	0.35	ok	9.17	ok	27.12	12.50	1250.00	0.0102	0.000026	318	0.008	ok	

9.6 Aspetti deformativi

Relativamente alle deformazioni del cavo (convergenze), nella tabella che segue si riepilogano, per ciascuna sezione tipo di calcolo, i massimi valori di convergenza ottenuti dal calcolo.

Sez. Tipo	Fase 1 Scavo calotta e piedritti	Fase 2 posa del rivestim. provvisorio	Fase 3 Getto A.R:
A ₁	9 mm	10 mm	12 mm
A ₂	9 mm	10 mm	12 mm
A ₃	15 mm	16 mm	18 mm
A ₄	28 mm	29 mm	31 mm
B _{1a}	70 mm	90 mm	100 mm
B _{1b}	16 mm	19 mm	20 mm
B ₂	6 mm	9 mm	10 mm

Per la sezione tipo B_{1a}, per la quale si sono valutate deformazioni radiali del contorno di scavo dell'ordine di $100\text{mm}/2 = 50\text{ mm}$, che potrebbero determinare problemi in fase di installazione delle centine, è prevista l'esecuzione dello scavo secondo un profilo maggiorato, rispetto al netto teorico, di 5 cm.

Ovviamente il valore del suddetto "sovrascavo" potrà essere eventualmente ridotto o aumentato in funzione delle misure e osservazioni che si faranno in corso d'opera.

Per le altre sezioni i valori di convergenza stimati sono di ordine centimetrico e pertanto rientranti nelle normali tolleranze esecutive dello scavo. Conseguentemente non si prevedono sovrascavi.

10. Conclusioni

La presente relazione è stata redatta nell'ambito del progetto dei "Lavori di Ammodernamento della SS. 42 del Tonale e della Mendola. Variante est di Edolo – LOTTO II".

Si sono in particolare riportate le principali analisi di calcolo e verifiche geotecniche e strutturali relative alla tratta di galleria naturale in progetto.

Tutte le verifiche effettuate, riportate e non nella presente relazione, sono risultate positive ai sensi del D.M. 17/01/2018 "Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»".

Come contemplato dalla Norma ("Norme tecniche per le costruzioni" Capitoli: 6.2.5, 6.7.5) trattandosi di opere di significativa complessità e criticità in relazione alle condizioni geomorfologiche, geotecniche e idrogeologiche dei siti, si generano incertezze risolvibili solo in fase realizzativa.

In accordo a quanto disposto dalla norma, tutte le ipotesi e valutazioni effettuate e riportate nella presente relazione saranno da verificare in fase costruttiva mediante continue osservazioni, rilievi geologico - geomeccanici e monitoraggi, in accordo a quanto previsto nel presente progetto, al fine di effettuare verifiche e affinamenti e pervenire alla definitiva scelta delle sezioni di presostegno, consolidamento, impermeabilizzazione e di rivestimento definitivo delle gallerie in progetto.

ALLEGATO N. 1

**ANALISI DI STABILITA' FRONTI DI SCAVO
CURVE CARATTERISTICHE
FASE DI DIAGNOSI**

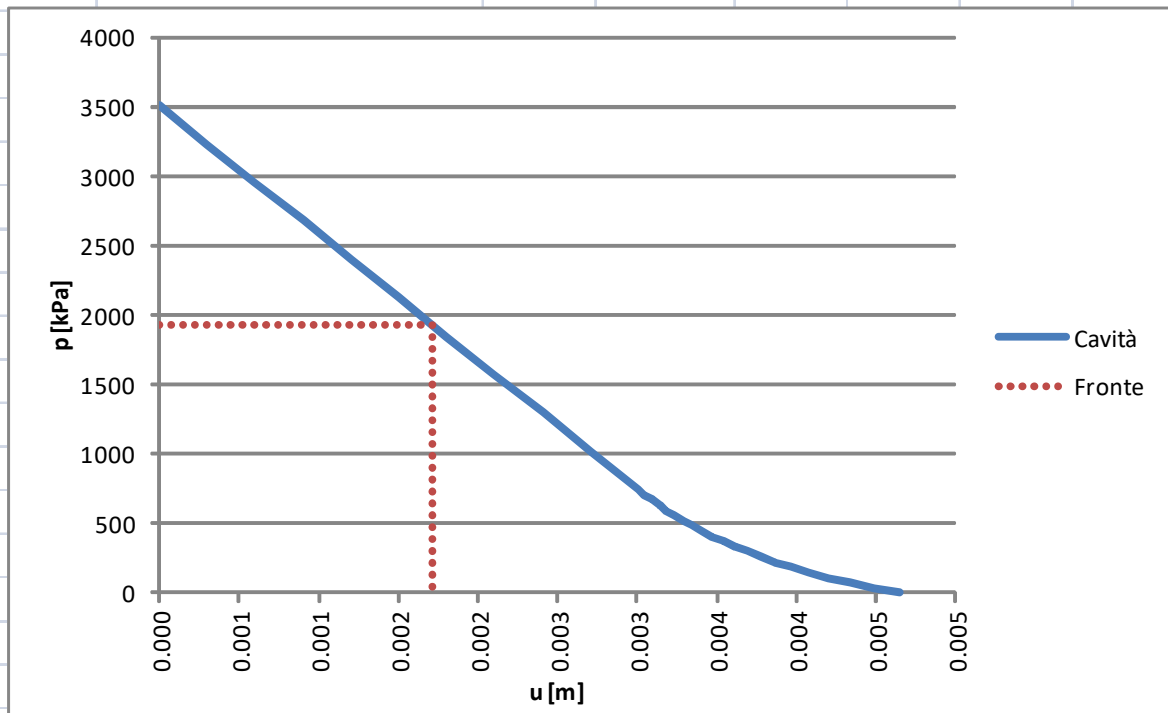
SEZIONE TIPO A1

Raggio Cavità: $R = 6.96$ m
Tensione iniziale al contorno $\sigma_{\infty} = 3510.00$ kPa

AMMASSO:

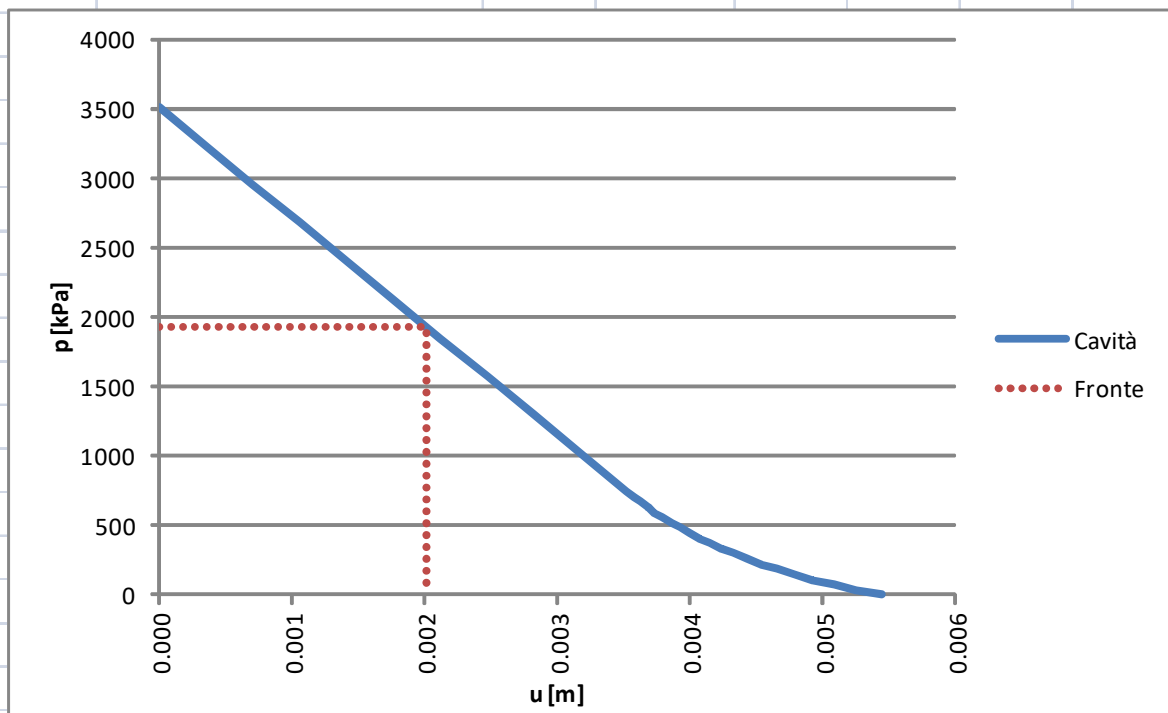
Angolo attrito $\phi = 45.00$ °
Coesione $c = 400.00$ kPa
Modulo elastico $E_m = 8000.00$ MPa
Coeff. Poisson $\nu = 0.25$
Coeff. dilatazione volum. $k = 1.00$
Pressione di Plasticizzazione $\sigma^{cr} = 745.21$ kPa
Resistenza al fronte: $R_{FR} = 1931.37$ kPa
Spostamento al fronte: $u_f = 0.0017$ m
Raggio Fascia Plastica: $R_{Pif} = 6.96$ m
Estensione Fascia PL.: $E_{PL} = 0.00$ m

$R_{Pif} / R =$	1.00	A	Fronte Stabile
$u_f / R =$	0.02%	A	Fronte Stabile



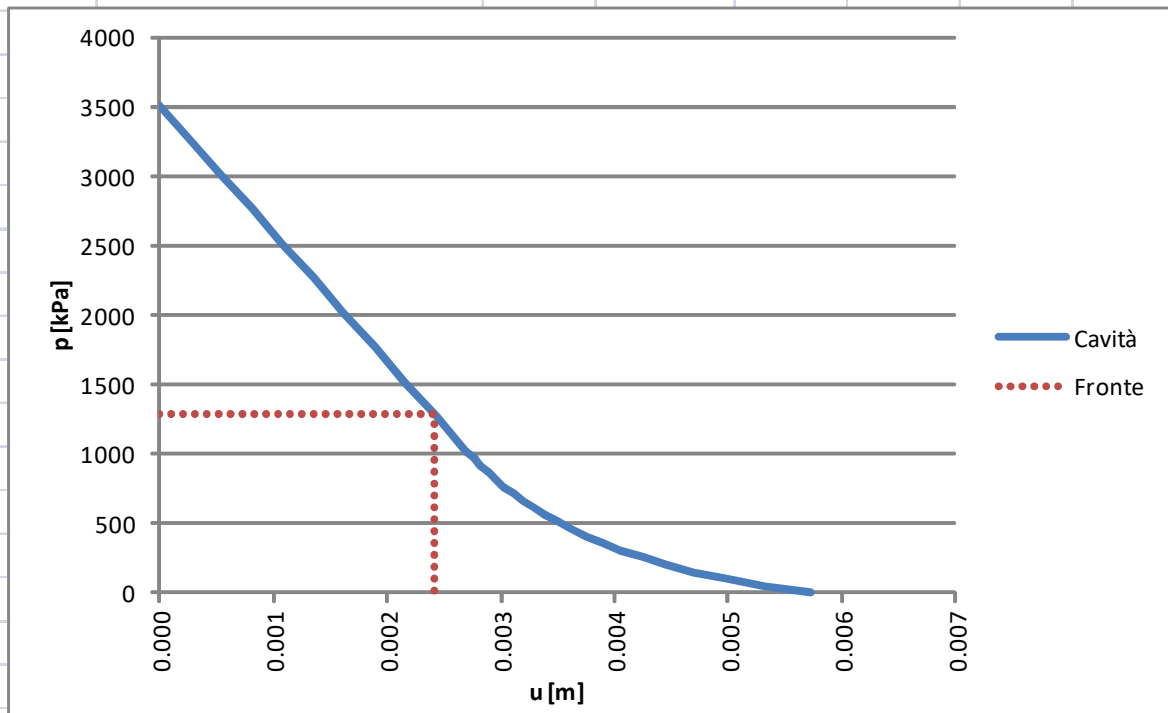
SEZIONE TIPO A1 (con piazzola di sosta)

Raggio Cavità:	$R =$	8.16	m
Tensione iniziale al contorno	$\sigma_{\infty} =$	3510.00	kPa
AMMASSO:			
Angolo attrito	$\phi =$	45.00	°
Coesione	$c =$	400.00	kPa
Modulo elastico	$E_m =$	8000.00	MPa
Coeff. Poisson	$\nu =$	0.25	
Coeff. dilatazione volum.	$k =$	1.00	
Pressione di Plasticizzazione	$\sigma^{cr} =$	745.21	kPa
Resistenza al fronte:	$R_{FR} =$	1931.37	kPa
Spostamento al fronte:	$u_f =$	0.0020	m
Raggio Fascia Plastica:	$R_{Pif} =$	8.16	m
Estensione Fascia PL.:	$E_{PL} =$	0.00	m
	$R_{Pif} / R =$	1.00	A Fronte Stabile
	$u_f / R =$	0.02%	A Fronte Stabile



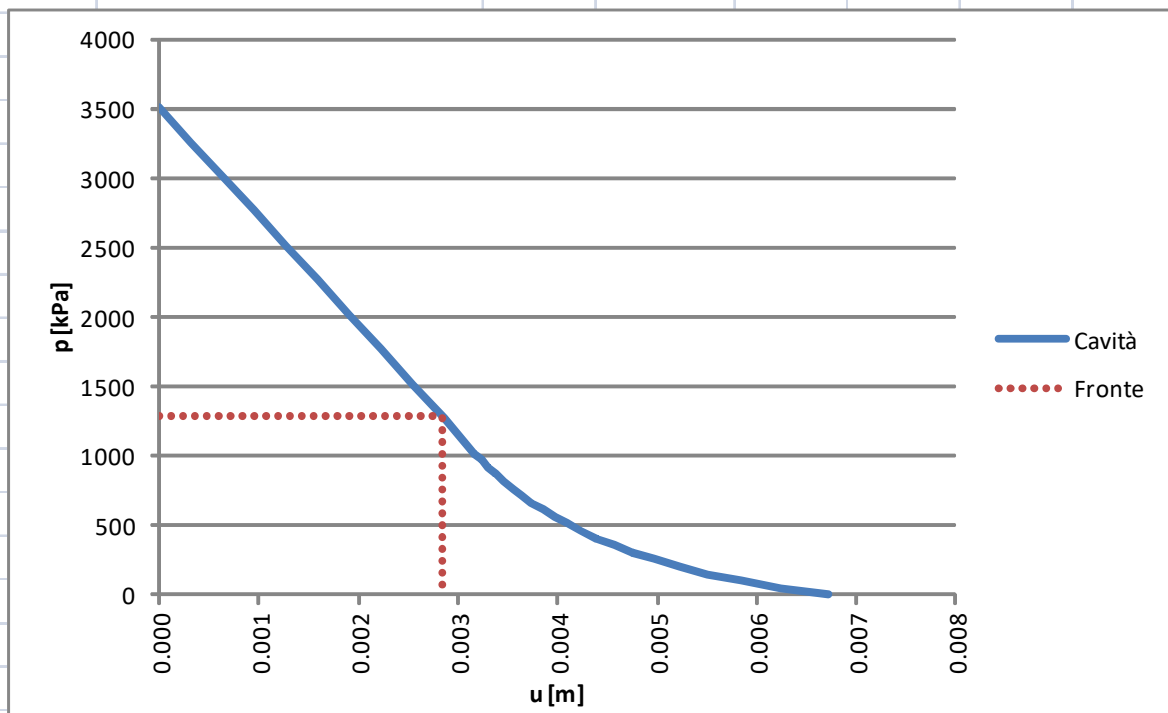
SEZIONE TIPO A2

Raggio Cavità:	R =	6.96 m	
Tensione iniziale al contorno	σ_{∞} =	3510.00 kPa	
AMMASSO:			
Angolo attrito	ϕ =	40.00 °	
Coesione	c =	300.00 kPa	
Modulo elastico	E_m =	8000.00 MPa	
Coeff. Poisson	ν =	0.25	
Coeff. dilatazione volum.	k =	1.00	
Pressione di Plasticizzazione	σ^{cr} =	1024.00 kPa	
Resistenza al fronte:	R_{FR} =	1286.70 kPa	
Spostamento al fronte:	u_f =	0.0024 m	
Raggio Fascia Plastica:	R_{Pif} =	6.96 m	
Estensione Fascia PL.:	E_{PL} =	0.00 m	
	R_{Pif} / R =	1.00	A Fronte Stabile
	u_f / R =	0.03%	A Fronte Stabile



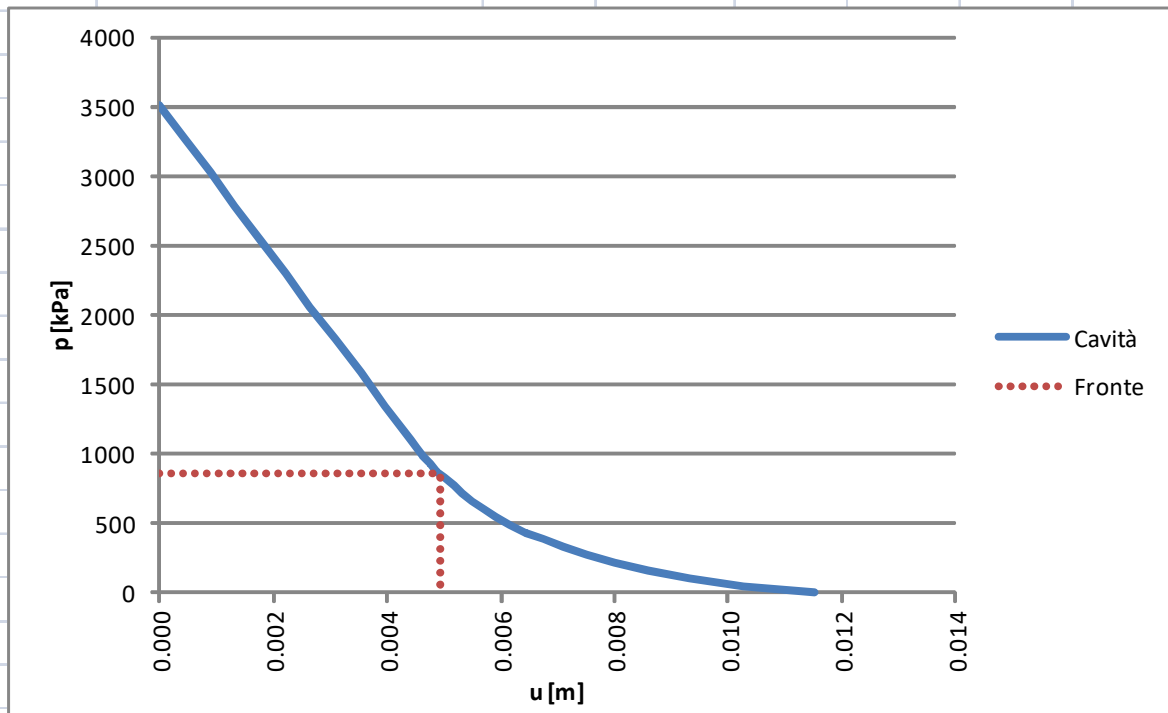
SEZIONE TIPO A2 (con piazzola di sosta)

Raggio Cavità:	$R =$	8.16	m
Tensione iniziale al contorno	$\sigma_{\infty} =$	3510.00	kPa
AMMASSO:			
Angolo attrito	$\phi =$	40.00	°
Coesione	$c =$	300.00	kPa
Modulo elastico	$E_m =$	8000.00	MPa
Coeff. Poisson	$\nu =$	0.25	
Coeff. dilatazione volum.	$k =$	1.00	
Pressione di Plasticizzazione	$\sigma^{cr} =$	1024.00	kPa
Resistenza al fronte:	$R_{FR} =$	1286.70	kPa
Spostamento al fronte:	$u_f =$	0.0028	m
Raggio Fascia Plastica:	$R_{Pif} =$	8.16	m
Estensione Fascia PL.:	$E_{PL} =$	0.00	m
	$R_{Pif} / R =$	1.00	A Fronte Stabile
	$u_f / R =$	0.03%	A Fronte Stabile



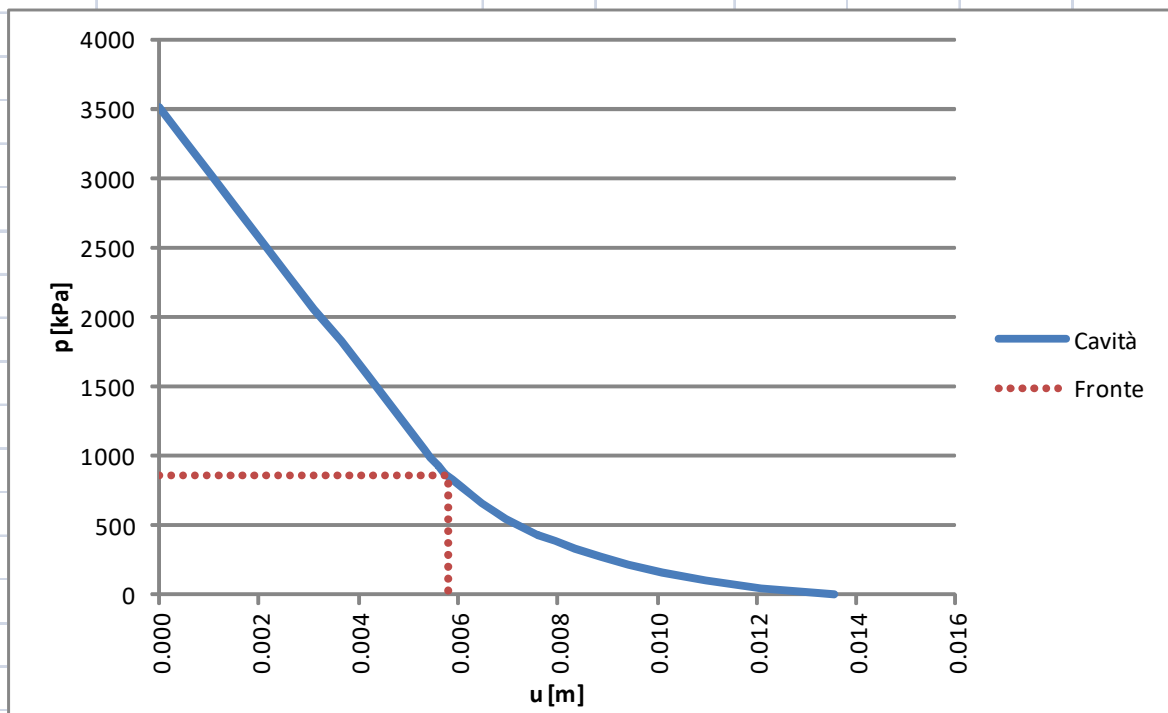
SEZIONE TIPO A3

Raggio Cavità:	R =	7.05 m	
Tensione iniziale al contorno	σ_{∞} =	3510.00 kPa	
AMMASSO:			
Angolo attrito	ϕ =	40.00 °	
Coesione	c =	200.00 kPa	
Modulo elastico	E_m =	5000.00 MPa	
Coeff. Poisson	ν =	0.30	
Coeff. dilatazione volum.	k =	1.00	
Pressione di Plasticizzazione	σ^{cr} =	1100.61 kPa	
Resistenza al fronte:	R_{FR} =	857.80 kPa	
Spostamento al fronte:	u_f =	0.0049 m	
Raggio Fascia Plastica:	R_{Pif} =	7.45 m	
Estensione Fascia PL.:	E_{PL} =	0.40 m	
	R_{Pif} / R =	1.06	A Fronte Stabile
	u_f / R =	0.07%	A Fronte Stabile



SEZIONE TIPO A3 (con piazzola di sosta)

Raggio Cavità:	R =	8.29	m
Tensione iniziale al contorno	σ_{∞} =	3510.00	kPa
AMMASSO:			
Angolo attrito	ϕ =	40.00	°
Coesione	c =	200.00	kPa
Modulo elastico	E_m =	5000.00	MPa
Coeff. Poisson	ν =	0.30	
Coeff. dilatazione volum.	k =	1.00	
Pressione di Plasticizzazione	σ^{cr} =	1100.61	kPa
Resistenza al fronte:	R_{FR} =	857.80	kPa
Spostamento al fronte:	u_f =	0.0058	m
Raggio Fascia Plastica:	R_{Pif} =	8.76	m
Estensione Fascia PL.:	E_{PL} =	0.47	m
	R_{Pif} / R =	1.06	A Fronte Stabile
	u_f / R =	0.07%	A Fronte Stabile



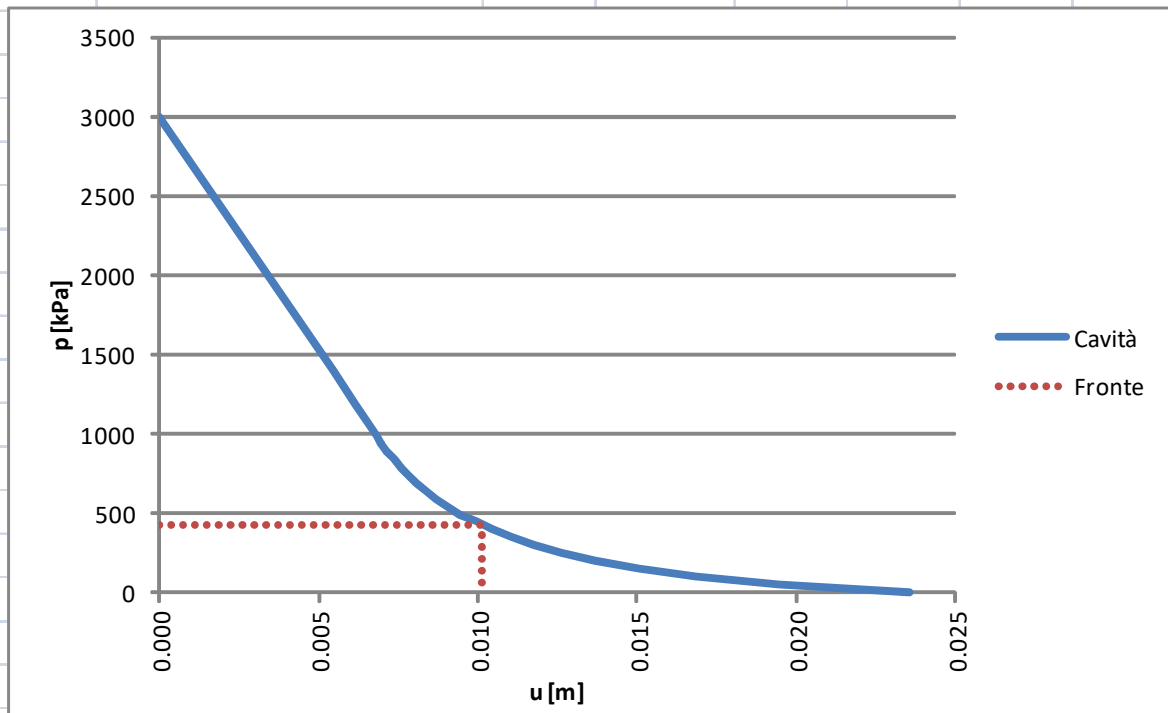
SEZIONE TIPO A4

Raggio Cavità: $R = 7.05$ m
 Tensione iniziale al contorno $\sigma_{\infty} = 3000.00$ kPa

AMMASSO:

Angolo attrito $\phi = 40.00$ °
 Coesione $c = 100.00$ kPa
 Modulo elastico $E_m = 2700.00$ MPa
 Coeff. Poisson $\nu = 0.30$
 Coeff. dilatazione volum. $k = 1.00$
 Pressione di Plasticizzazione $\sigma^{cr} = 995.03$ kPa
 Resistenza al fronte: $R_{FR} = 428.90$ kPa
 Spostamento al fronte: $u_f = 0.0101$ m
 Raggio Fascia Plastica: $R_{Pif} = 8.59$ m
 Estensione Fascia PL.: $E_{PL} = 1.54$ m

$R_{Pif} / R =$	1.22	B	Fronte Stabile breve termine
$u_f / R =$	0.14%	A	Fronte Stabile



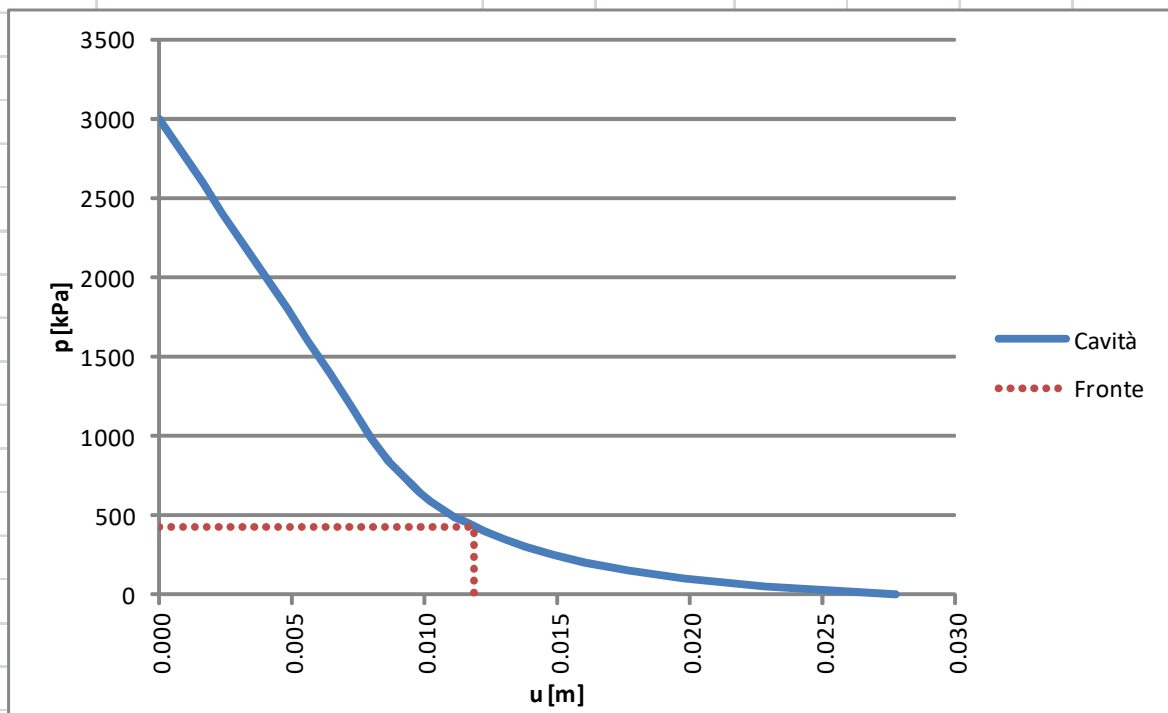
SEZIONE TIPO A4 (con piazzola di sosta)

Raggio Cavità: $R = 8.29$ m
 Tensione iniziale al contorno $\sigma_{\infty} = 3000.00$ kPa

AMMASSO:

Angolo attrito $\phi = 40.00$ °
 Coesione $c = 100.00$ kPa
 Modulo elastico $E_m = 2700.00$ MPa
 Coeff. Poisson $\nu = 0.30$
 Coeff. dilatazione volum. $k = 1.00$
 Pressione di Plasticizzazione $\sigma^{cr} = 995.03$ kPa
 Resistenza al fronte: $R_{FR} = 428.90$ kPa
 Spostamento al fronte: $u_f = 0.0119$ m
 Raggio Fascia Plastica: $R_{Pif} = 10.10$ m
 Estensione Fascia PL.: $E_{PL} = 1.81$ m

$R_{Pif} / R =$	1.22	B	Fronte Stabile breve termine
$u_f / R =$	0.14%	A	Fronte Stabile



ALLEGATO N. 2

**ANALISI DI STABILITA' FRONTI DI SCAVO
CURVE CARATTERISTICHE
FASE DI TERAPIA**

SEZIONE TIPO A1

Raggio Cavità: $R = 6.96 \text{ m}$
Tensione iniziale al contorno $\sigma_{\infty} = 3510.00 \text{ kPa}$

AMMASSO:

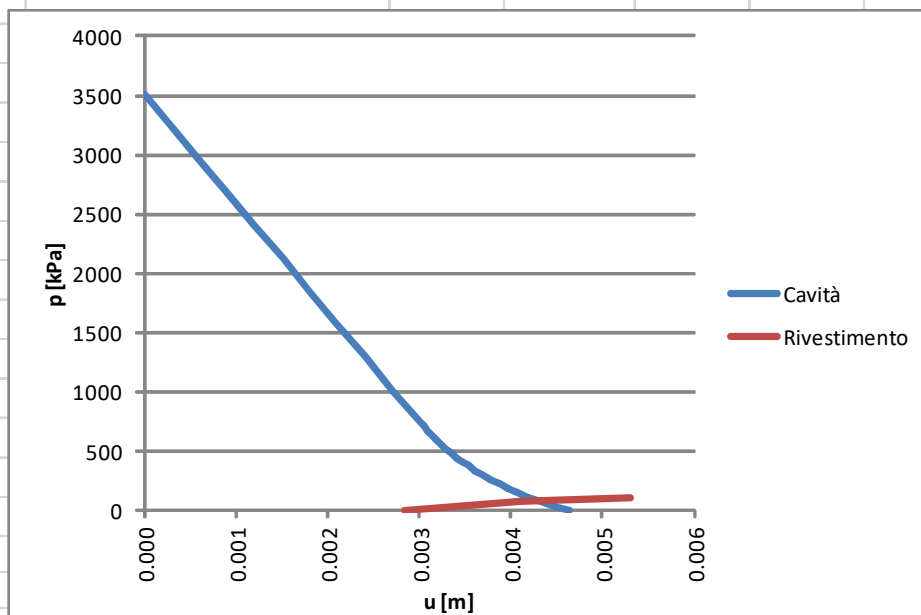
Angolo attrito $\phi = 45.00^\circ$
Coesione $c = 400.00 \text{ kPa}$
Modulo elastico $E_m = 8000.00 \text{ MPa}$
Coeff. Poisson $\nu = 0.25$
Coeff. dilatazione volum. $k = 1.00$
Pressione di Plasticizzazione $\sigma^{cr} = 745.21 \text{ kPa}$
Resistenza al fronte: $R_{FR} = 1931.37 \text{ kPa}$

RIVESTIMENTO:

Spessore $s = 0.15 \text{ m}$
Modulo elastico $E_c = 25000.00 \text{ MPa}$
Coeff. Poisson $\nu = 0.25$
Resist. caratt. di rottura $R_c = 11.33 \text{ MPa}$
Spostamento Iniziale $u^* = 0.0028 \text{ m}$

PUNTO INTERAZIONE TERRENO/RIVESTIMENTO

Pressione al contatto: $p = 80.50 \text{ kPa}$
Spostamento finale: $u = 0.0043 \text{ m}$
Raggio Fascia Plastica: $R_{pl} = 8.33 \text{ m}$
Estensione Fascia PL.: $E_{pl} = 1.37 \text{ m}$



SEZIONE TIPO A1 (con piazzola di sosta)

Raggio Cavità: $R = 8.16$ m
 Tensione iniziale al contorno $\sigma_{\infty} = 3510.00$ kPa

AMMASSO:

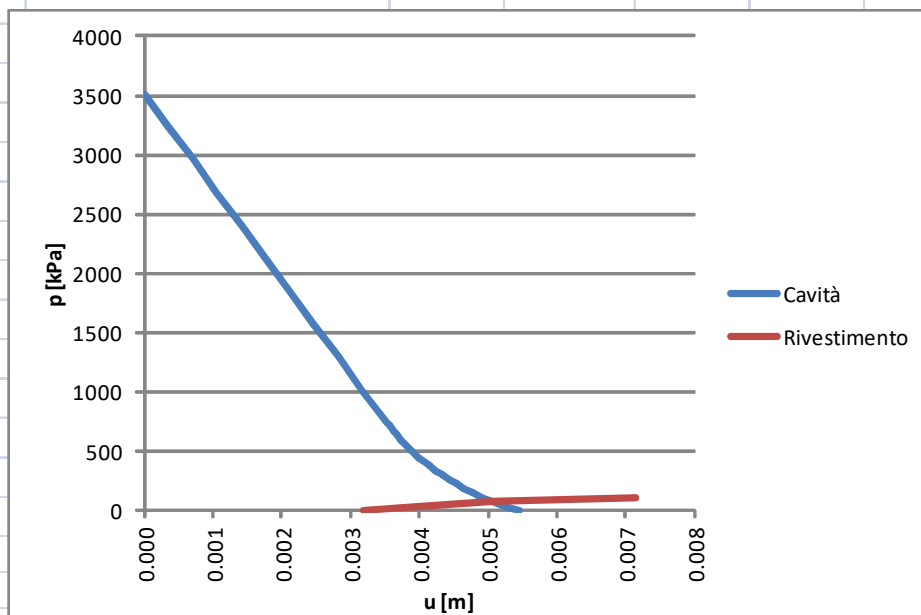
Angolo attrito $\phi = 45.00$ °
 Coesione $c = 400.00$ kPa
 Modulo elastico $E_m = 8000.00$ MPa
 Coeff. Poisson $\nu = 0.25$
 Coeff. dilatazione volum. $k = 1.00$
 Pressione di Plasticizzazione $\sigma^{cr} = 745.21$ kPa
 Resistenza al fronte: $R_{FR} = 1931.37$ kPa

RIVESTIMENTO:

Spessore $s = 0.15$ m
 Modulo elastico $E_c = 25000.00$ MPa
 Coeff. Poisson $\nu = 0.25$
 Resist. caratt. di rottura $R_c = 11.33$ MPa
 Spostamento Iniziale $u^* = 0.0032$ m

PUNTO INTERAZIONE TERRENO/RIVESTIMENTO

Pressione al contatto: $p = 73.98$ kPa
 Spostamento finale: $u = 0.0051$ m
 Raggio Fascia Plastica: $R_{pI} = 9.80$ m
 Estensione Fascia PL.: $E_{pI} = 1.64$ m



SEZIONE TIPO A2

Raggio Cavità: $R = 6.96 \text{ m}$
Tensione iniziale al contorno $\sigma_{\infty} = 3510.00 \text{ kPa}$

AMMASSO:

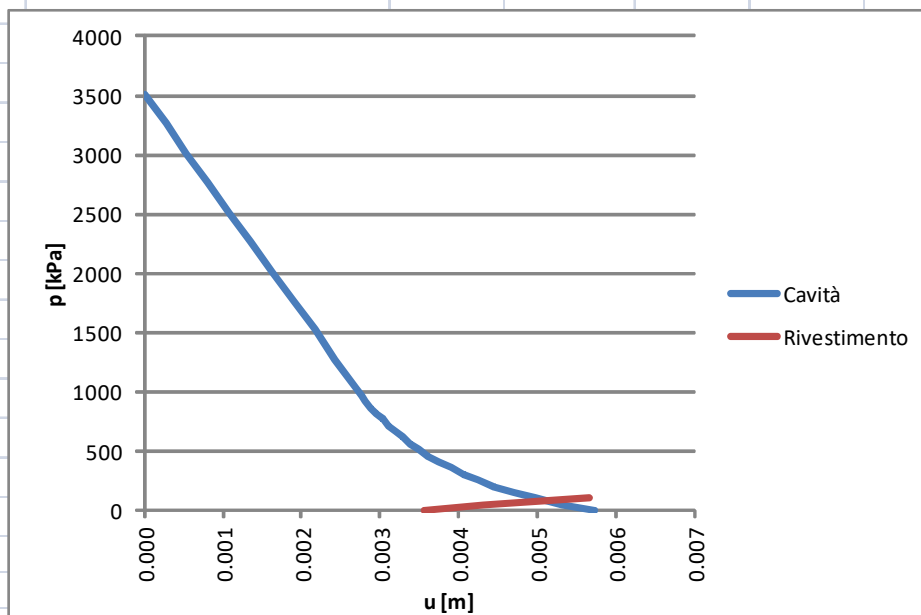
Angolo attrito $\phi = 40.00^\circ$
Coesione $c = 300.00 \text{ kPa}$
Modulo elastico $E_m = 8000.00 \text{ MPa}$
Coeff. Poisson $\nu = 0.25$
Coeff. dilatazione volum. $k = 1.00$
Pressione di Plasticizzazione $\sigma^{cr} = 1024.00 \text{ kPa}$
Resistenza al fronte: $R_{FR} = 1286.70 \text{ kPa}$

RIVESTIMENTO:

Spessore $s = 0.15 \text{ m}$
Modulo elastico $E_c = 25000.00 \text{ MPa}$
Coeff. Poisson $\nu = 0.25$
Resist. caratt. di rottura $R_c = 11.33 \text{ MPa}$
Spostamento Iniziale $u^* = 0.0036 \text{ m}$

PUNTO INTERAZIONE TERRENO/RIVESTIMENTO

Pressione al contatto: $p = 81.67 \text{ kPa}$
Spostamento finale: $u = 0.0051 \text{ m}$
Raggio Fascia Plastica: $R_{pl} = 9.57 \text{ m}$
Estensione Fascia PL.: $E_{pl} = 2.61 \text{ m}$



SEZIONE TIPO A2 (con piazzola di sosta)

Raggio Cavità: $R = 8.16 \text{ m}$
Tensione iniziale al contorno $\sigma_{\infty} = 3510.00 \text{ kPa}$

AMMASSO:

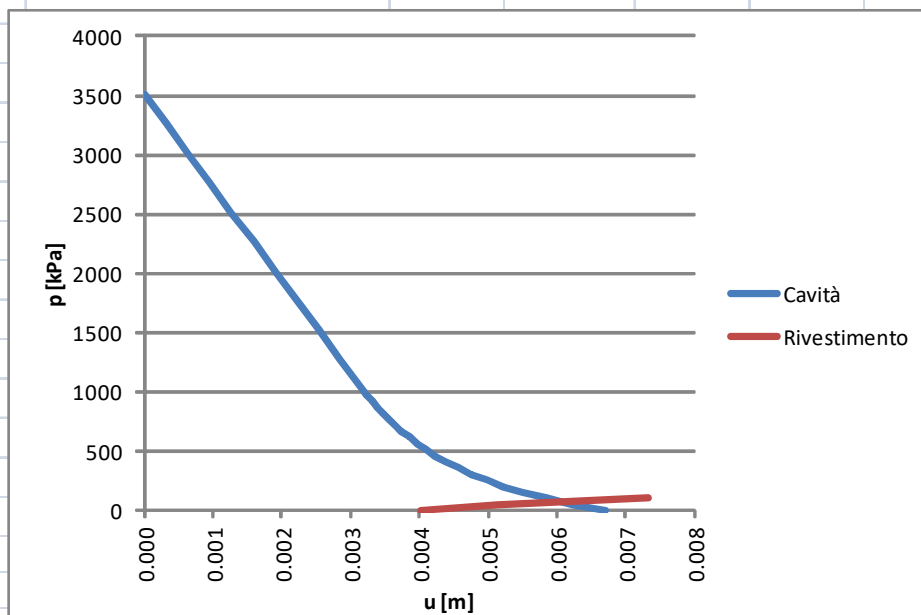
Angolo attrito $\phi = 40.00^\circ$
Coesione $c = 300.00 \text{ kPa}$
Modulo elastico $E_m = 8000.00 \text{ MPa}$
Coeff. Poisson $\nu = 0.25$
Coeff. dilatazione volum. $k = 1.00$
Pressione di Plasticizzazione $\sigma^{cr} = 1024.00 \text{ kPa}$
Resistenza al fronte: $R_{FR} = 1286.70 \text{ kPa}$

RIVESTIMENTO:

Spessore $s = 0.15 \text{ m}$
Modulo elastico $E_c = 25000.00 \text{ MPa}$
Coeff. Poisson $\nu = 0.25$
Resist. caratt. di rottura $R_c = 11.33 \text{ MPa}$
Spostamento Iniziale $u^* = 0.0040 \text{ m}$

PUNTO INTERAZIONE TERRENO/RIVESTIMENTO

Pressione al contatto: $p = 73.00 \text{ kPa}$
Spostamento finale: $u = 0.0061 \text{ m}$
Raggio Fascia Plastica: $R_{pl} = 11.28 \text{ m}$
Estensione Fascia PL.: $E_{pl} = 3.12 \text{ m}$



SEZIONE TIPO A3

Raggio Cavità: $R = 7.05 \text{ m}$
Tensione iniziale al contorno $\sigma_{\infty} = 3510.00 \text{ kPa}$

AMMASSO:

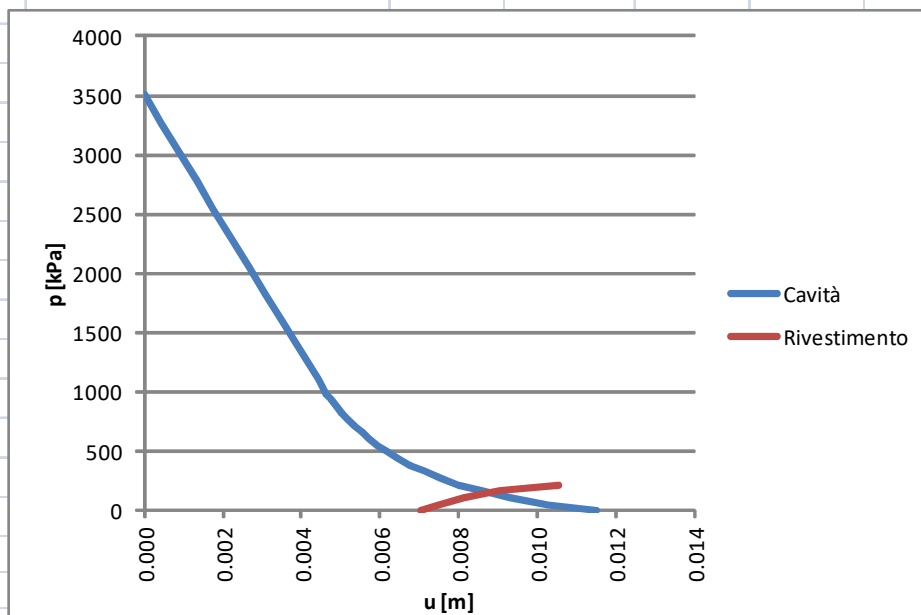
Angolo attrito $\phi = 40.00^\circ$
Coesione $c = 200.00 \text{ kPa}$
Modulo elastico $E_m = 5000.00 \text{ MPa}$
Coeff. Poisson $\nu = 0.30$
Coeff. dilatazione volum. $k = 1.00$
Pressione di Plasticizzazione $\sigma^{cr} = 1100.61 \text{ kPa}$
Resistenza al fronte: $R_{FR} = 857.80 \text{ kPa}$

RIVESTIMENTO:

Spessore $s = 0.25 \text{ m}$
Modulo elastico $E_c = 25000.00 \text{ MPa}$
Coeff. Poisson $\nu = 0.25$
Resist. caratt. di rottura $R_c = 11.33 \text{ MPa}$
Spostamento Iniziale $u^* = 0.0070 \text{ m}$

PUNTO INTERAZIONE TERRENO/RIVESTIMENTO

Pressione al contatto: $p = 150.38 \text{ kPa}$
Spostamento finale: $u = 0.0088 \text{ m}$
Raggio Fascia Plastica: $R_{pl} = 9.94 \text{ m}$
Estensione Fascia PL.: $E_{pl} = 2.89 \text{ m}$



SEZIONE TIPO A3 (con piazzola di sosta)

Raggio Cavità: $R = 8.29$ m
 Tensione iniziale al contorno $\sigma_{\infty} = 3510.00$ kPa

AMMASSO:

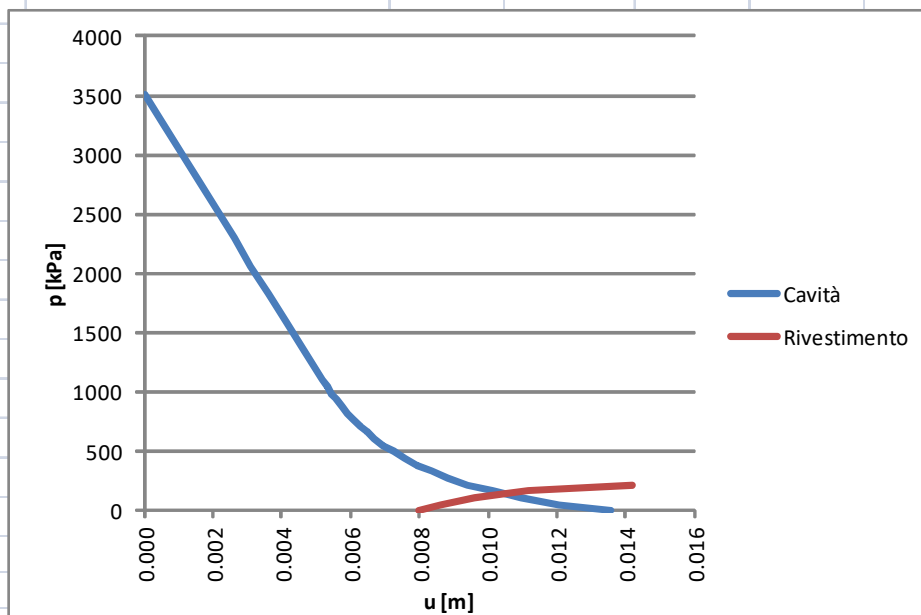
Angolo attrito $\phi = 40.00$ °
 Coesione $c = 200.00$ kPa
 Modulo elastico $E_m = 5000.00$ MPa
 Coeff. Poisson $\nu = 0.30$
 Coeff. dilatazione volum. $k = 1.00$
 Pressione di Plasticizzazione $\sigma^{cr} = 1100.61$ kPa
 Resistenza al fronte: $R_{FR} = 857.80$ kPa

RIVESTIMENTO:

Spessore $s = 0.25$ m
 Modulo elastico $E_c = 25000.00$ MPa
 Coeff. Poisson $\nu = 0.25$
 Resist. caratt. di rottura $R_c = 11.33$ MPa
 Spostamento Iniziale $u^* = 0.0080$ m

PUNTO INTERAZIONE TERRENO/RIVESTIMENTO

Pressione al contatto: $p = 141.09$ kPa
 Spostamento finale: $u = 0.0105$ m
 Raggio Fascia Plastica: $R_{pl} = 11.77$ m
 Estensione Fascia PL.: $E_{pl} = 3.48$ m



SEZIONE TIPO A4

Raggio Cavità: $R = 7.05$ m
Tensione iniziale al contorno $\sigma_{\infty} = 3000.00$ kPa

AMMASSO:

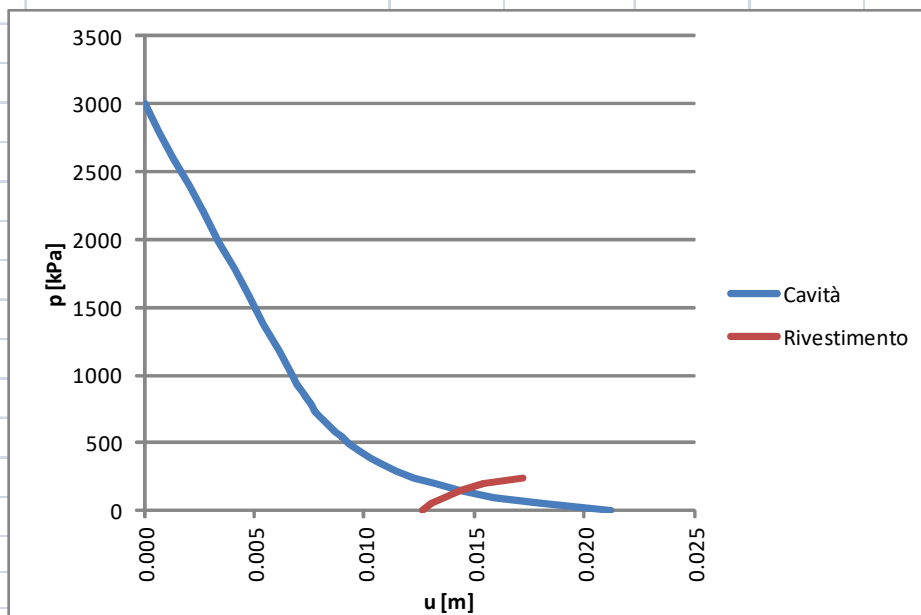
Angolo attrito $\phi = 40.00$ °
Coesione $c = 121.76$ kPa
Modulo elastico $E_m = 2724.99$ MPa
Coeff. Poisson $\nu = 0.30$
Coeff. dilatazione volum. $k = 1.00$
Pressione di Plasticizzazione $\sigma^{cr} = 978.36$ kPa
Resistenza al fronte: $R_{FR} = 522.24$ kPa

RIVESTIMENTO:

Spessore $s = 0.25$ m
Modulo elastico $E_c = 25000.00$ MPa
Coeff. Poisson $\nu = 0.25$
Resist. caratt. di rottura $R_c = 11.33$ MPa
Spostamento Iniziale $u^* = 0.0127$ m

PUNTO INTERAZIONE TERRENO/RIVESTIMENTO

Pressione al contatto: $p = 147.67$ kPa
Spostamento finale: $u = 0.0144$ m
Raggio Fascia Plastica: $R_{pI} = 10.24$ m
Estensione Fascia PL.: $E_{pI} = 3.19$ m



SEZIONE TIPO A4 (con piazzola di sosta)

Raggio Cavità: $R = 8.29$ m
Tensione iniziale al contorno $\sigma_{\infty} = 3000.00$ kPa

AMMASSO:

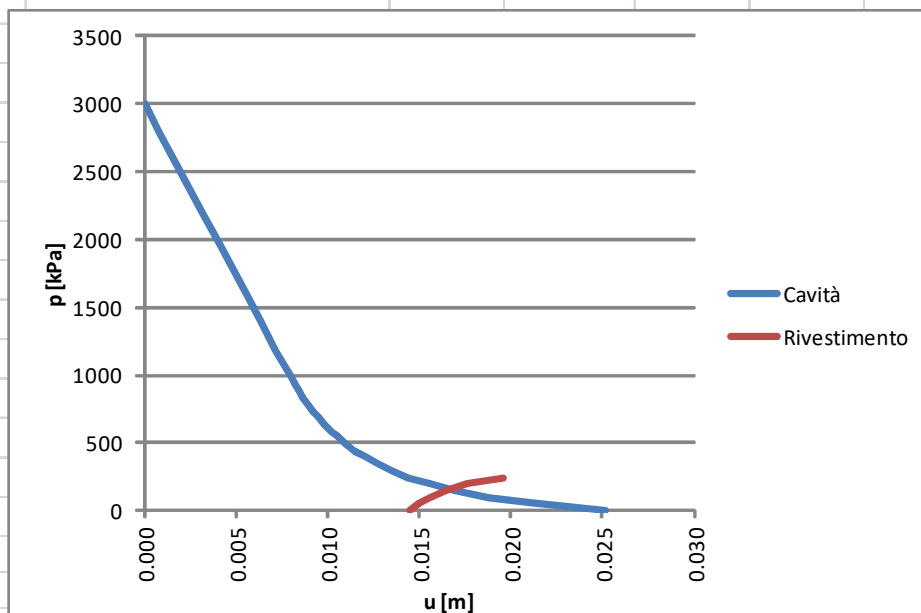
Angolo attrito $\phi = 40.00$ °
Coesione $c = 119.42$ kPa
Modulo elastico $E_m = 2722.30$ MPa
Coeff. Poisson $\nu = 0.30$
Coeff. dilatazione volum. $k = 1.00$
Pressione di Plasticizzazione $\sigma^{cr} = 980.16$ kPa
Resistenza al fronte: $R_{FR} = 512.17$ kPa

RIVESTIMENTO:

Spessore $s = 0.30$ m
Modulo elastico $E_c = 25000.00$ MPa
Coeff. Poisson $\nu = 0.25$
Resist. caratt. di rottura $R_c = 11.33$ MPa
Spostamento Iniziale $u^* = 0.0145$ m

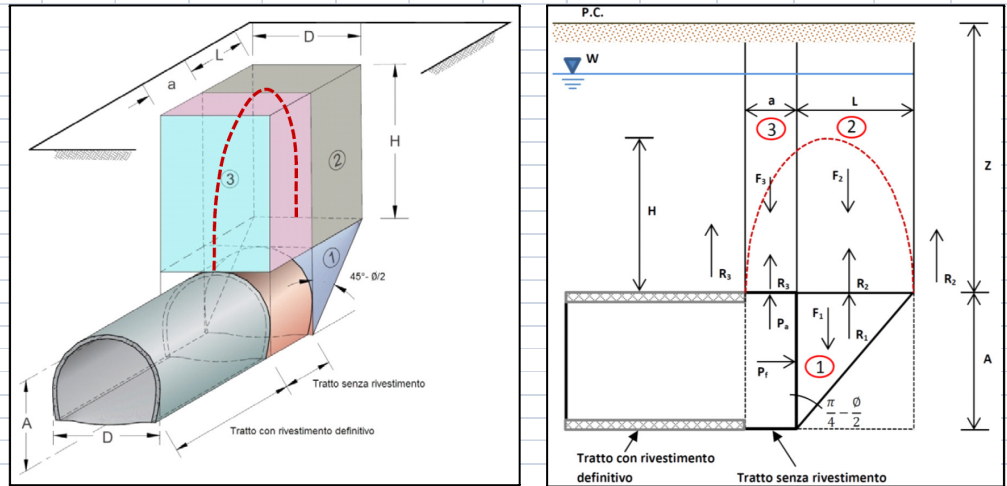
PUNTO INTERAZIONE TERRENO/RIVESTIMENTO

Pressione al contatto: $p = 157.19$ kPa
Spostamento finale: $u = 0.0167$ m
Raggio Fascia Plastica: $R_{pI} = 11.97$ m
Estensione Fascia PL.: $E_{pL} = 3.68$ m



ALLEGATO N. 3

**ANALISI DI STABILITA' FRONTI DI SCAVO
METODO DI TAMEZ
FASE DI DIAGNOSI**



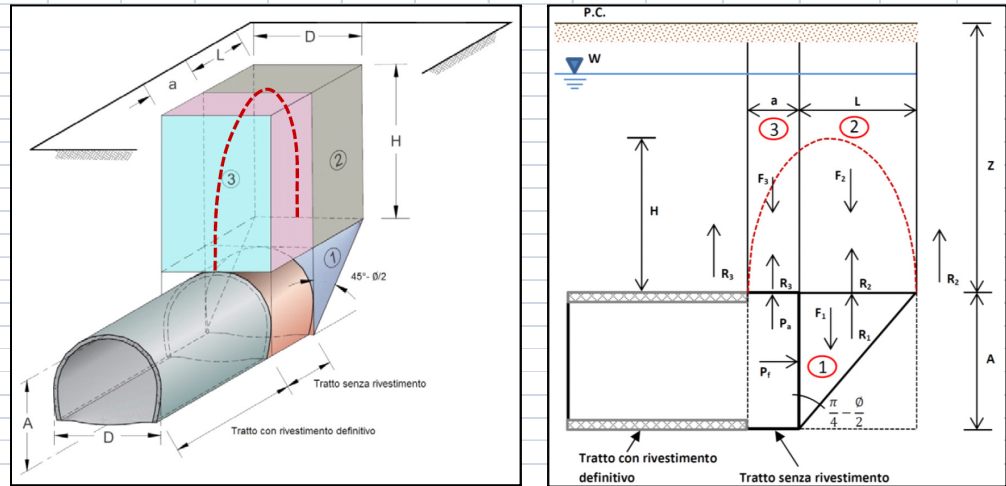
SEZIONE TIPO A1

p.s. roccia	γ	27.00	kN/mc
angolo attrito	ϕ	45.00	°
coesione	c	400.00	kPa
copertura	z	120.00	m
coeff. spinta orizz.	k_0	0.29	
tensione vert. media quota galleria (tratto A)	σ_{v0}	3415.50	kPa
tensione vert. media calotta galleria	σ_{v1}	3240.00	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v0}	σ_{h0}	1000.38	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v1}	σ_{h1}	948.97	kPa
Area Scavo	As	152.00	mq

D	A	H	a	L	F1	F2	F3	R1	R2	R3	Pf	FSF0
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
14.40	13.00	8.00	1.00	5.38	13608.41	16748.81	3110.40	149719.77	116222.77	21583.58	0.00	9.17

Momenti --->	38034.48	61843.10	1555.20	489975.55	429139.60	10791.79	0.00	9.17
--------------	----------	----------	---------	-----------	-----------	----------	------	------

FS	Comportamento del fronte di scavo
>2	Comportamento elastico
1.5 - 2	Comportamento elasto - plastico: cedimenti normalmente ammissibili
1.3 - 1.5	Comportamento elasto - plastico: cedimenti importanti
1 - 1.3	Incipiente rottura
<1	Rottura



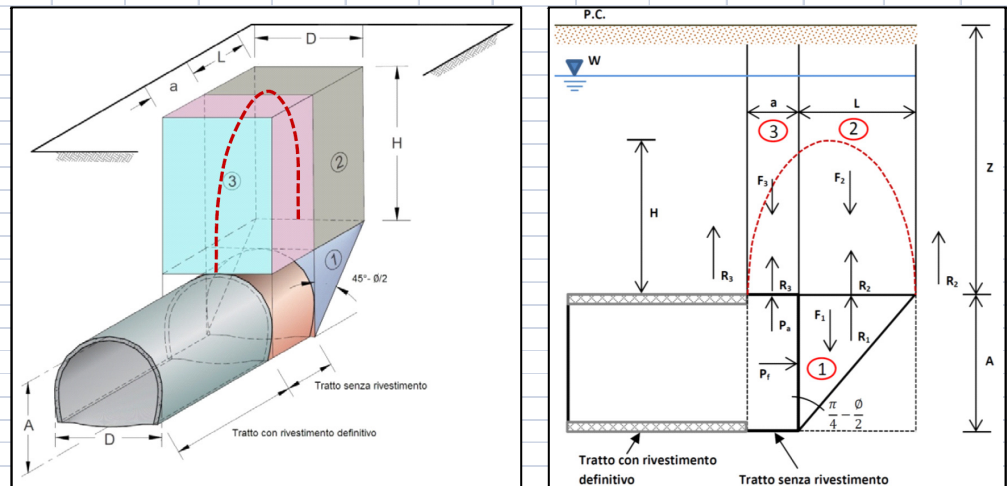
SEZIONE TIPO A2

p.s. roccia	γ	27.00	kN/mc
angolo attrito	ϕ	40.00	°
coesione	c	300.00	kPa
copertura	z	120.00	m
coeff. spinta orizz.	k_0	0.36	
tensione vert. media quota galleria (tratto A)	σ_{v0}	3415.50	kPa
tensione vert. media calotta galleria	σ_{v1}	3240.00	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v0}	σ_{h0}	1220.06	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v1}	σ_{h1}	1157.37	kPa
Area Scavo	As	152.00	mq

D	A	H	a	L	F1	F2	F3	R1	R2	R3	Pf	FSFO
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
14.40	13.00	8.00	1.00	6.06	15319.89	18855.24	3110.40	157231.67	123291.10	20338.35	0.00	8.43

Momenti ---> 46276.26 76005.48 1555.20 536659.36 496986.39 10169.18 0.00 **8.43**

FS	Comportamento del fronte di scavo
>2	Comportamento elastico
1.5 - 2	Comportamento elasto - plastico: cedimenti normalmente ammissibili
1.3 - 1.5	Comportamento elasto - plastico: cedimenti importanti
1 - 1.3	Incipiente rottura
<1	Rottura



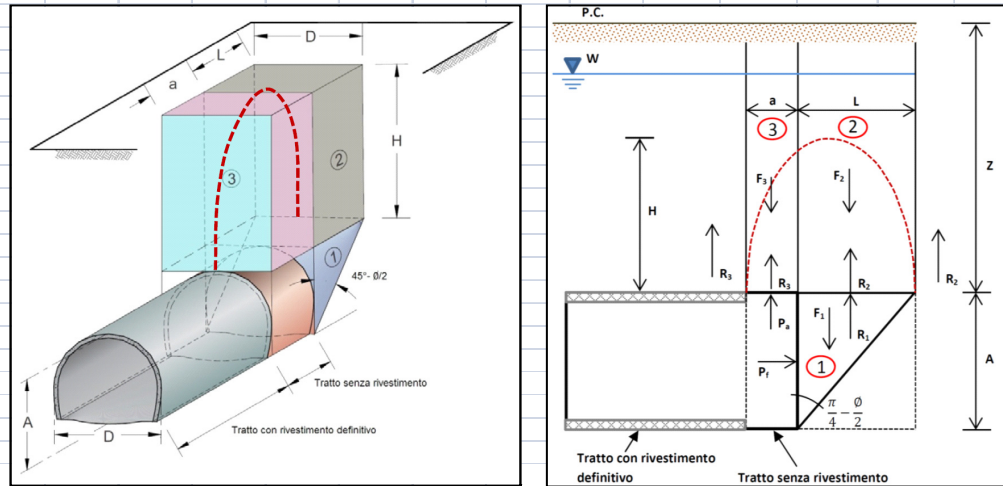
SEZIONE TIPO A3

p.s. roccia	γ	27.00	kN/mc
angolo attrito	ϕ	40.00	°
coesione	c	200.00	kPa
copertura	z	120.00	m
coeff. spinta orizz.	ko	0.36	
tensione vert. media quota galleria (tratto A)	σ_{v0}	3416.85	kPa
tensione vert. media calotta galleria	σ_{v1}	3240.00	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v0}	σ_{h0}	1220.54	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v1}	σ_{h1}	1157.37	kPa
Area Scavo	As	156.00	mq

D	A	H	a	L	F1	F2	F3	R1	R2	R3	Pf	FSF0
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
14.60	13.10	8.00	1.00	6.11	15772.54	19264.18	3153.60	140992.63	114465.68	18738.35	0.00	7.41

Momenti --->	47888.76	78103.04	1576.80	472188.79	464079.95	9369.18	0.00	7.41
--------------	----------	----------	---------	-----------	-----------	---------	------	------

FS	Comportamento del fronte di scavo
>2	Comportamento elastico
1.5 - 2	Comportamento elasto - plastico: cedimenti normalmente ammissibili
1.3 - 1.5	Comportamento elasto - plastico: cedimenti importanti
1 - 1.3	Incipiente rottura
<1	Rottura



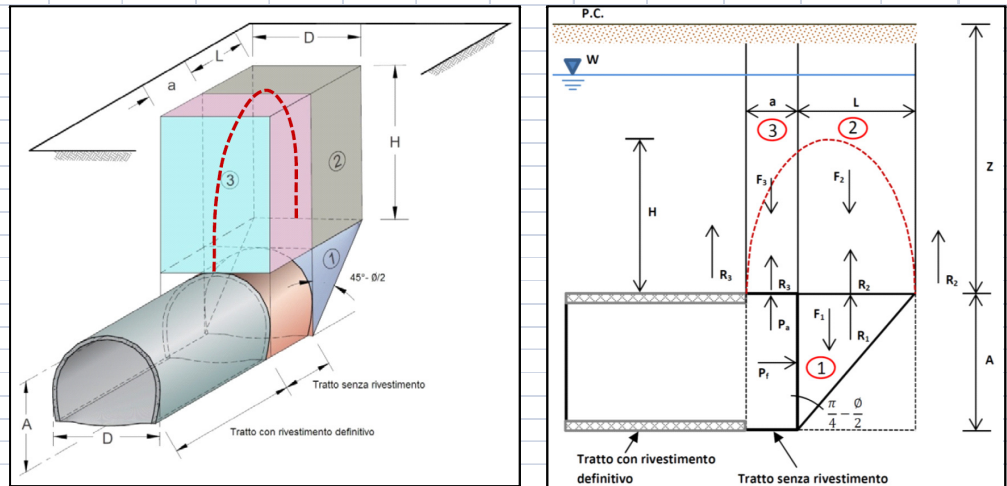
SEZIONE TIPO A4

p. s. roccia	l	27.00	kN/mc
angolo attrito	ϕ	40.00	°
coesione	c	100.00	kPa
copertura	z	100.00	m
coeff. spinta orizz.	k_0	0.36	
tensione vert. media quota galleria (tratto A)	κ_{v0}	2876.85	kPa
tensione vert. media calotta galleria	κ_{v1}	2700.00	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a l_{v0}	l_{h0}	1027.65	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a η_{v1}	η_{h1}	964.47	kPa
Area Scavo	As	156.00	mq

D	A	H	a	L	F1	F2	F3	R1	R2	R3	Pf	FSF0
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
14.60	13.10	8.00	1.00	6.11	15772.54	19264.18	3153.60	106430.61	88872.20	14548.63	0.00	5.61

Momenti ---> 47888.76 78103.04 1576.80 347778.95 360315.90 7274.31 0.00 5.61

FS	Comportamento del fronte di scavo
>2	Comportamento elastico
1.5 - 2	Comportamento elasto - plastico: cedimenti normalmente ammissibili
1.3 - 1.5	Comportamento elasto - plastico: cedimenti importanti
1 - 1.3	Incipiente rottura
<1	Rottura



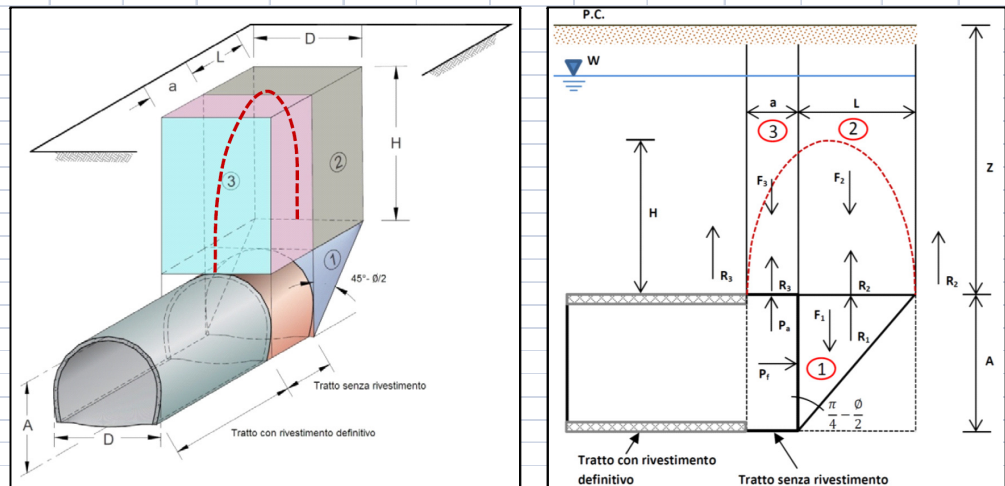
SEZIONE TIPO B1a

p.s. roccia	γ	20.00	kN/mc
angolo attrito	ϕ	38.00	°
coesione	c	0.00	kPa
copertura	z	10.00	m
coeff. spinta orizz.	ko	0.38	
tensione vert. media quota galleria (tratto A)	σ_{v0}	338.00	kPa
tensione vert. media calotta galleria	σ_{v1}	200.00	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v0}	σ_{h0}	129.91	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v1}	σ_{h1}	76.87	kPa
Area Scavo	As	193.00	mq

D	A	H	a	L	F1	F2	F3	R1	R2	R3	Pf	FSF0
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
17.00	13.80	8.00	1.00	6.73	15790.25	18307.53	2720.00	16926.92	6467.47	960.89	0.00	0.67

Momenti ---> 51216.76 79918.87 1360.00 60356.35 28232.81 480.45 0.00 0.67

FS	Comportamento del fronte di scavo
>2	Comportamento elastico
1.5 - 2	Comportamento elasto - plastico: cedimenti normalmente ammissibili
1.3 - 1.5	Comportamento elasto - plastico: cedimenti importanti
1 - 1.3	Incipiente rottura
<1	Rottura



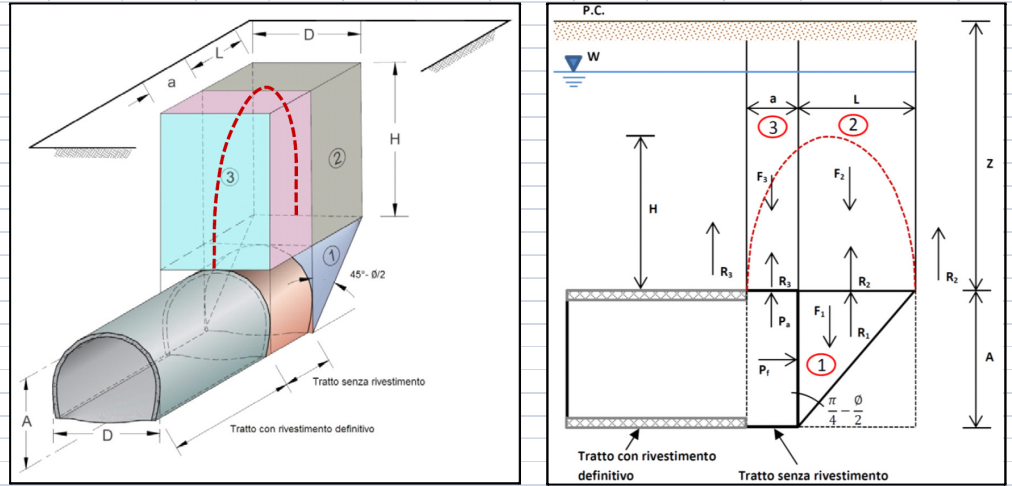
SEZIONE TIPO B1b

p.s. roccia	γ	27.00	kN/mc
angolo attrito	ϕ	38.00	°
coesione	c	100.00	kPa
copertura	z	30.00	m
coeff. spinta orizz.	k_0	0.38	
tensione vert. media quota galleria (tratto A)	σ_{v0}	996.30	kPa
tensione vert. media calotta galleria	σ_{v1}	810.00	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v0}	σ_{h0}	382.92	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v1}	σ_{h1}	311.31	kPa
Area Scavo	As	193.00	mq

D	A	H	a	L	F1	F2	F3	R1	R2	R3	Pf	FSF0
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
17.00	13.80	8.00	1.00	6.73	21316.83	24715.17	3672.00	65588.71	36962.40	5491.61	0.00	2.30

Momenti --->	69142.63	107890.47	1836.00	246419.77	161353.99	2745.80	0.00	2.30
--------------	----------	-----------	---------	-----------	-----------	---------	------	------

FS	Comportamento del fronte di scavo
>2	Comportamento elastico
1.5 - 2	Comportamento elasto - plastico: cedimenti normalmente ammissibili
1.3 - 1.5	Comportamento elasto - plastico: cedimenti importanti
1 - 1.3	Incipiente rottura
<1	Rottura



SEZIONE TIPO B2

p.s. roccia	γ	27.00	kN/mc
angolo attrito	ϕ	40.00	°
coesione	c	200.00	kPa
copertura	z	40.00	m
coeff. spinta orizz.	k_0	0.36	
tensione vert. media quota galleria (tratto A)	σ_{v0}	1266.30	kPa
tensione vert. media calotta galleria	σ_{v1}	1080.00	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v0}	σ_{h0}	452.34	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v1}	σ_{h1}	385.79	kPa
Area Scavo	As	184.00	mq

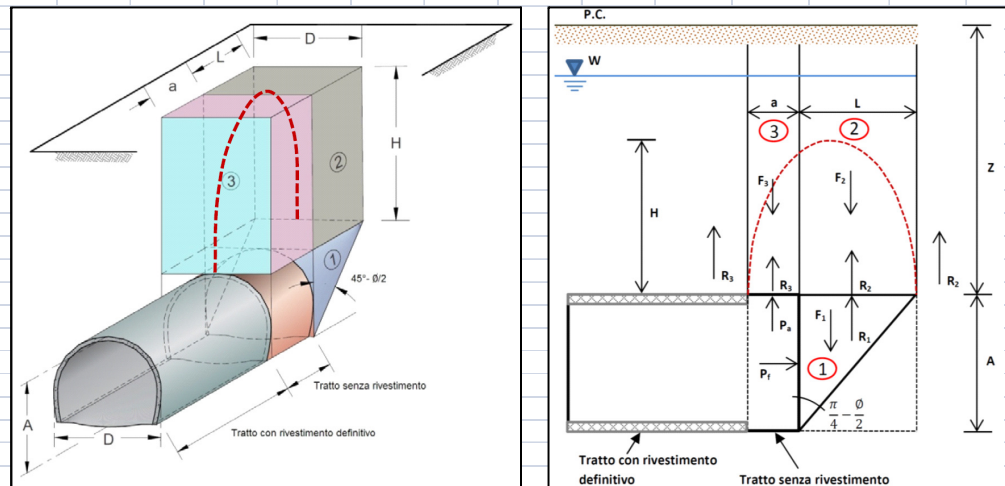
D	A	H	a	L	F1	F2	F3	R1	R2	R3	Pf	FSF0
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
16.50	13.80	8.00	1.00	6.44	19781.01	22934.50	3564.00	92066.75	53922.15	8379.45	0.00	3.59

Momenti --->	62211.57	96726.79	1782.00	345211.80	227417.92	4189.73	0.00	3.59
--------------	----------	----------	---------	-----------	-----------	---------	------	------

FS	Comportamento del fronte di scavo
>2	Comportamento elastico
1.5 - 2	Comportamento elasto - plastico: cedimenti normalmente ammissibili
1.3 - 1.5	Comportamento elasto - plastico: cedimenti importanti
1 - 1.3	Incipiente rottura
<1	Rottura

ALLEGATO N. 4

**ANALISI DI STABILITA' FRONTI DI SCAVO
METODO DI TAMEZ
FASE DI TERAPIA**



SEZIONE TIPO A1

p.s. roccia	γ	27.00	kN/mc
angolo attrito	ϕ	45.00	°
coesione	c	400.00	kPa
copertura	z	120.00	m
coeff. spinta orizz.	ko	0.29	
tensione vert. media quota galleria (tratto A)	σ_{v0}	3415.50	kPa
tensione vert. media calotta galleria	σ_{v1}	3240.00	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v0}	σ_{h0}	1000.38	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v1}	σ_{h1}	948.97	kPa
Area Scavo	As	152.00	mq

CALCOLO COESIONE APPARENTE EQUIVALENTE DEI CONSOLIDAMENTI

n. VTR	0.00	-	
aVTR	1570.00	mmq	area resistente tubo VTR
σ_s	600.00	N/mmq	resist. a trazione
Dr	0.20	m	diam. reso perforazione
Lsovr	4.00	m	lung. Sovrapp. Tubi
τ_{lat}	1400.38	kPa	resist. Laterale al contorno
$\sigma_{3,1}$	0.00	kPa	resistenza a rottura VTR
$\sigma_{3,2}$	0.00	kPa	resistenza a sfilamento VTR
σ_3	0.00	kPa	resist. Min

$$dc = \frac{\sigma_3 \cdot K_p}{2 \cdot \sqrt{K_p}}$$

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

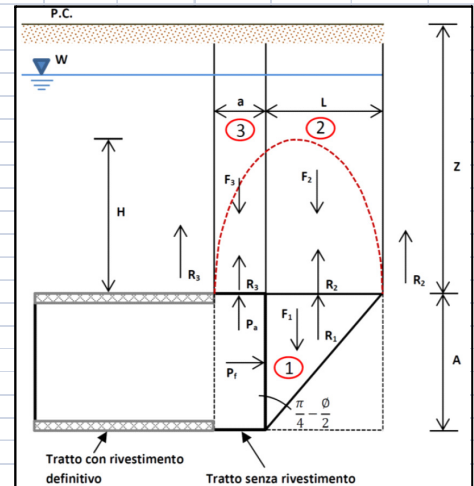
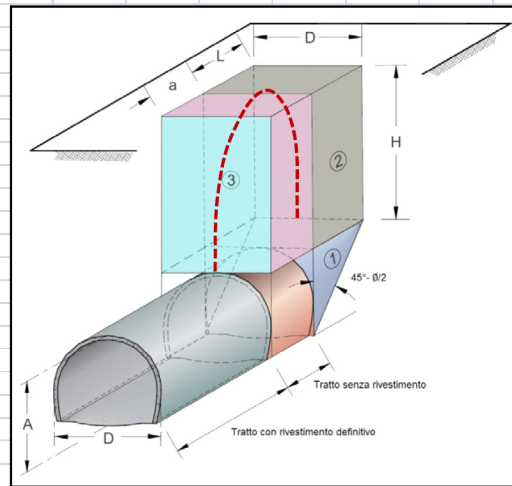
$$\sigma_3 = N \frac{A_c \cdot \sigma_s}{A_s}$$

$$\sigma_3 = N \frac{A_{lat} \cdot \tau_{sfil}}{A_s}$$

D	A	H	a	L	F1	F2	F3	R1	R2	R3	Pf	FSF
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
14.40	13.00	8.00	1.00	5.38	13608.41	16748.81	3110.40	149719.77	116222.77	21583.58	0.00	9.17

Momenti ---->	38034.48	61843.10	1555.20	489975.55	429139.60	10791.79	0.00	9.17
---------------	----------	----------	---------	-----------	-----------	----------	------	------

FS	Comportamento del fronte di scavo
>2	Comportamento elastico
1.5 - 2	Comportamento elasto - plastico: cedimenti normalmente ammissibili
1.3 - 1.5	Comportamento elasto - plastico: cedimenti importanti
1 - 1.3	Incipiente rottura
<1	Rottura



SEZIONE TIPO A2

p.s. roccia	γ	27.00	kN/mc
angolo attrito	ϕ	40.00	°
coesione	c	300.00	kPa
copertura	z	120.00	m
coeff. spinta orizz.	ko	0.36	
tensione vert. media quota galleria (tratto A)	σ_{v0}	3415.50	kPa
tensione vert. media calotta galleria	σ_{v1}	3240.00	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v0}	σ_{h0}	1220.06	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v1}	σ_{h1}	1157.37	kPa
Area Scavo	As	152.00	mq

CALCOLO COESIONE APPARENTE EQUIVALENTE DEI CONSOLIDAMENTI

n. VTR	0.00	-	
aVTR	1570.00	mmq	area resistente tubo VTR
σ_s	600.00	N/mmq	resist. a trazione
Dr	0.20	m	diam. reso perforazione
Lsovr	4.00	m	lung. Sovrapp. Tubi
τ_{lat}	1323.75	kPa	resit. Laterale al contorno
$\sigma_{3,1}$	0.00	kPa	resistenza a rottura VTR
$\sigma_{3,2}$	0.00	kPa	resistenza a sfilamento VTR
σ_3	0.00	kPa	resist. Min

$$dc = \frac{\sigma_3 \cdot K_p}{2 \cdot \sqrt{K_p}}$$

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

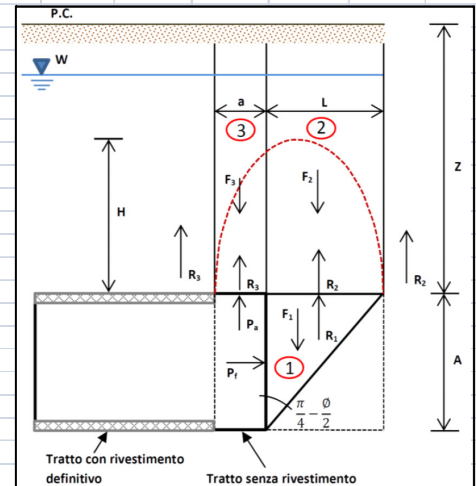
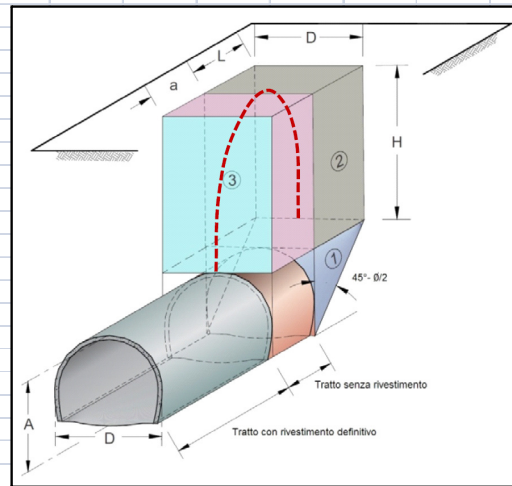
$$\sigma_3 = N \frac{A_c \cdot \sigma_s}{A_s}$$

$$\sigma_3 = N \frac{A_{int} \cdot \tau_{sfil}}{A_s}$$

D	A	H	a	L	F1	F2	F3	R1	R2	R3	Pf	FSF
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
14.40	13.00	8.00	1.00	6.06	15319.89	18855.24	3110.40	157231.67	123291.10	20338.35	0.00	8.43

Momenti --->	46276.26	76005.48	1555.20	536659.36	496986.39	10169.18	0.00	8.43
--------------	----------	----------	---------	-----------	-----------	----------	------	------

FS	Comportamento del fronte di scavo
>2	Comportamento elastico
1.5 - 2	Comportamento elasto - plastico: cedimenti normalmente ammissibili
1.3 - 1.5	Comportamento elasto - plastico: cedimenti importanti
1 - 1.3	Incipiente rottura
<1	Rottura



SEZIONE TIPO A3

p.s. roccia	γ	27.00	kN/mc
angolo attrito	ϕ	40.00	°
coesione	c	200.00	kPa
copertura	z	120.00	m
coeff. spinta orizz.	ko	0.36	
tensione vert. media quota galleria (tratto A)	σ_{v0}	3416.85	kPa
tensione vert. media calotta galleria	σ_{v1}	3240.00	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v0}	σ_{h0}	1220.54	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v1}	σ_{h1}	1157.37	kPa
Area Scavo	As	156.00	mq

CALCOLO COESIONE APPARENTE EQUIVALENTE DEI CONSOLIDAMENTI

n. VTR	0.00	-	
aVTR	1570.00	mmq	area resistente tubo VTR
σ_s	600.00	N/mmq	resist. a trazione
Dr	0.20	m	diam. reso perforazione
Lsovr	4.00	m	lung. Sovrapp. Tubi
τ_{lat}	1224.16	kPa	resist. Laterale al contorno
$\sigma_{3,1}$	0.00	kPa	resistenza a rottura VTR
$\sigma_{3,2}$	0.00	kPa	resistenza a sfilamento VTR
σ_3	0.00	kPa	resist. Min

$$dc = \frac{\sigma_3 \cdot K_p}{2 \cdot \sqrt{K_p}}$$

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

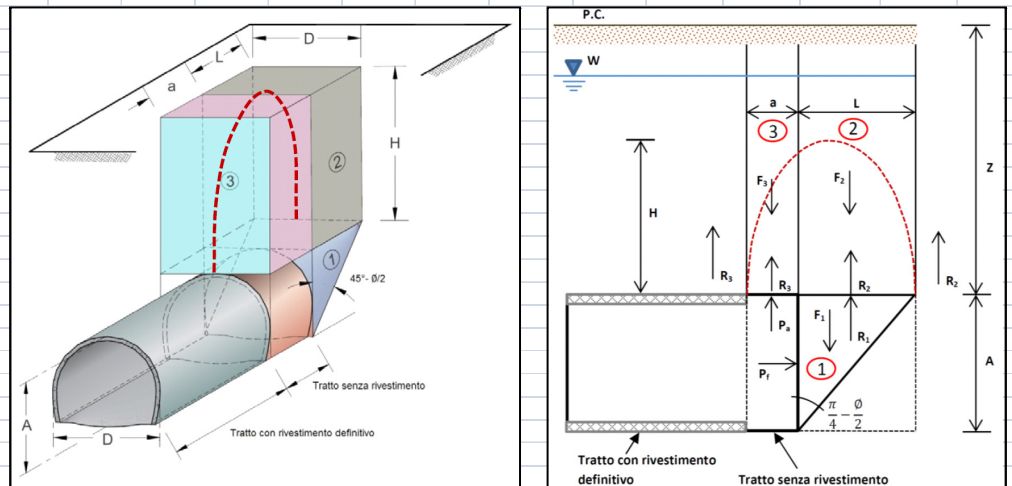
$$\sigma_3 = N \frac{A_s \cdot \sigma_s}{A_s}$$

$$\sigma_3 = N \frac{A_{lat} \cdot \tau_{sfil}}{A_s}$$

D	A	H	a	L	F1	F2	F3	R1	R2	R3	Pf	FSF
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
14.60	13.10	8.00	1.00	6.11	15772.54	19264.18	3153.60	140992.63	114465.68	18738.35	0.00	7.41

Momenti ---->	47888.76	78103.04	1576.80	472188.79	464079.95	9369.18	0.00	7.41
---------------	----------	----------	---------	-----------	-----------	---------	------	------

FS	Comportamento del fronte di scavo
>2	Comportamento elastico
1.5 - 2	Comportamento elasto - plastico: cedimenti normalmente ammissibili
1.3 - 1.5	Comportamento elasto - plastico: cedimenti importanti
1 - 1.3	Incipiente rottura
<1	Rottura



SEZIONE TIPO A4

p.s. roccia	γ	27.00	kN/mc
angolo attrito	ϕ	40.00	°
coesione	c	100.00	kPa
copertura	z	100.00	m
coeff. spinta orizz.	k_0	0.36	
tensione vert. media quota galleria (tratto A)	σ_{v0}	2876.85	kPa
tensione vert. media calotta galleria	σ_{v1}	2700.00	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v0}	σ_{h0}	1027.65	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v1}	σ_{h1}	964.47	kPa
Area Scavo	As	156.00	mq

CALCOLO COESIONE APPARENTE EQUIVALENTE DEI CONSOLIDAMENTI

n. VTR	17.00	-	
aVTR	1570.00	mmq	area resistente tubo VTR
σ_s	600.00	N/mmq	resist. a trazione
Dr	0.20	m	diam. reso perforazione
Lsovr	4.00	m	lung. Sovrapp. Tubi
τ_{lat}	962.30	kPa	resist. Laterale al contorno
$\sigma_{3,1}$	102.65	kPa	resistenza a rottura VTR
$\sigma_{3,2}$	263.56	kPa	resistenza a sfilamento VTR
σ_3	102.65	kPa	resist. Min

$$dc = \frac{\sigma_3 \cdot K_p}{2 \cdot \sqrt{K_p}}$$

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

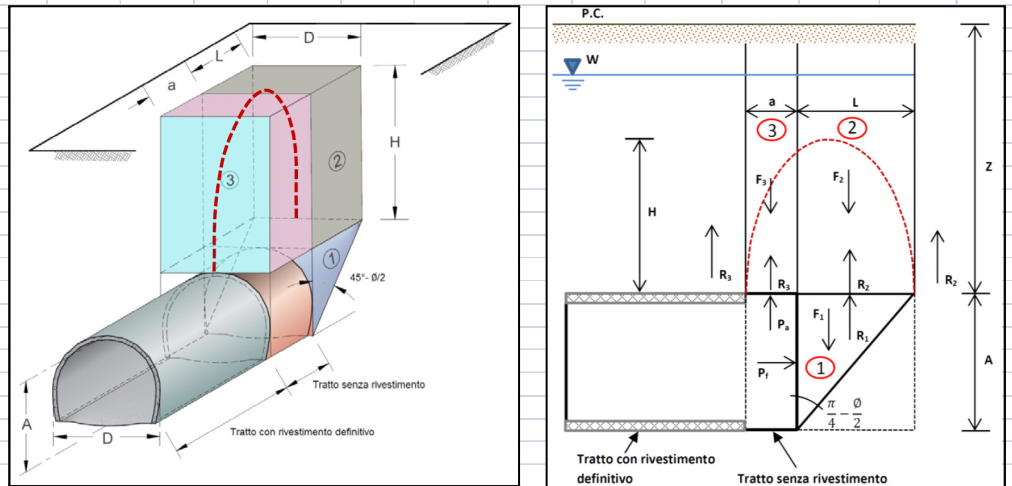
$$\sigma_3 = N \frac{A_c \cdot \sigma_s}{As}$$

$$\sigma_3 = N \frac{A_{lat} \cdot \tau_{sfil}}{As}$$

D	A	H	a	L	F1	F2	F3	R1	R2	R3	Pf	FSF
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
14.60	13.10	8.00	1.00	6.11	15772.54	19264.18	3153.60	106430.61	88872.20	14548.63	16014.00	6.43

Momenti --->	47888.76	78103.04	1576.80	347778.95	360315.90	7274.31	104891.70	6.43
--------------	----------	----------	---------	-----------	-----------	---------	-----------	------

FS	Comportamento del fronte di scavo
>2	Comportamento elastico
1.5 - 2	Comportamento elastico - plastico: cedimenti normalmente ammissibili
1.3 - 1.5	Comportamento elastico - plastico: cedimenti importanti
1 - 1.3	Incipiente rottura
<1	Rottura



SEZIONE TIPO B1a

p.s. roccia	γ	20.00	kN/mc
angolo attrito	ϕ	38.00	°
coesione	c	0.00	kPa
copertura	z	10.00	m
coeff. spinta orizz.	ko	0.38	
tensione vert. media quota galleria (tratto A)	σ_{v0}	338.00	kPa
tensione vert. media calotta galleria	σ_{v1}	200.00	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v0}	σ_{h0}	129.91	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v1}	σ_{h1}	76.87	kPa
Area Scavo	As	193.00	mq

CALCOLO COESIONE APPARENTE EQUIVALENTE DEI CONSOLIDAMENTI

n. VTR	46.00	-	
aVTR	1570.00	mmq	area resistente tubo VTR
σ_s	600.00	N/mmq	resist. a trazione
Dr	0.40	m	diam. reso perforazione
Lsovr	4.00	m	lung. Sovrapp. Tubi
τ_{lat}	101.49	kPa	resist. Laterale al contorno
$\sigma_{3,1}$	224.52	kPa	resistenza a rottura VTR
$\sigma_{3,2}$	121.59	kPa	resistenza a sfilamento VTR
σ_3	121.59	kPa	resist. Min

$$dc = \frac{\sigma_3 \cdot K_p}{2 \cdot \sqrt{K_p}}$$

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

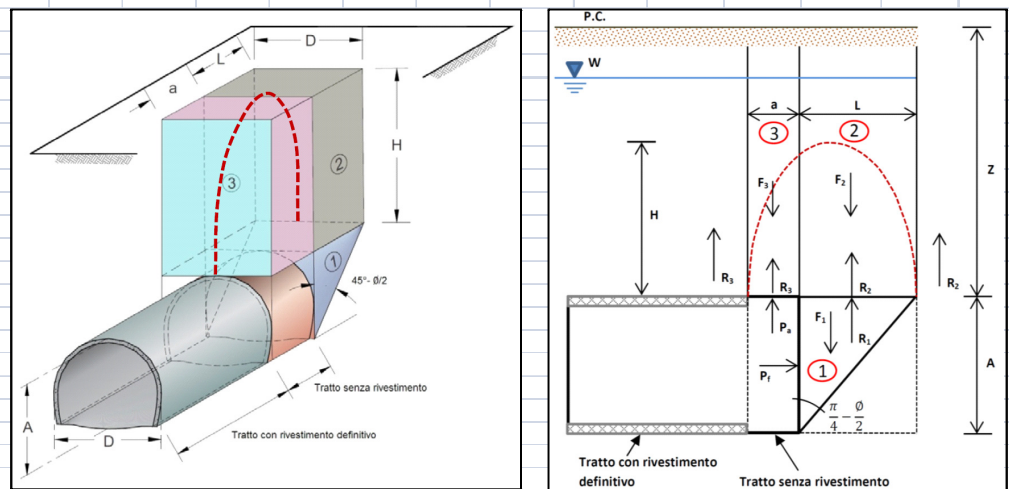
$$\sigma_3 = N \frac{A_r \cdot \sigma_s}{A_s}$$

$$\sigma_3 = N \frac{A_{lat} \cdot \tau_{sfil}}{A_s}$$

D	A	H	a	L	F1	F2	F3	R1	R2	R3	Pf	FSF
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
17.00	13.80	8.00	1.00	6.73	15790.25	18307.53	2720.00	16926.92	6467.47	960.89	23467.57	1.89

Momenti --->	51216.76	79918.87	1360.00	60356.35	28232.81	480.45	161926.24	1.89
--------------	----------	----------	---------	----------	----------	--------	-----------	------

FS	Comportamento del fronte di scavo
>2	Comportamento elastico
1.5 - 2	Comportamento elasto - plastico: cedimenti normalmente ammissibili
1.3 - 1.5	Comportamento elasto - plastico: cedimenti importanti
1 - 1.3	Incipiente rottura
<1	Rottura



SEZIONE TIPO B1b

p.s. roccia	γ	27.00	kN/mc
angolo attrito	ϕ	38.00	°
coesione	c	100.00	kPa
copertura	z	30.00	m
coeff. spinta orizz.	ko	0.38	
tensione vert. media quota galleria (tratto A)	σ_{v0}	996.30	kPa
tensione vert. media calotta galleria	σ_{v1}	810.00	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v0}	σ_{h0}	382.92	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v1}	σ_{h1}	311.31	kPa
Area Scavo	As	193.00	mq

CALCOLO COESIONE APPARENTE EQUIVALENTE DEI CONSOLIDAMENTI

n. VTR	17.00	-	
aVTR	1570.00	mmq	area resistente tubo VTR
σ_s	600.00	N/mmq	resist. a trazione
Dr	0.20	m	diam. reso perforazione
Lsovr	4.00	m	lung. Sovrapp. Tubi
τ_{lat}	399.17	kPa	resit. Laterale al contorno
$\sigma_{3,1}$	82.97	kPa	resistenza a rottura VTR
$\sigma_{3,2}$	88.37	kPa	resistenza a sfilamento VTR
σ_3	82.97	kPa	resist. Min

$$dc = \frac{\sigma_3 \cdot K_p}{2 \cdot \sqrt{k_p}}$$

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

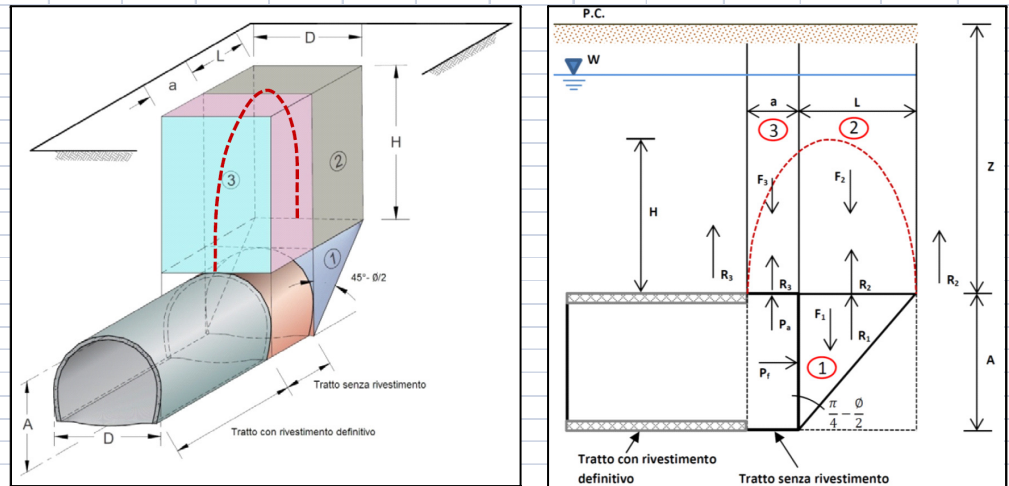
$$\sigma_3 = N \frac{A_c \cdot \sigma_s}{A_s}$$

$$\sigma_3 = N \frac{A_{int} \cdot \tau_{sfil}}{A_s}$$

D	A	H	a	L	F1	F2	F3	R1	R2	R3	Pf	FSF
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
17.00	13.80	8.00	1.00	6.73	21316.83	24715.17	3672.00	65588.71	36962.40	5491.61	16014.00	2.91

Momenti --->	69142.63	107890.47	1836.00	246419.77	161353.99	2745.80	110496.60	2.91
--------------	----------	-----------	---------	-----------	-----------	---------	-----------	------

FS	Comportamento del fronte di scavo
>2	Comportamento elastico
1.5 - 2	Comportamento elasto - plastico: cedimenti normalmente ammissibili
1.3 - 1.5	Comportamento elasto - plastico: cedimenti importanti
1 - 1.3	Incipiente rottura
<1	Rottura



SEZIONE TIPO B2

p.s. roccia	γ	27.00	kN/mc
angolo attrito	ϕ	40.00	°
coesione	c	200.00	kPa
copertura	z	40.00	m
coeff. spinta orizz.	ko	0.36	
tensione vert. media quota galleria (tratto A)	σ_{v0}	1266.30	kPa
tensione vert. media calotta galleria	σ_{v1}	1080.00	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v0}	σ_{h0}	452.34	kPa
tens. Orizz. Corrispondente a σ_{v1}	σ_{h1}	385.79	kPa
Area Scavo	As	184.00	m ²

CALCOLO COESIONE APPARENTE EQUIVALENTE DEI CONSOLIDAMENTI

n. VTR	17.00	-		
aVTR	1570.00	mmq	area resistente tubo VTR	$dc = \frac{\sigma_3 \cdot K_p}{2 \cdot \sqrt{K_p}}$
σ_s	600.00	N/mm ²	resist. a trazione	
Dr	0.20	m	diam. reso perforazione	$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$
Lsovr	4.00	m	lung. Sovrapp. Tubi	
τ_{lat}	579.56	kPa	resit. Laterale al contorno	$\sigma_3 = N \cdot \frac{A_c \cdot \sigma_s}{A_s}$
$\sigma_{3,1}$	87.03	kPa	resistenza a rottura VTR	
$\sigma_{3,2}$	134.58	kPa	resistenza a sfilamento VTR	$\sigma_3 = N \cdot \frac{A_{lat} \cdot \tau_{sfil}}{A_s}$
σ_3	87.03	kPa	resist. Min	

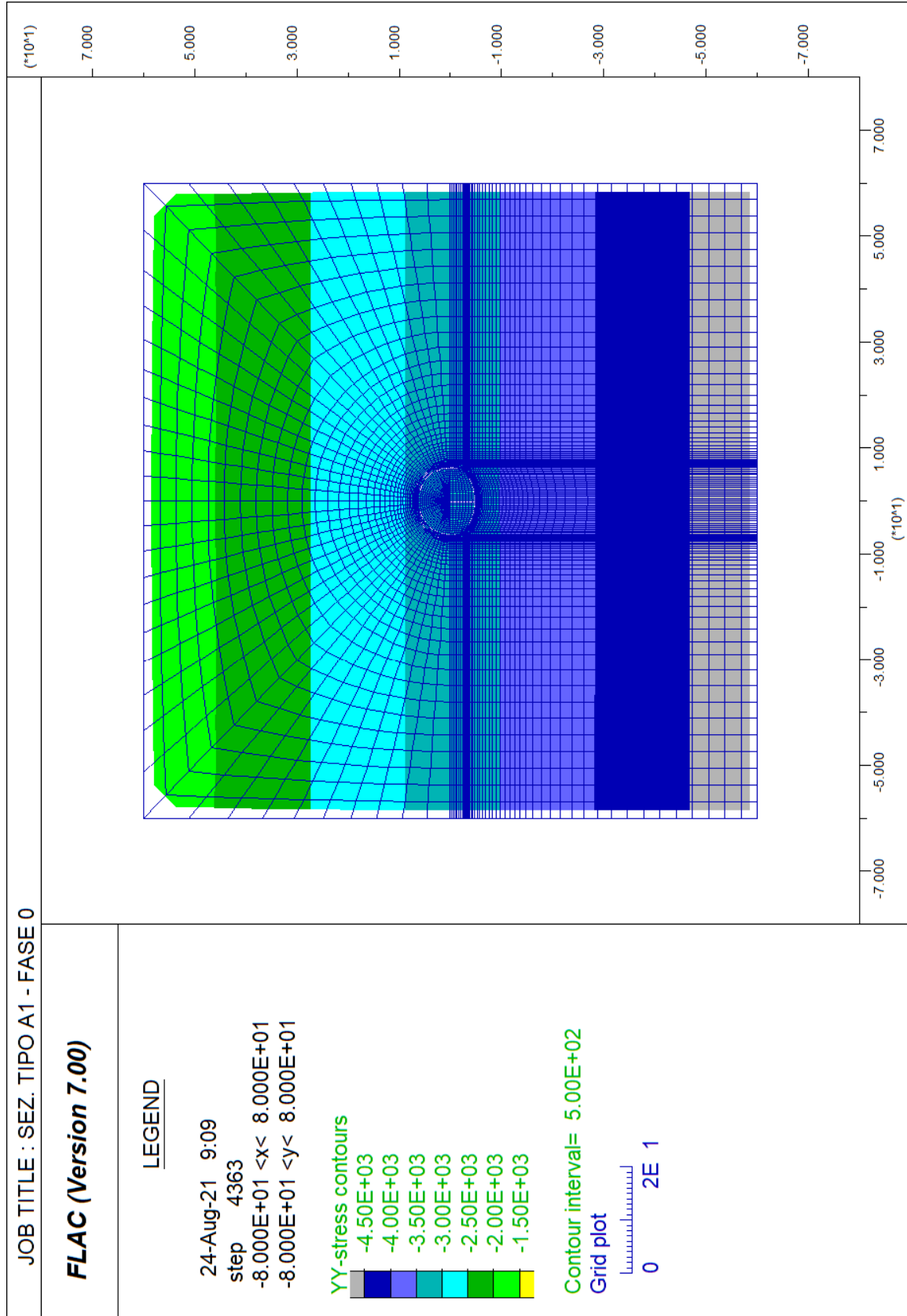
D	A	H	a	L	F1	F2	F3	R1	R2	R3	Pf	FSF
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
16.50	13.80	8.00	1.00	6.44	19781.01	22934.50	3564.00	92066.75	53922.15	8379.45	16014.00	4.28

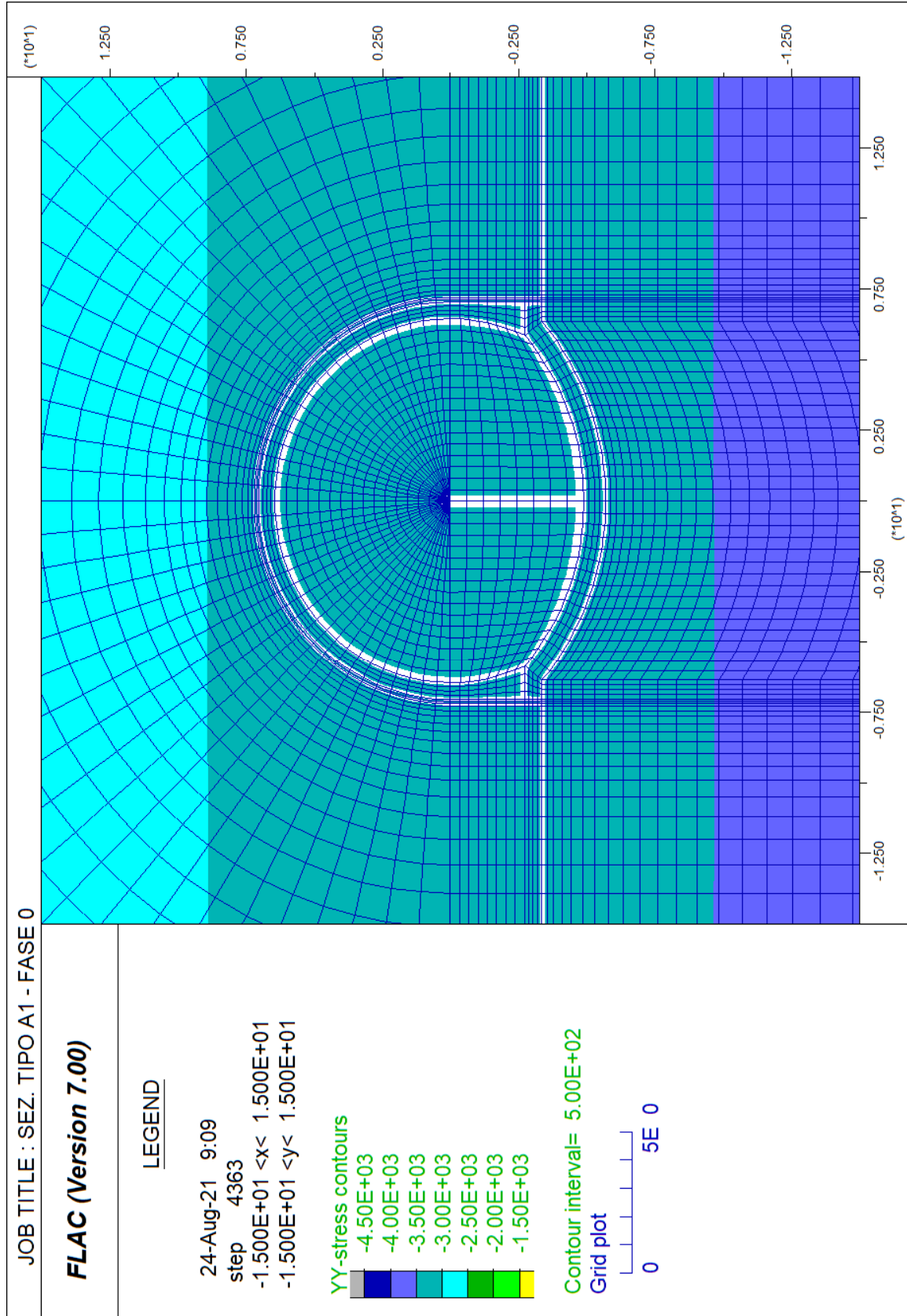
Momenti --->	62211.57	96726.79	1782.00	345211.80	227417.92	4189.73	110496.60	4.28
--------------	----------	----------	---------	-----------	-----------	---------	-----------	------

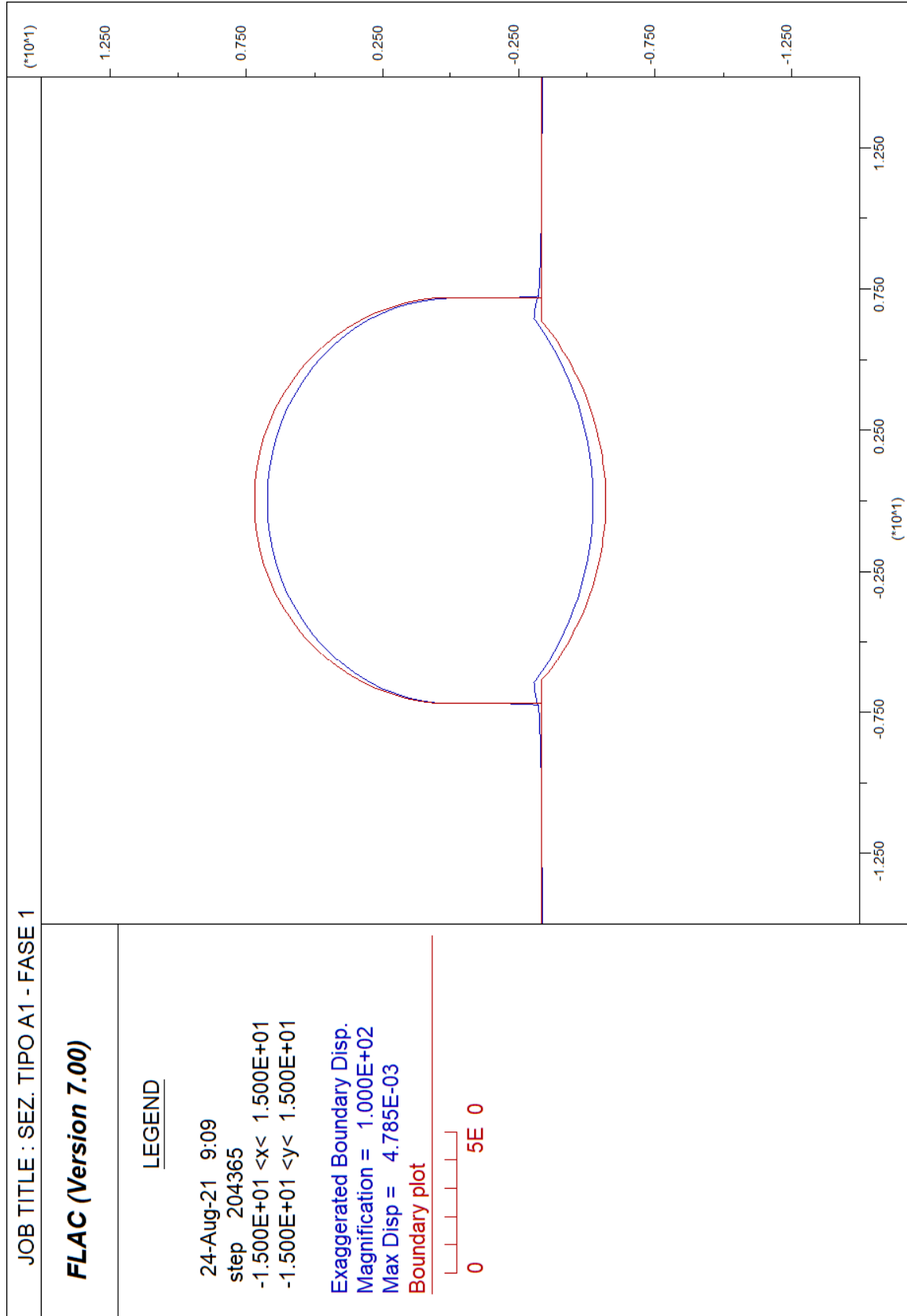
FS	Comportamento del fronte di scavo
>2	Comportamento elastico
1.5 - 2	Comportamento elasto - plastico: cedimenti normalmente ammissibili
1.3 - 1.5	Comportamento elasto - plastico: cedimenti importanti
1 - 1.3	Incipiente rottura
<1	Rottura

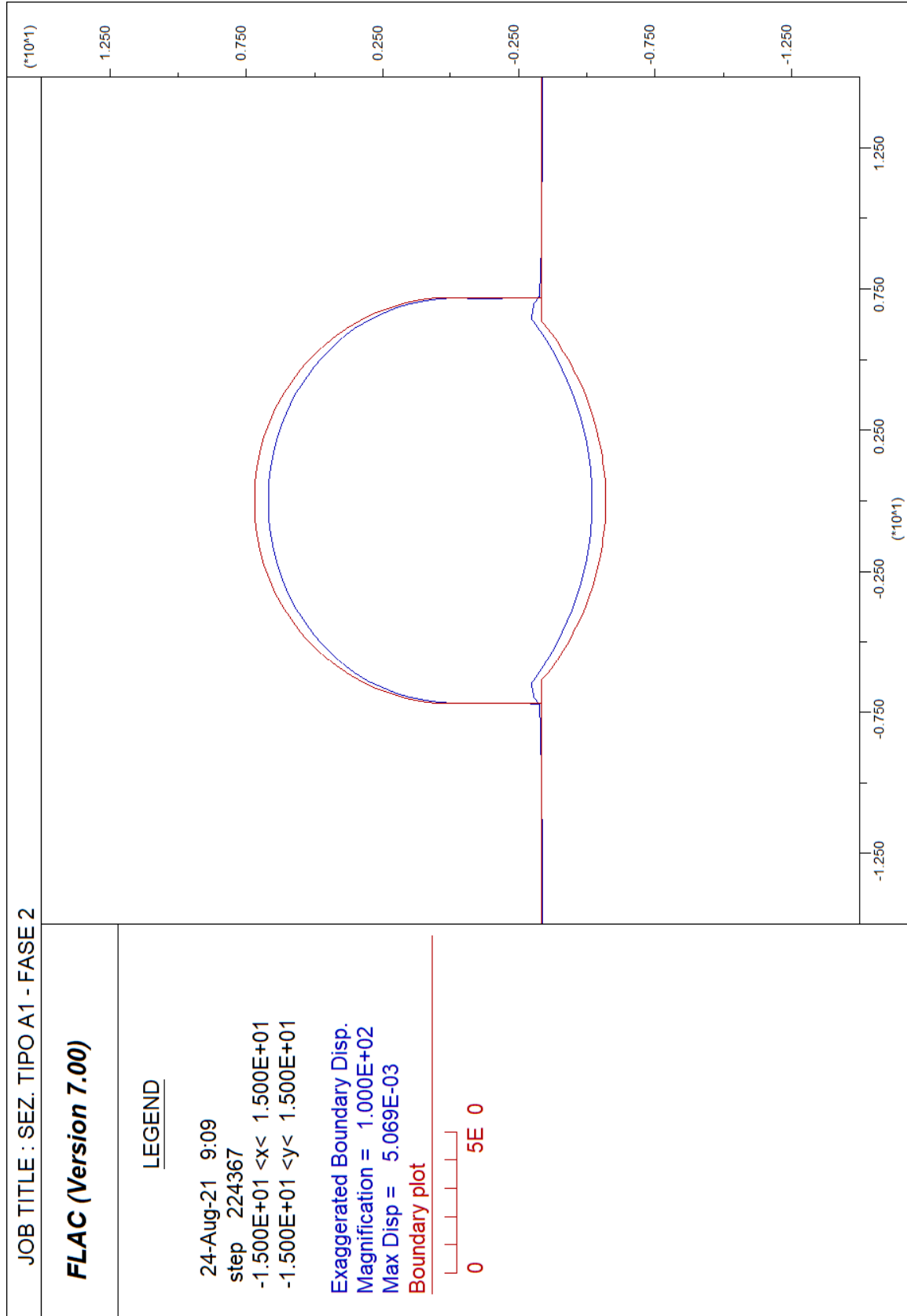
ALLEGATO N. 5.A1.1

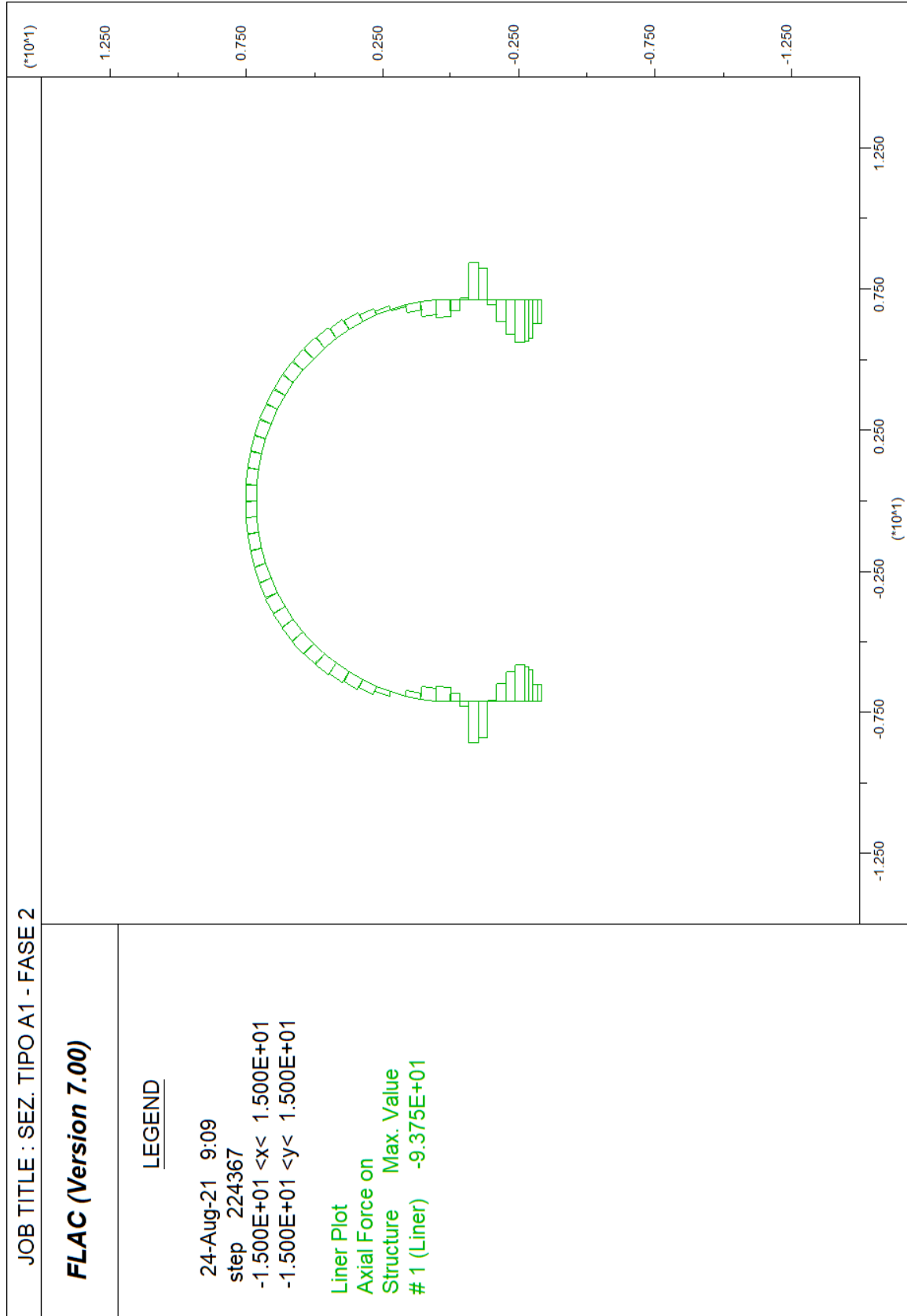
**ANALISI F.D.M. (FLAC)
SEZIONE TIPO A1**

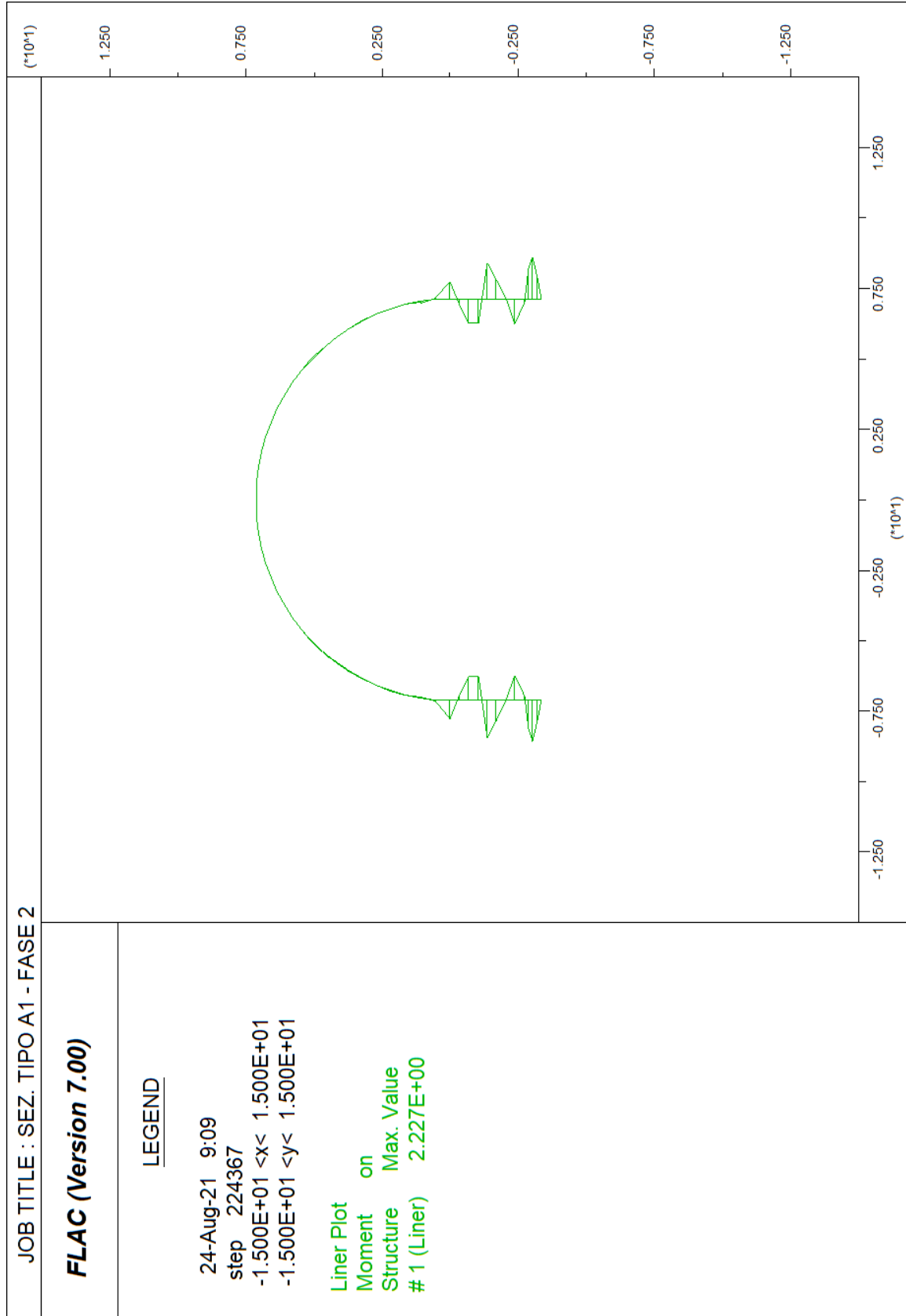


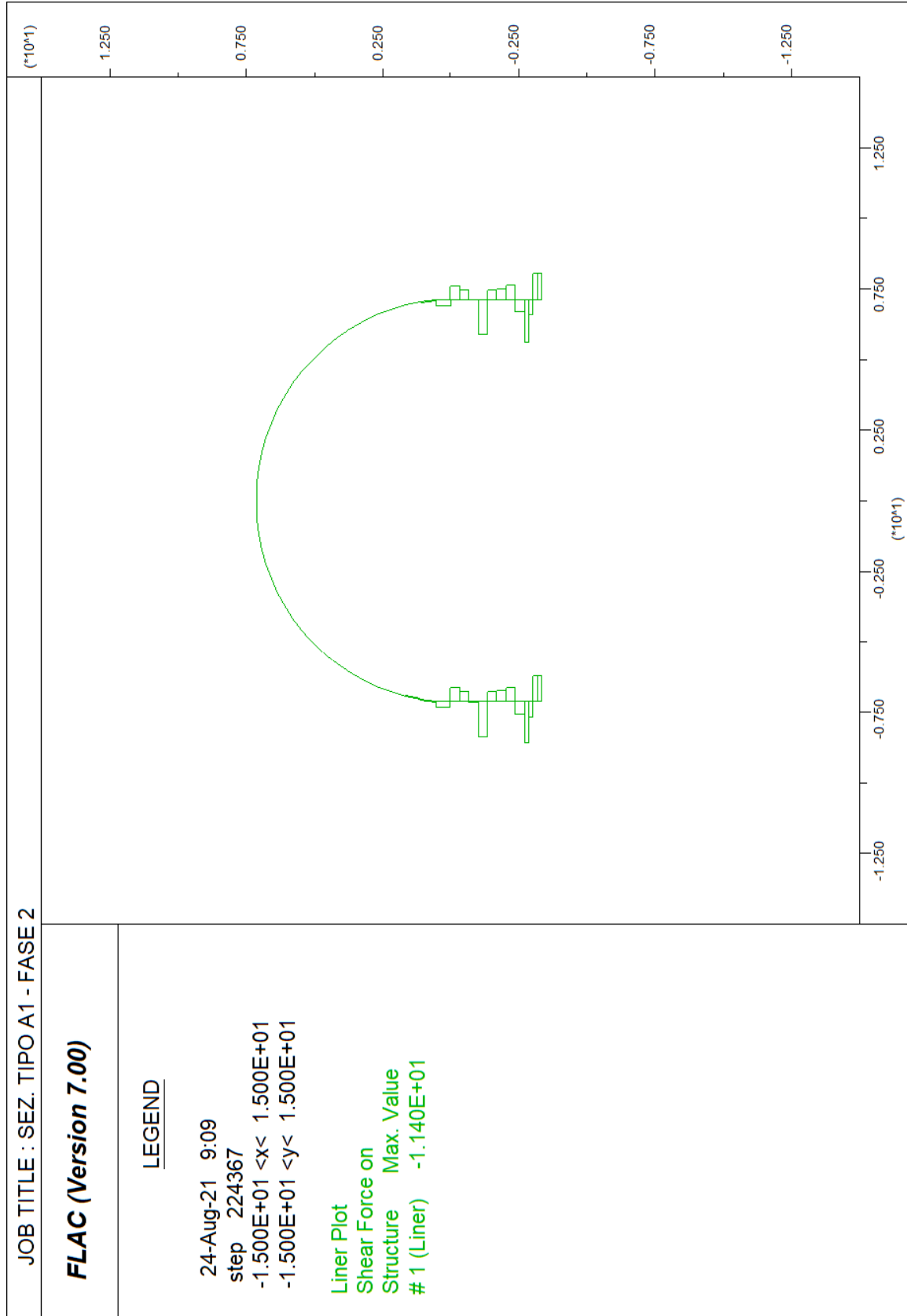


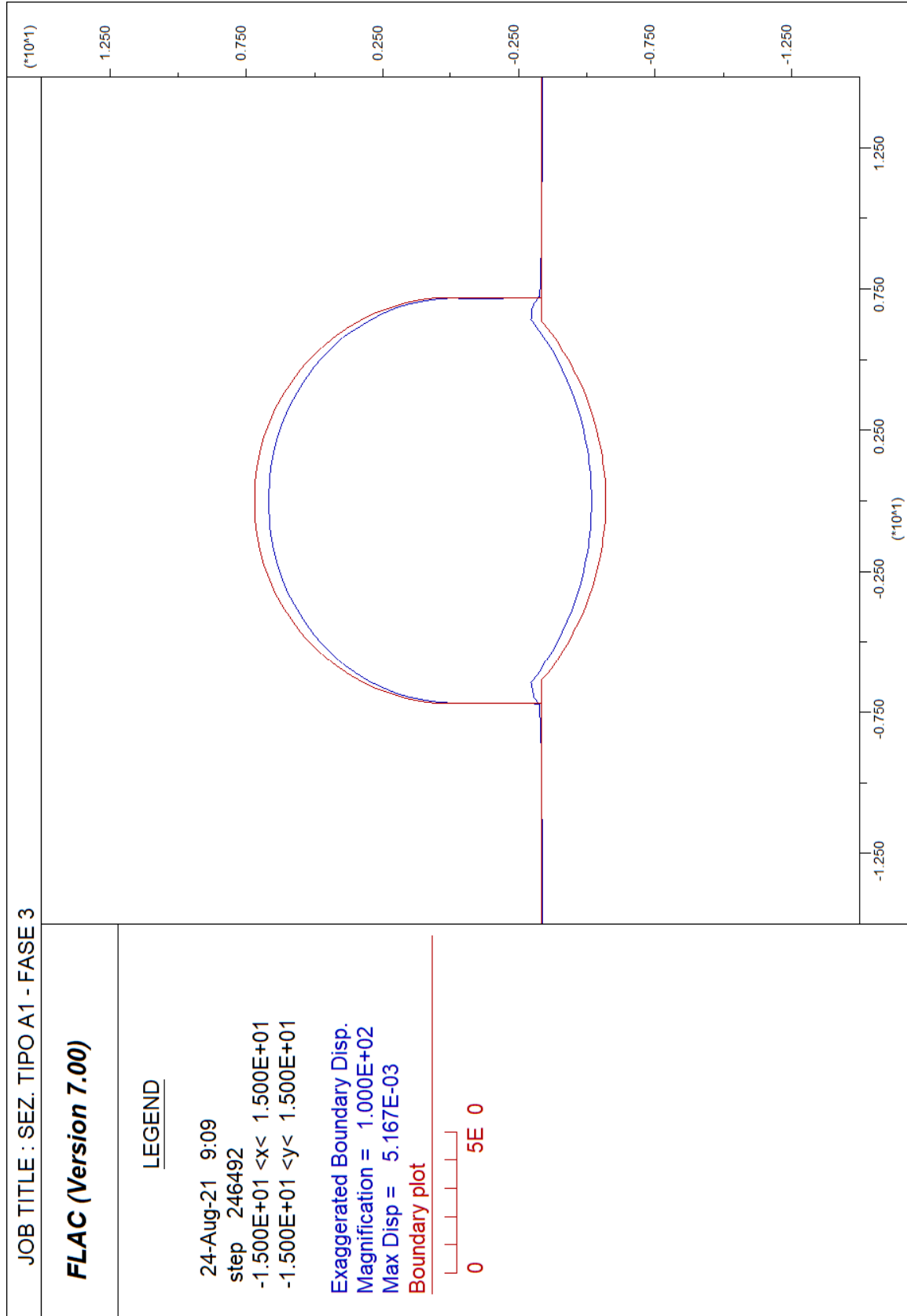


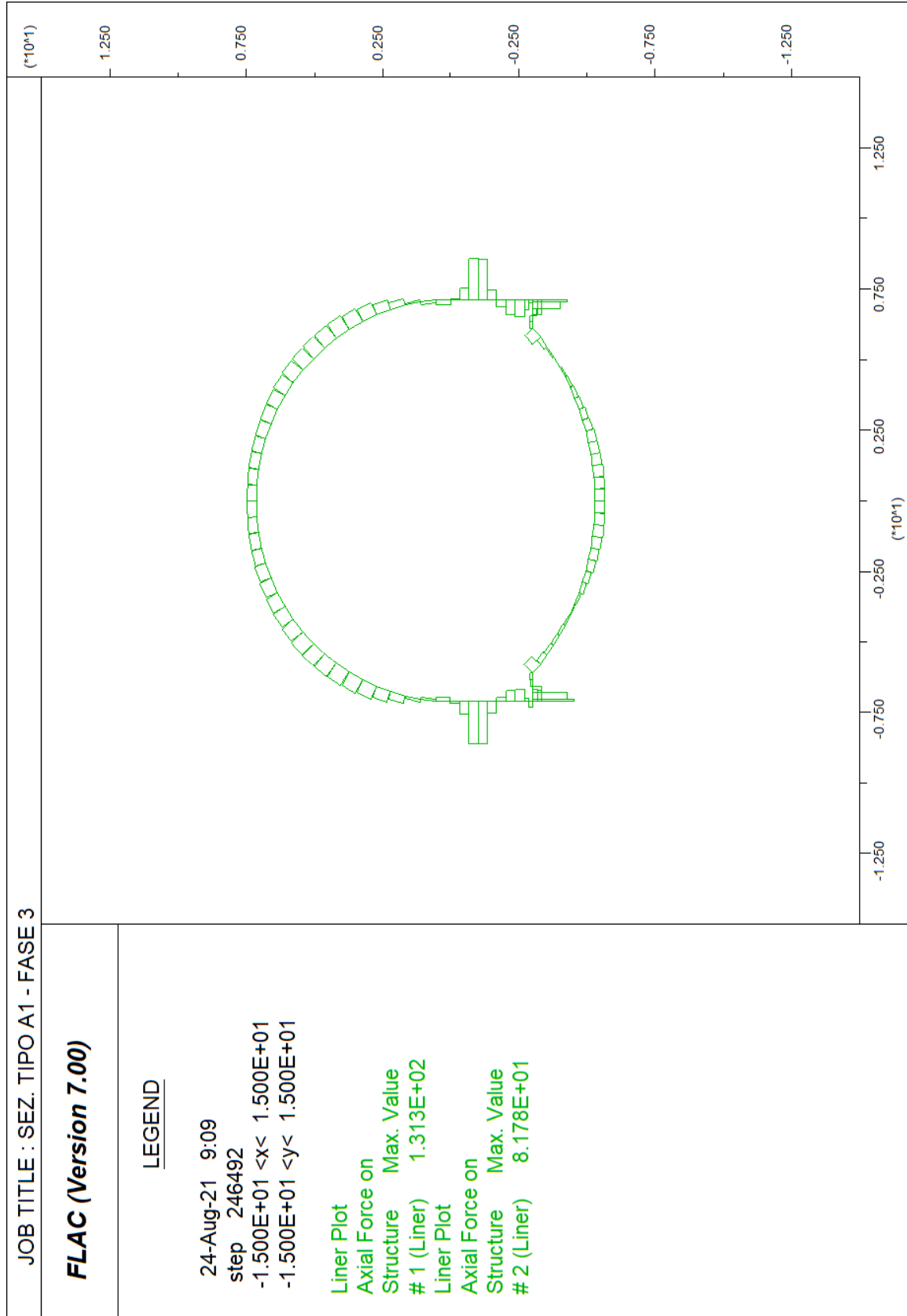


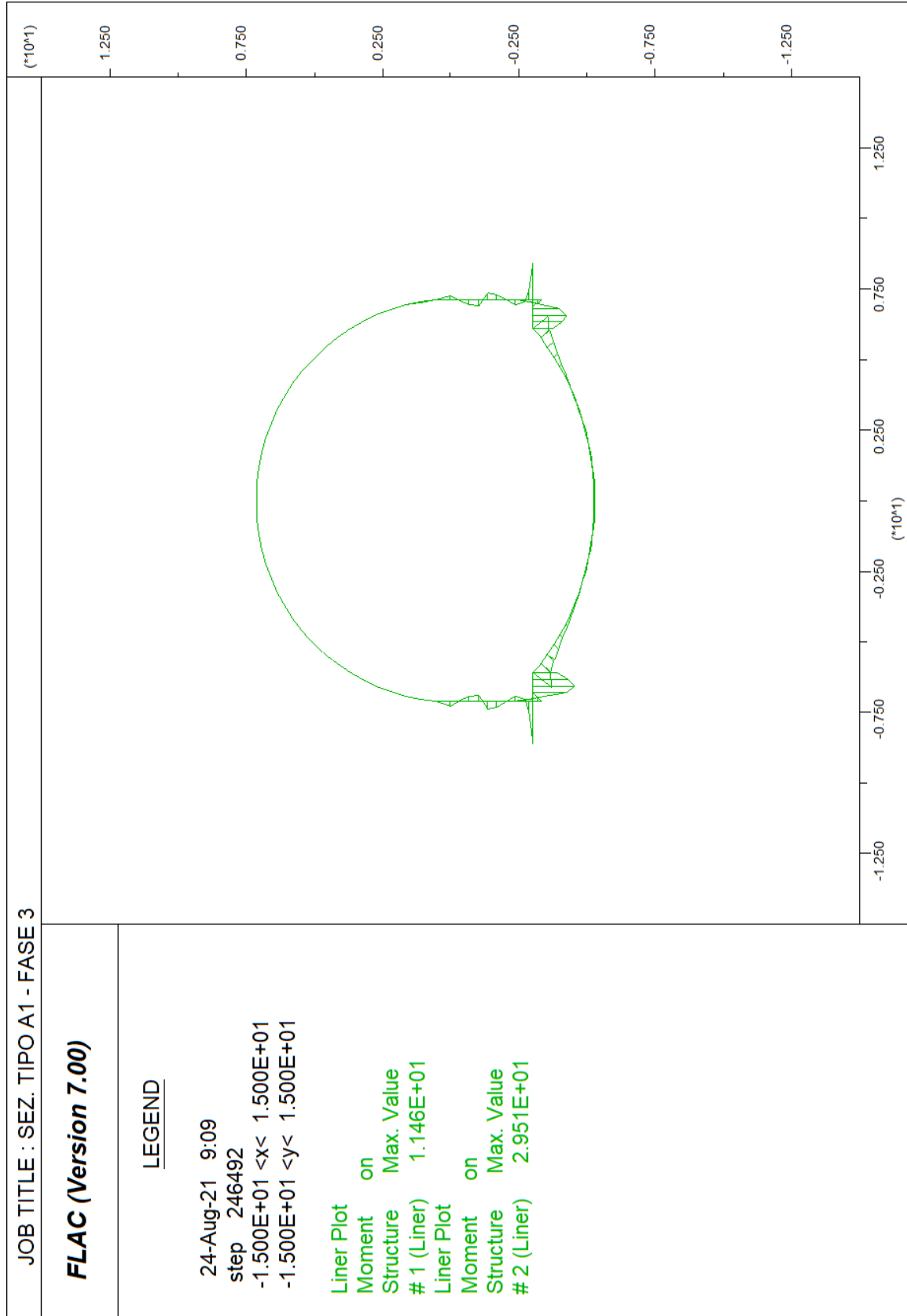


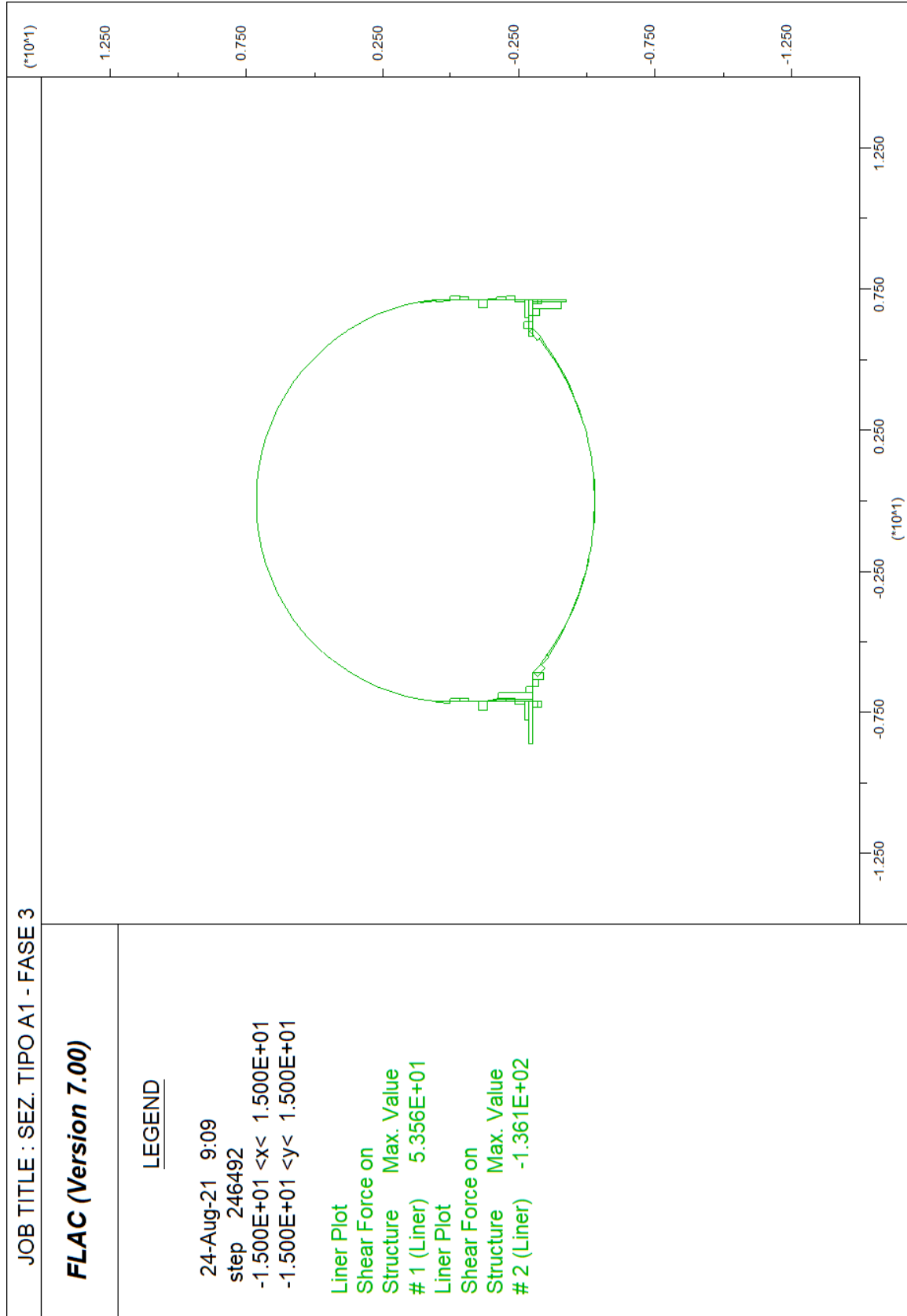


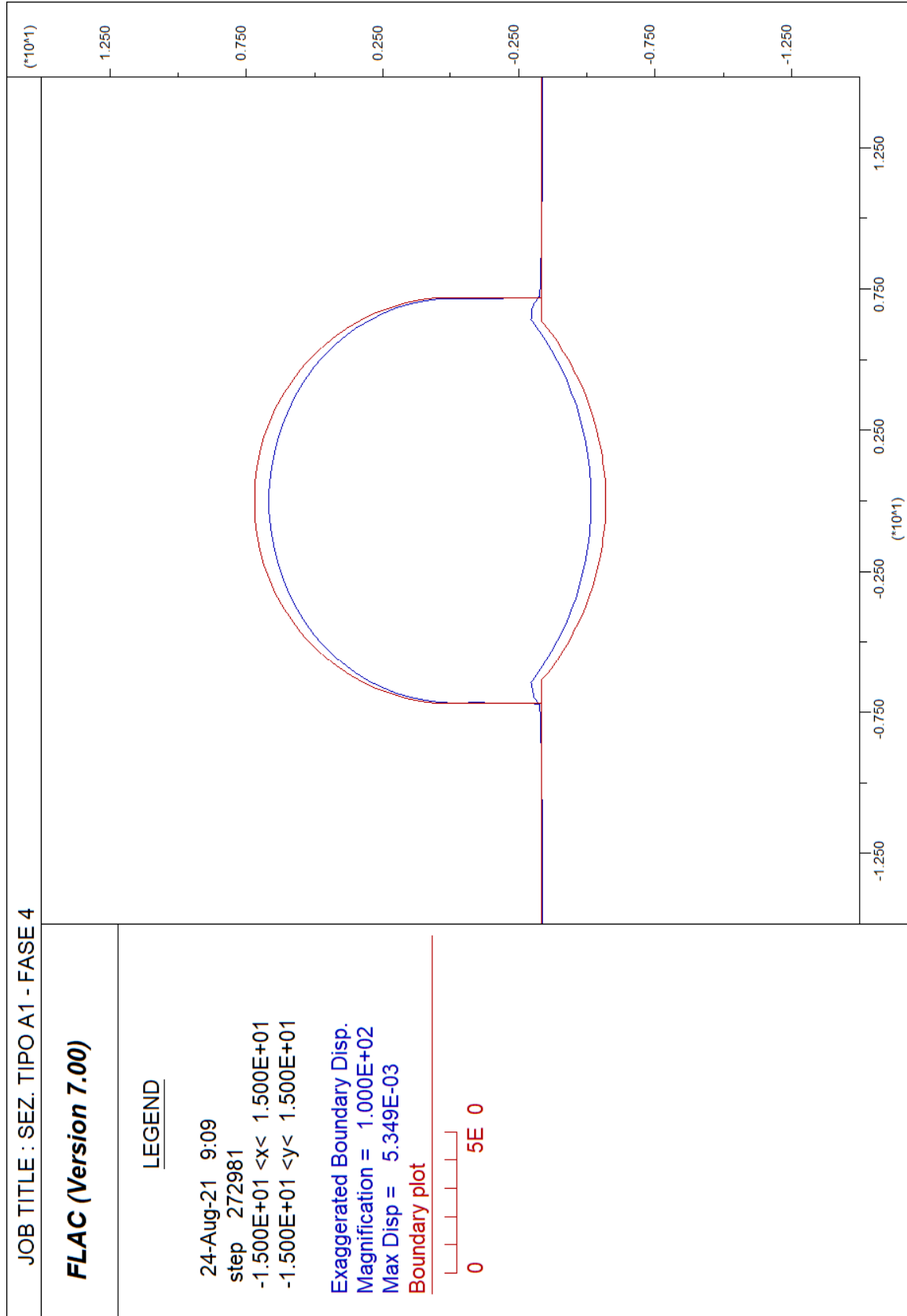


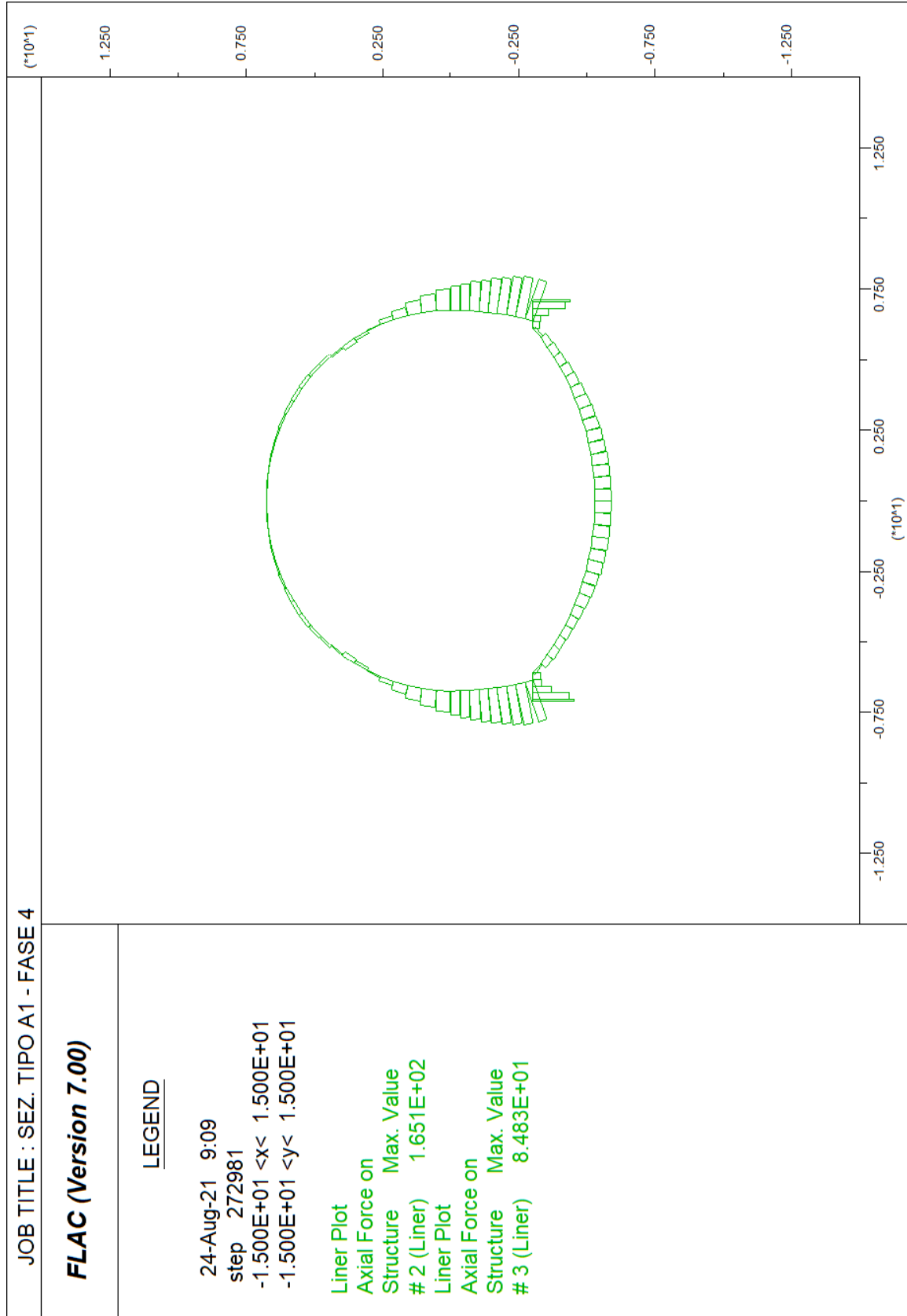


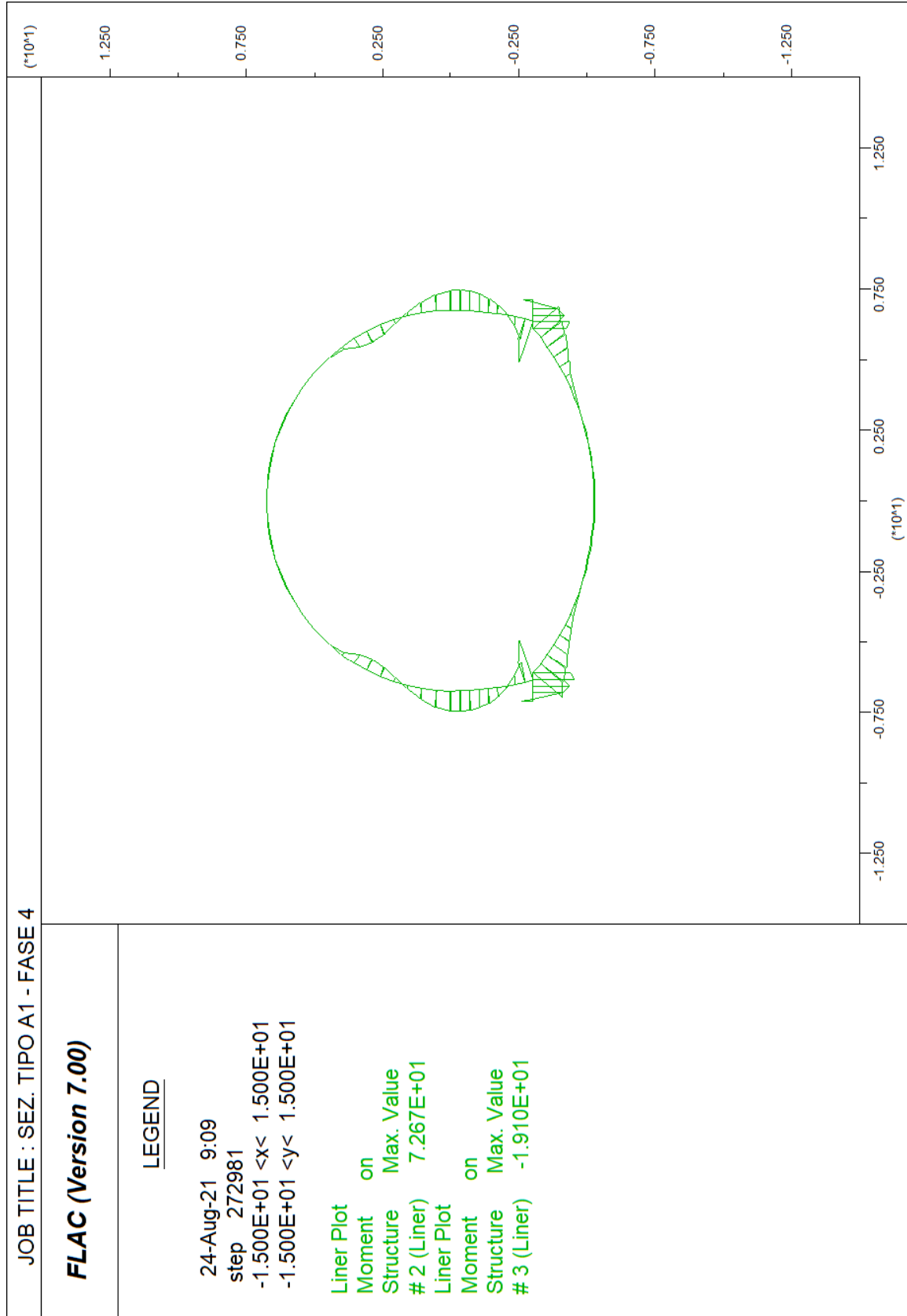


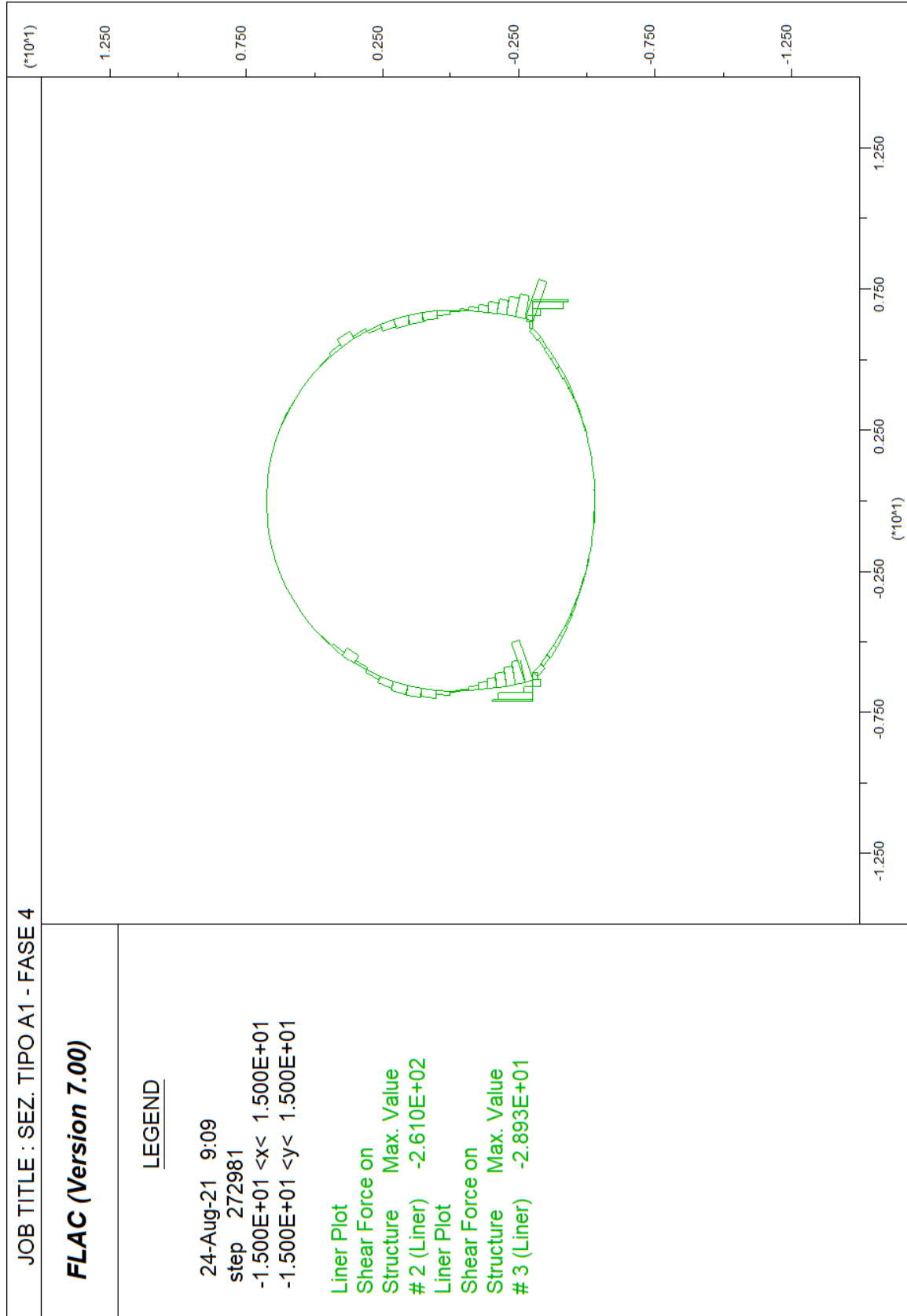


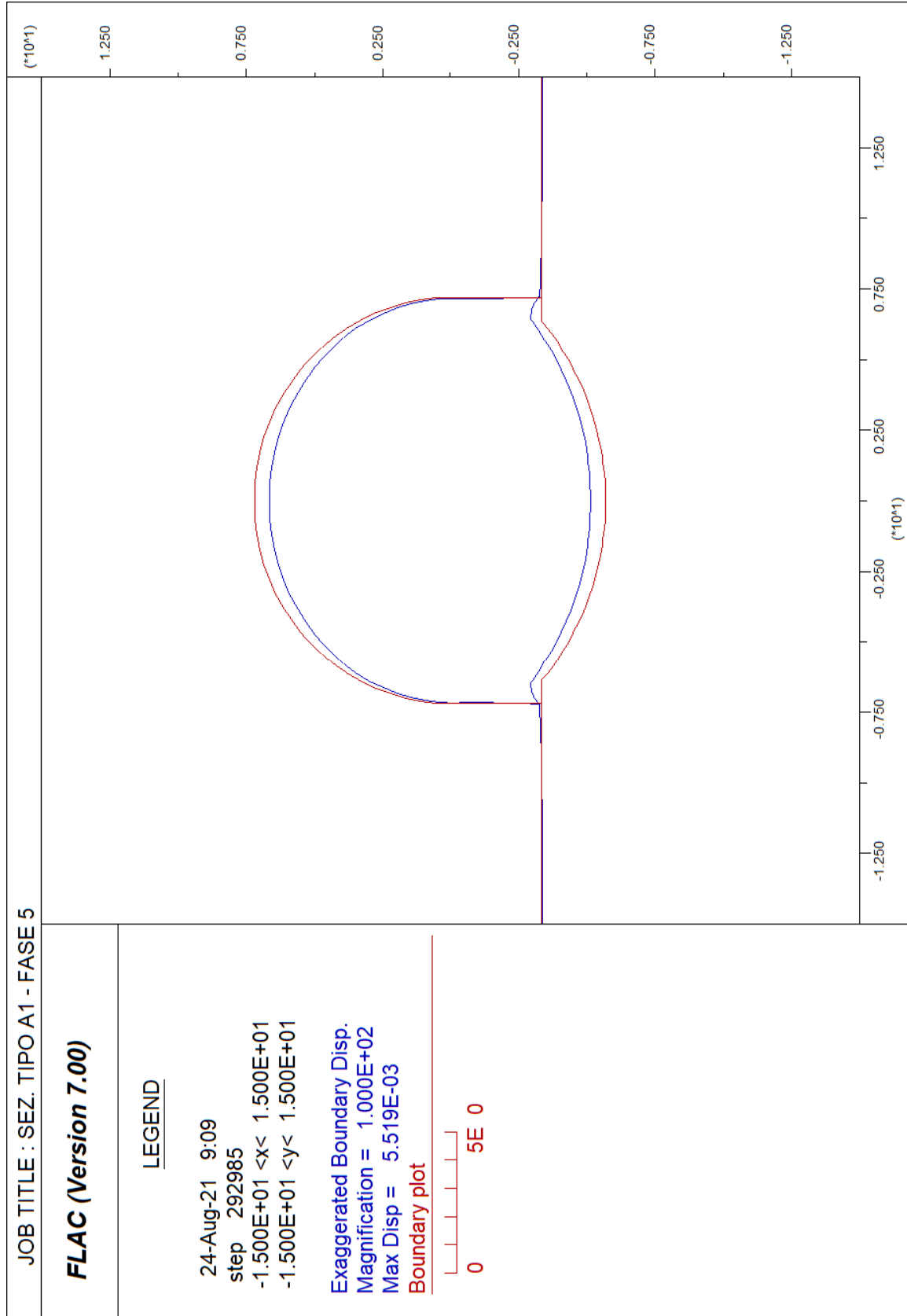


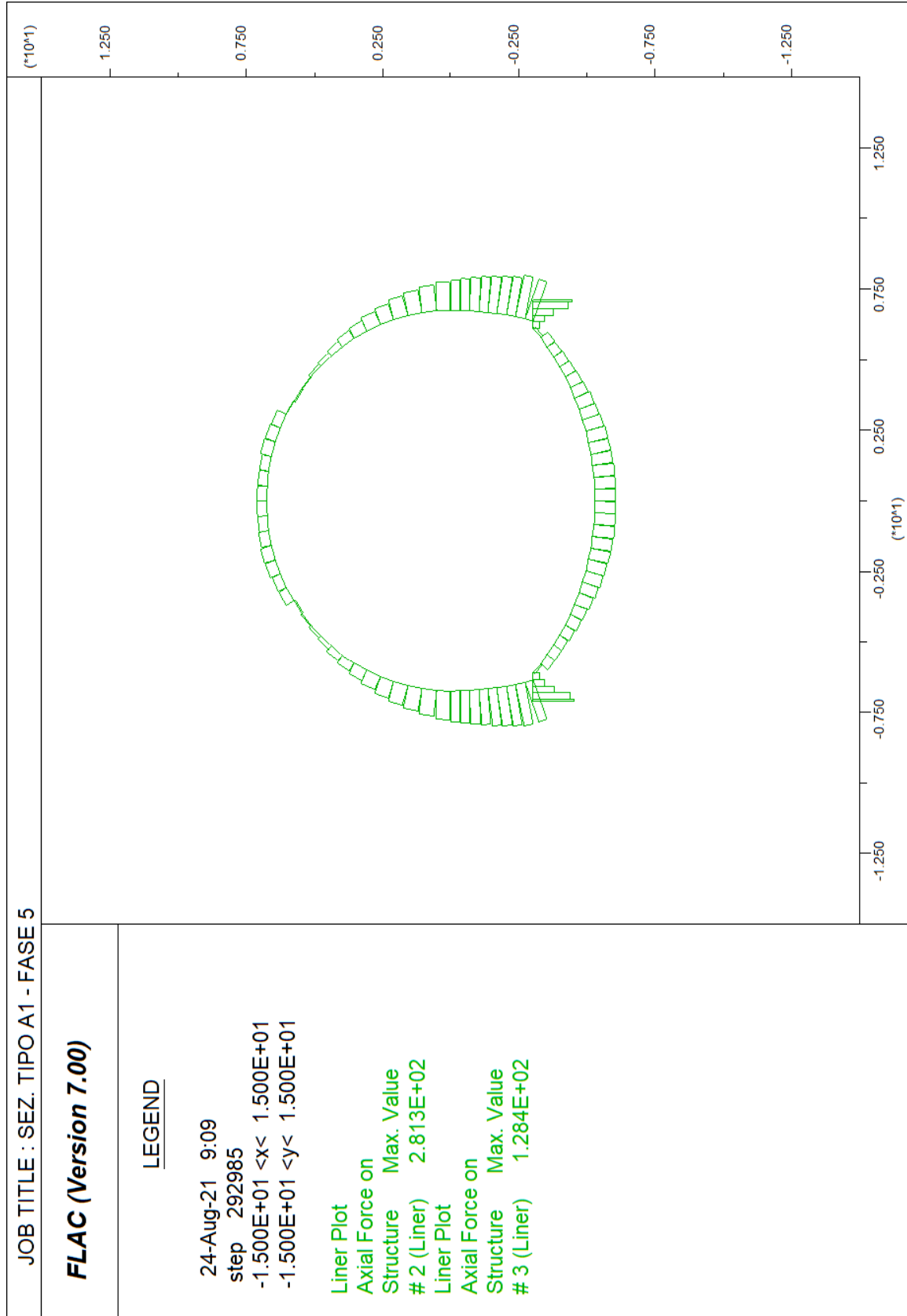


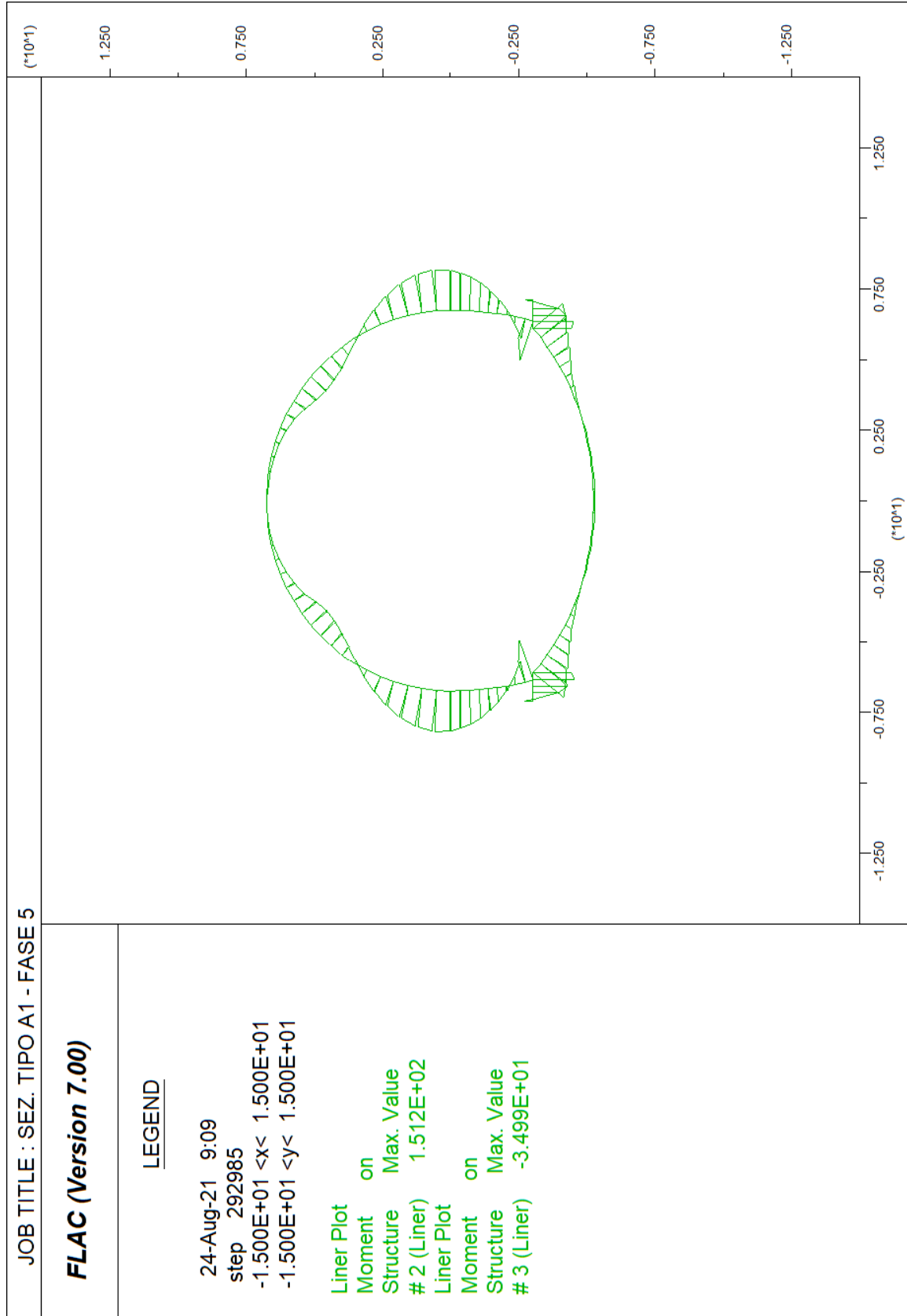


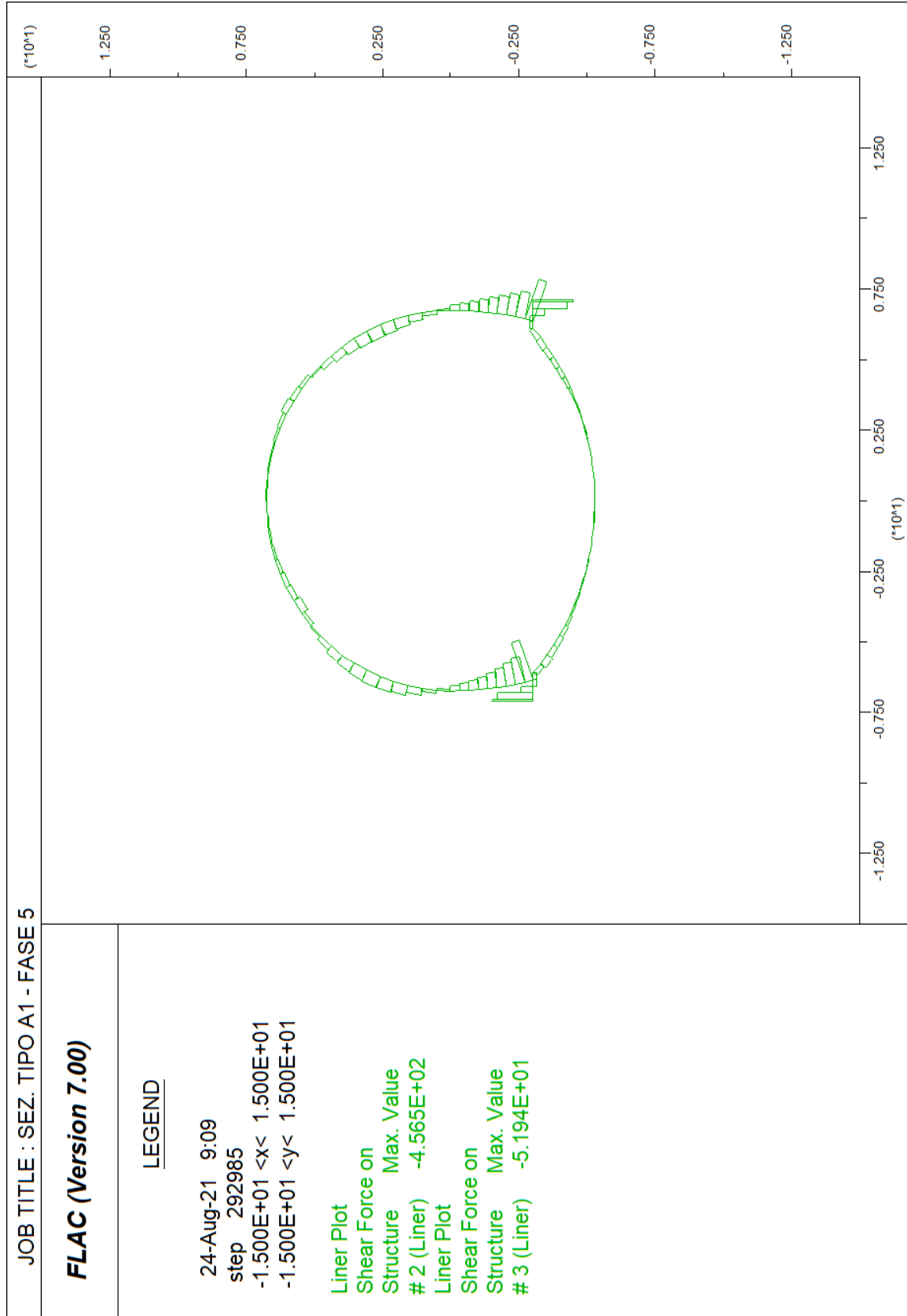


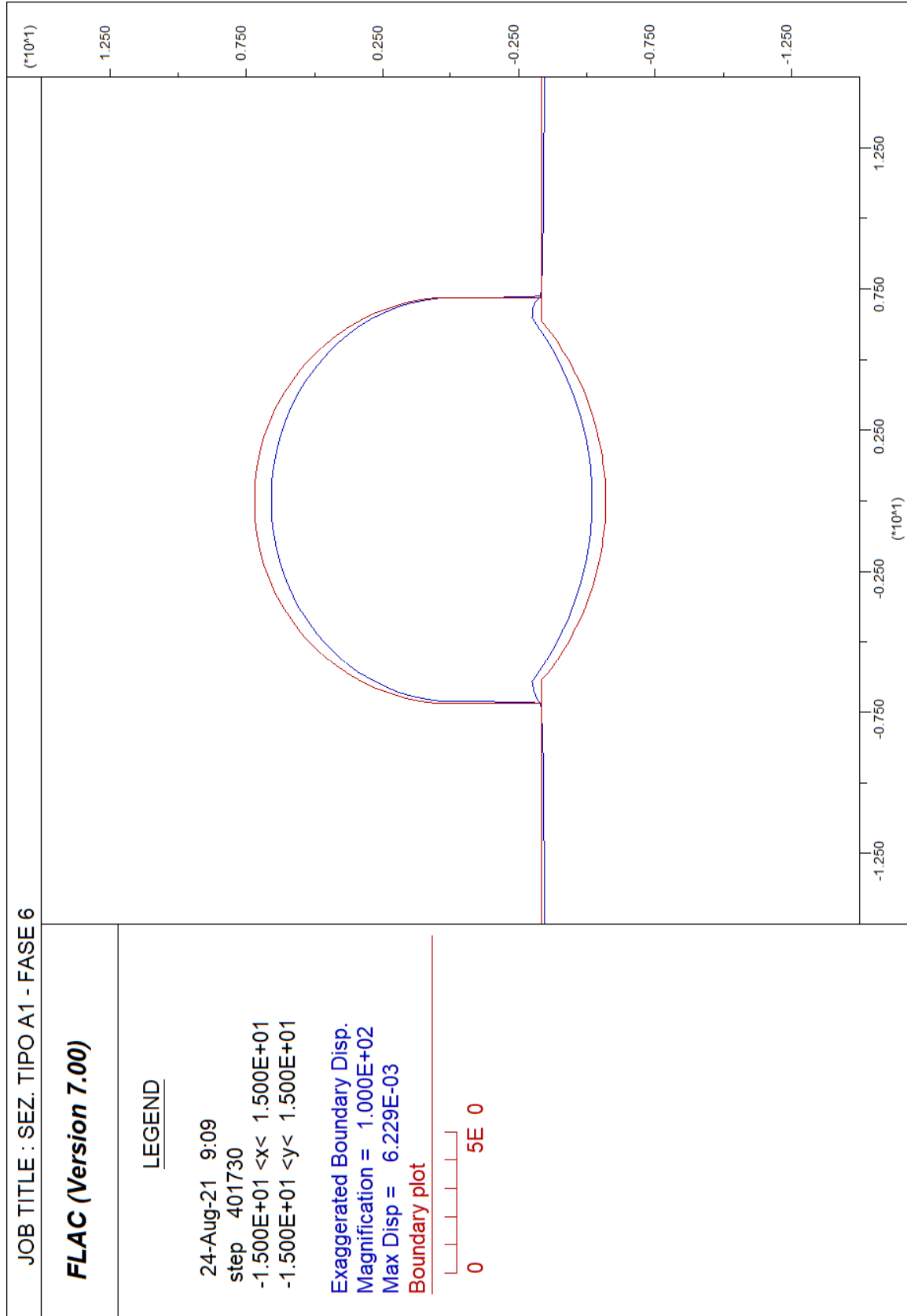


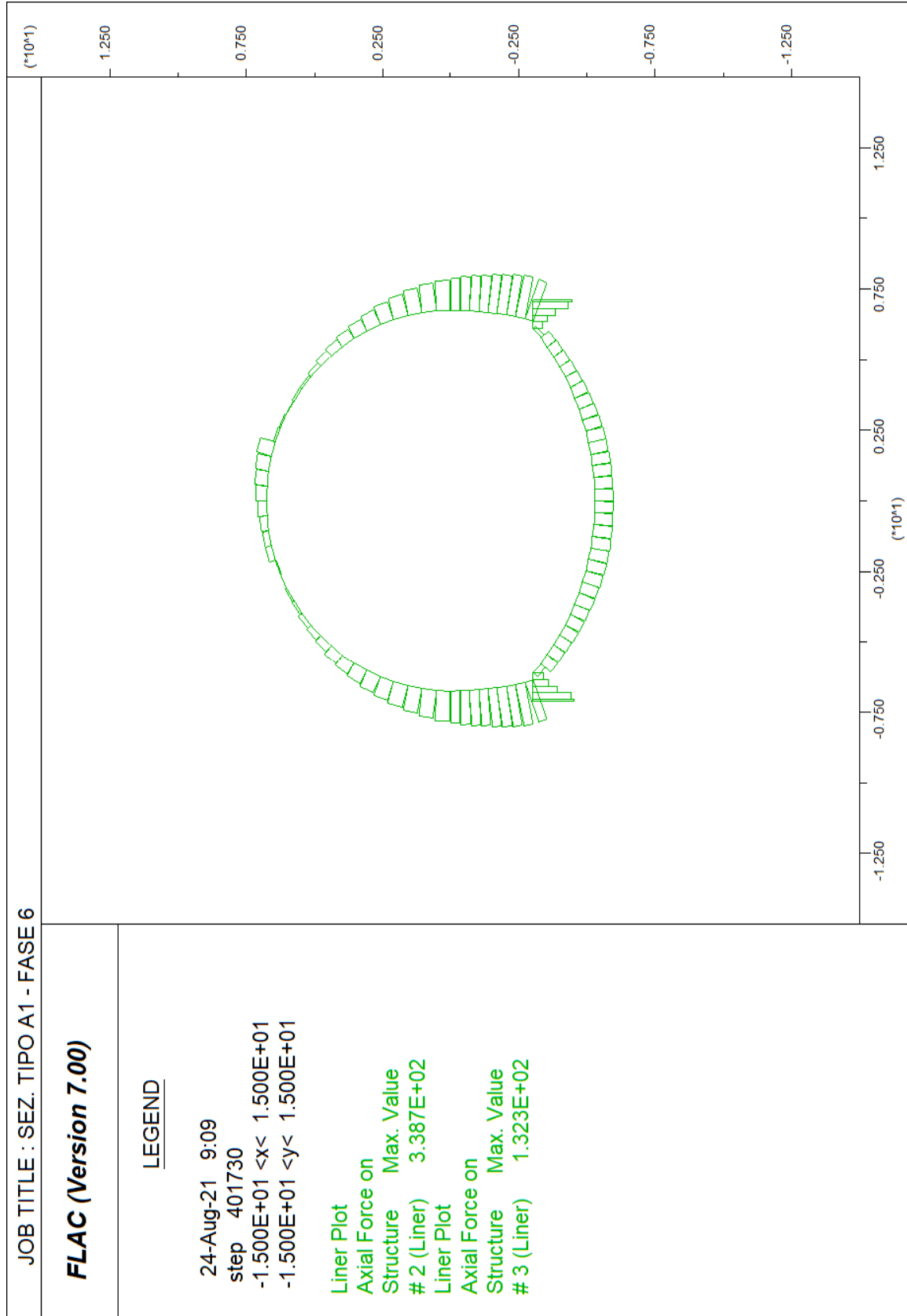


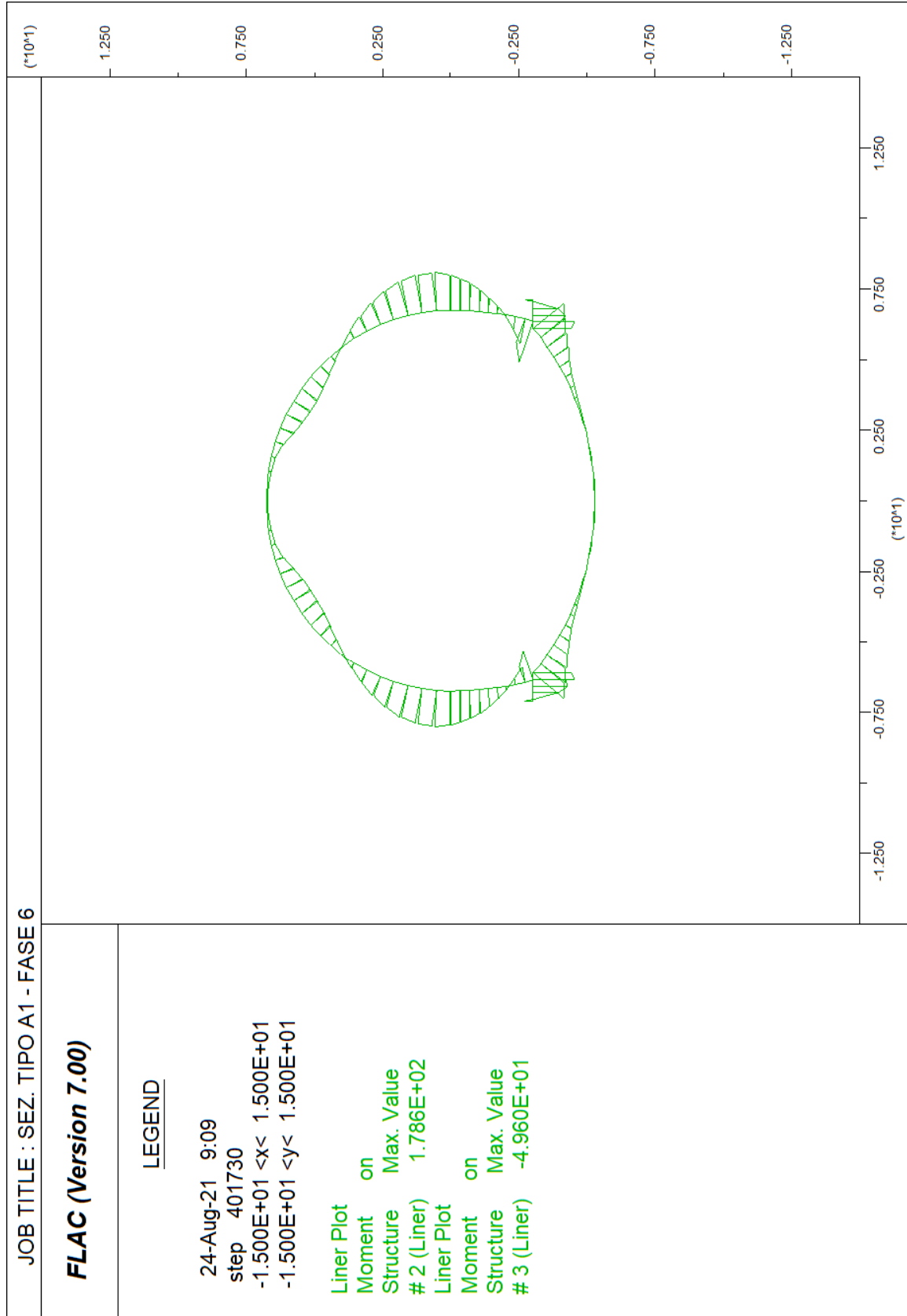


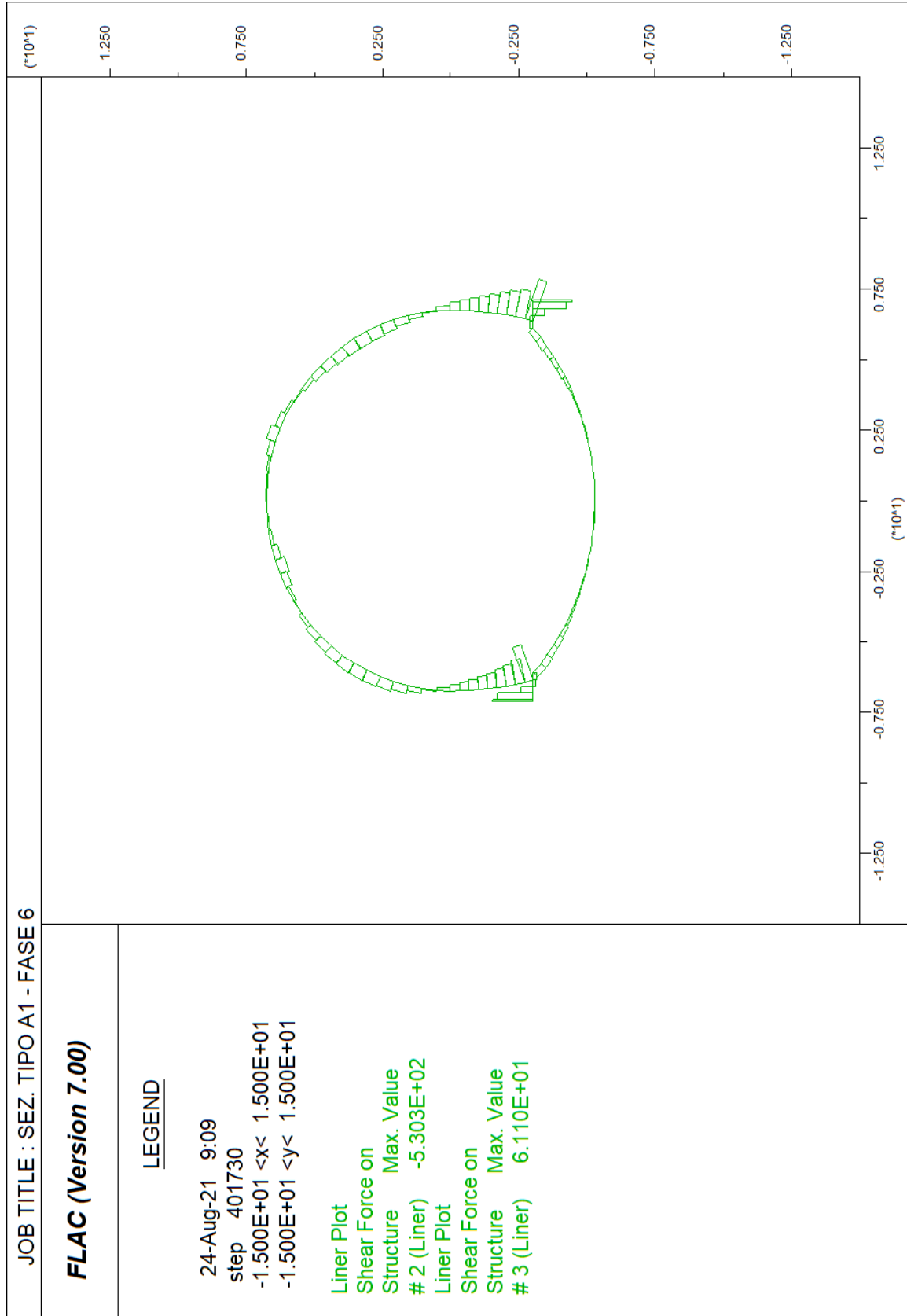






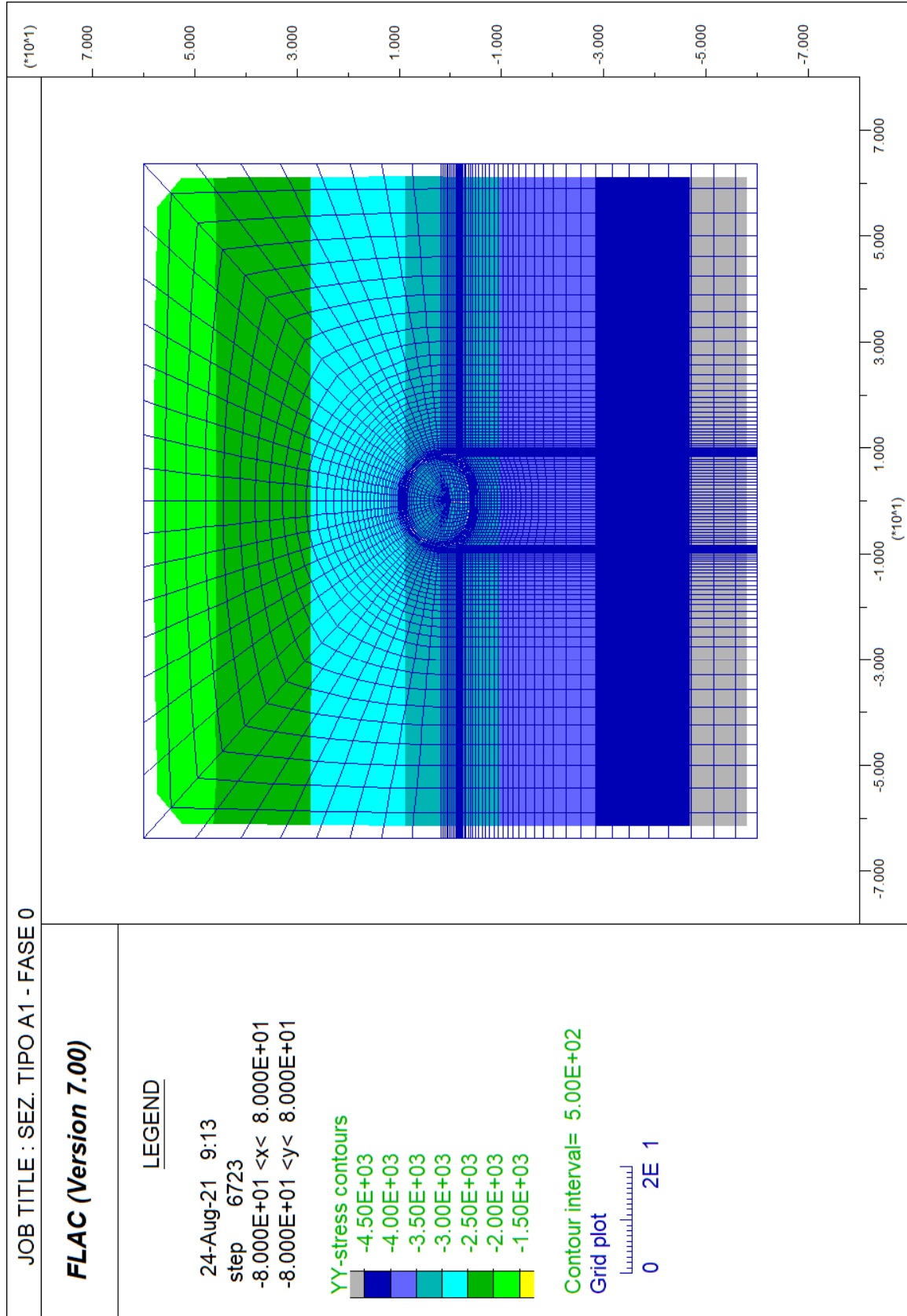


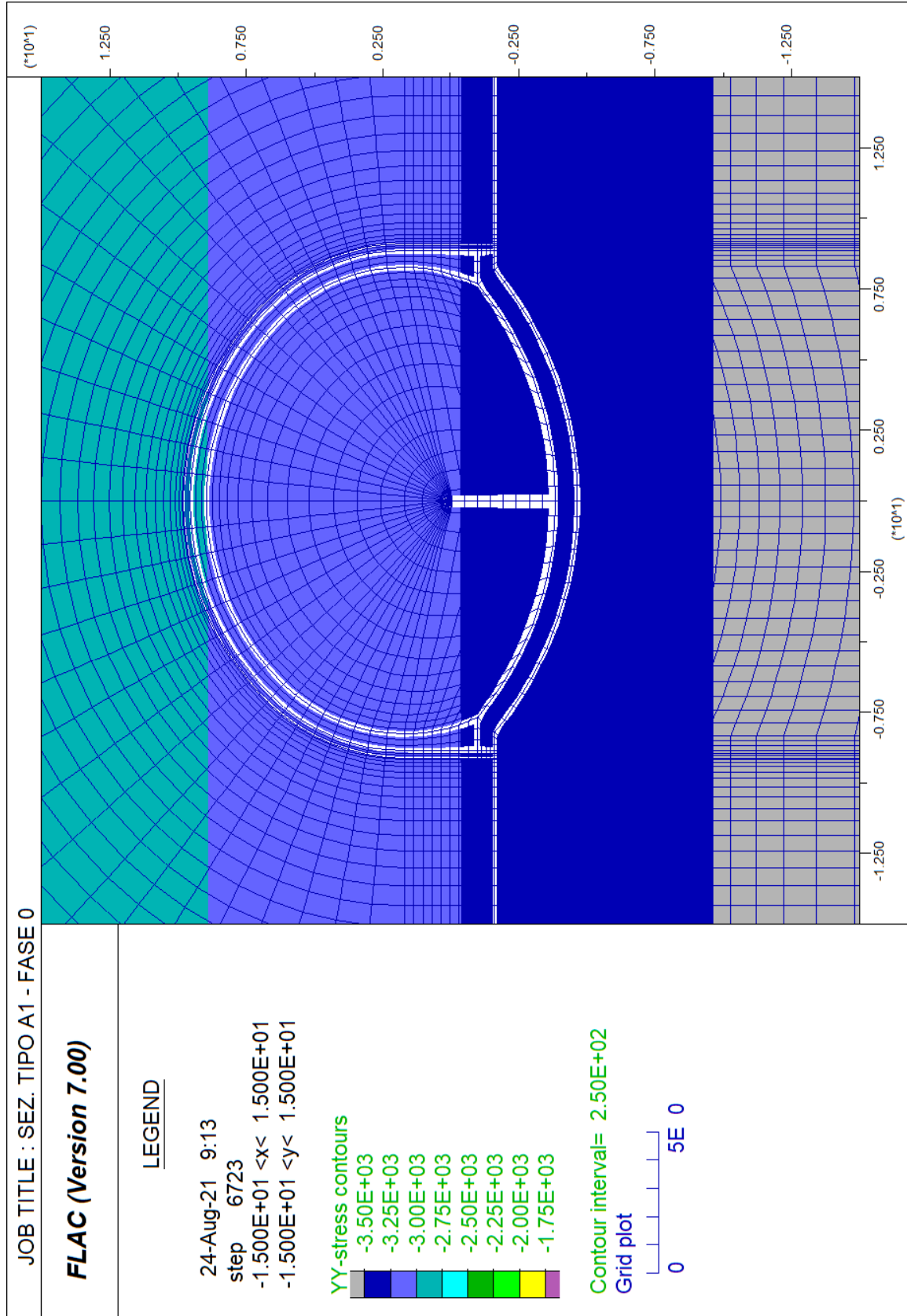


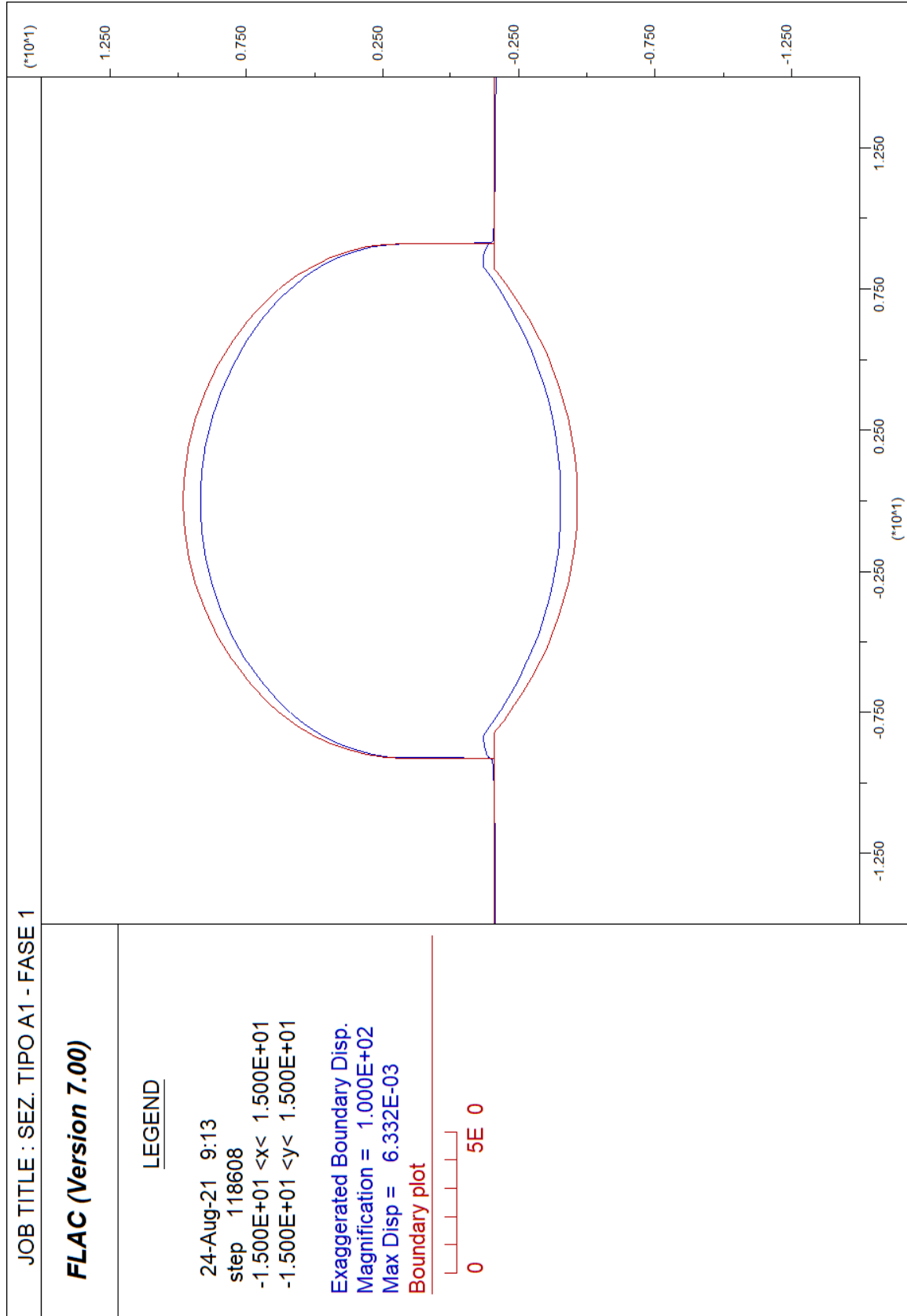


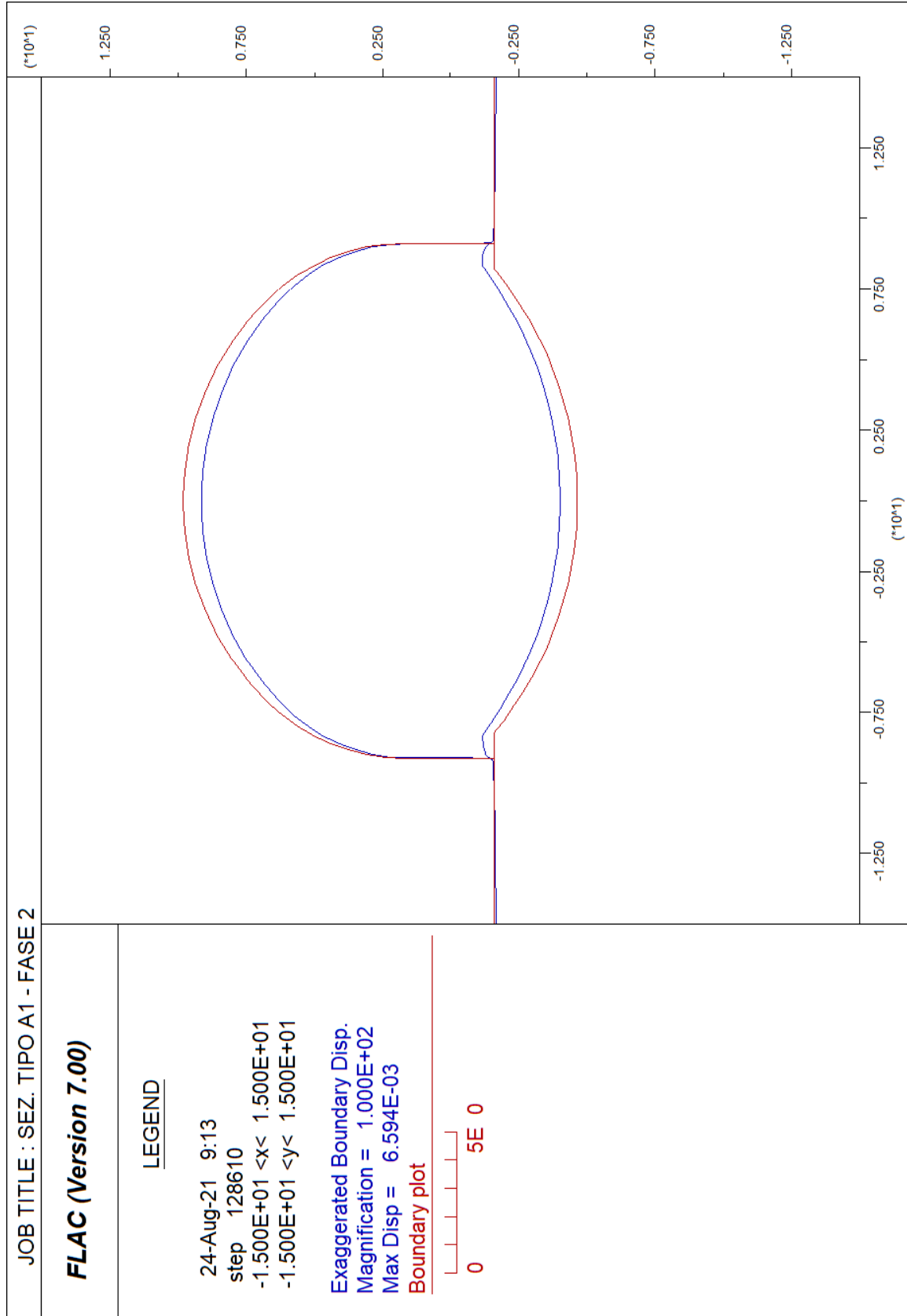
ALLEGATO N. 5.A1.2

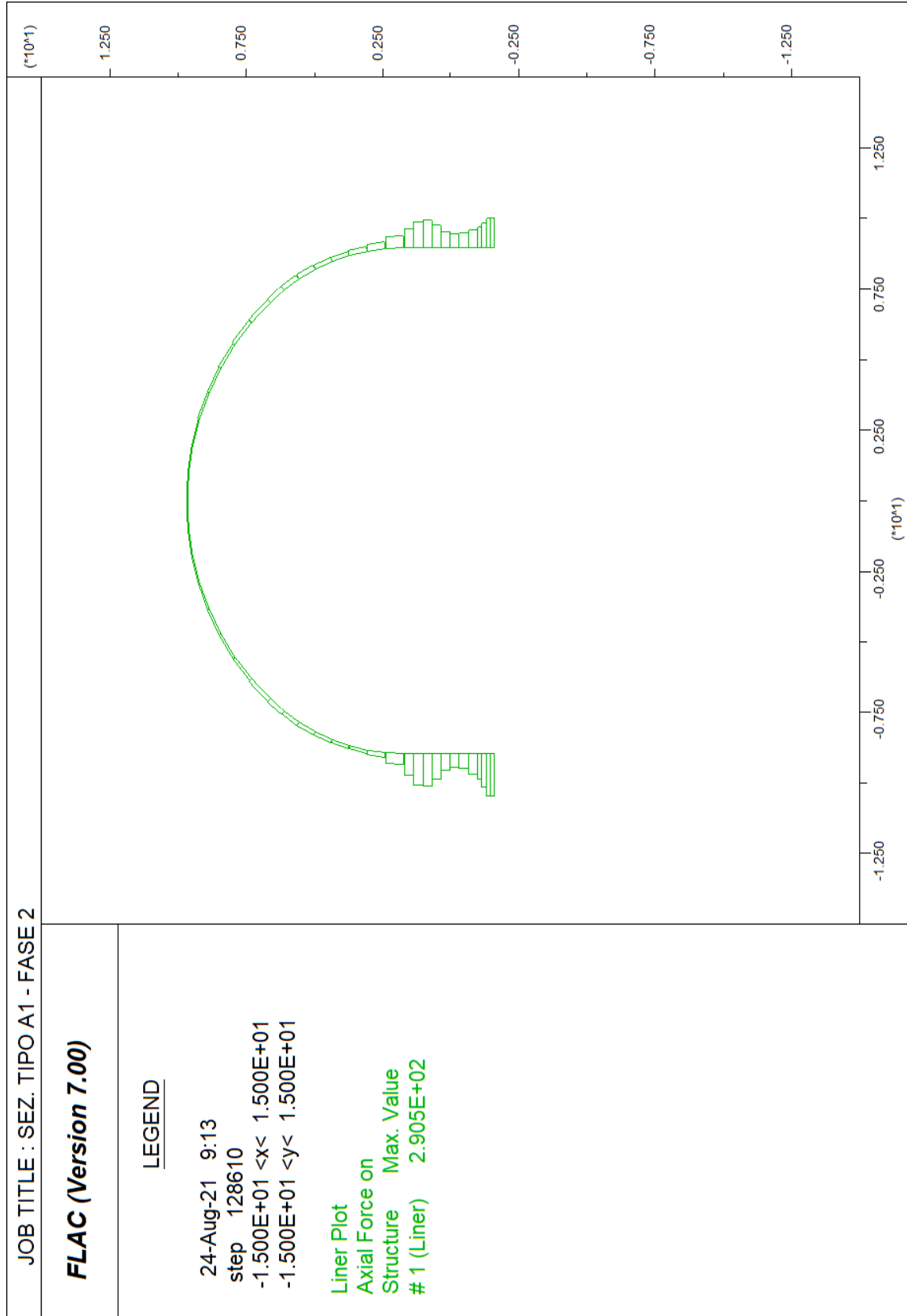
**ANALISI F.D.M. (FLAC)
SEZIONE TIPO A1
CON PIAZZOLA DI SOSTA**

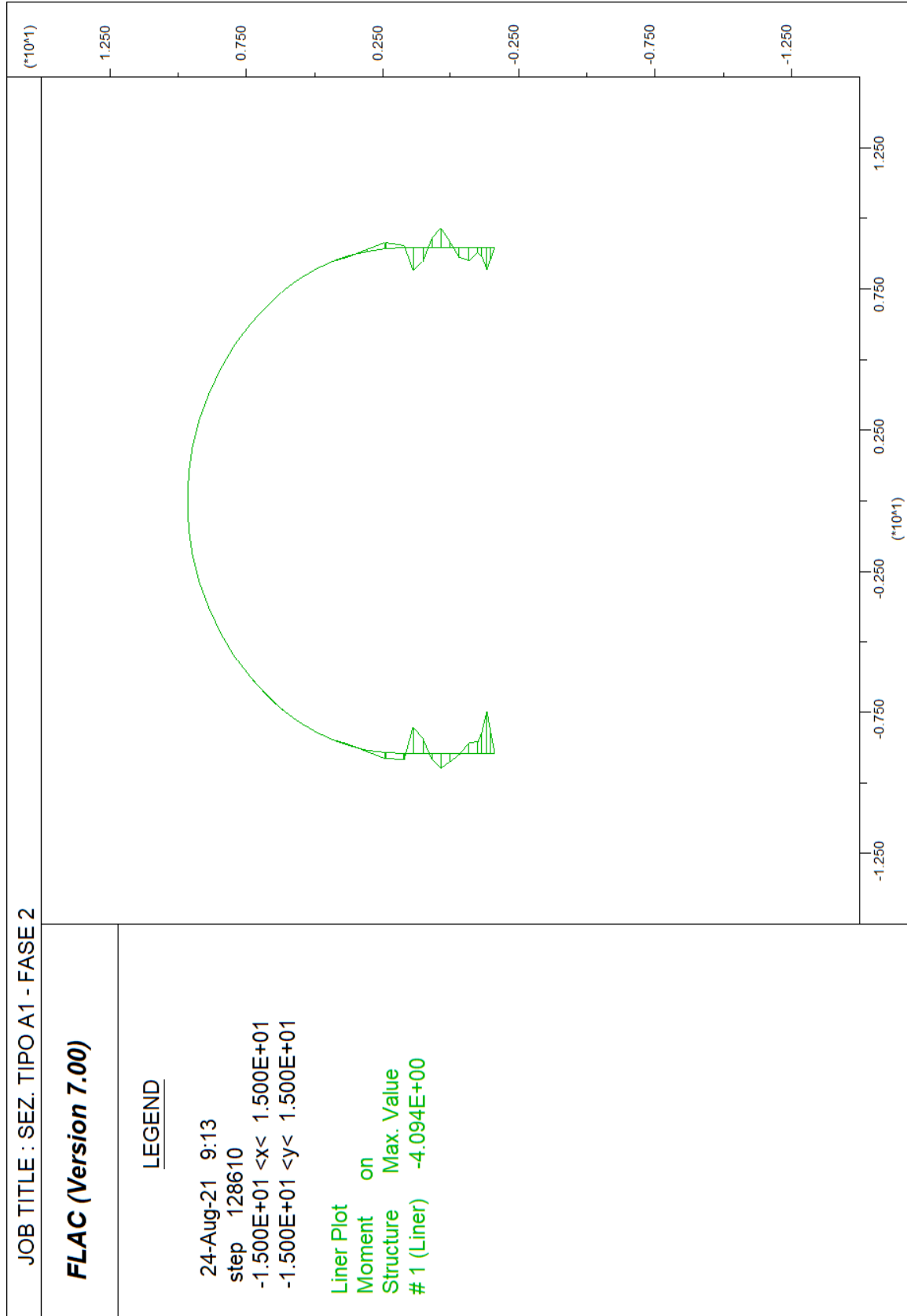


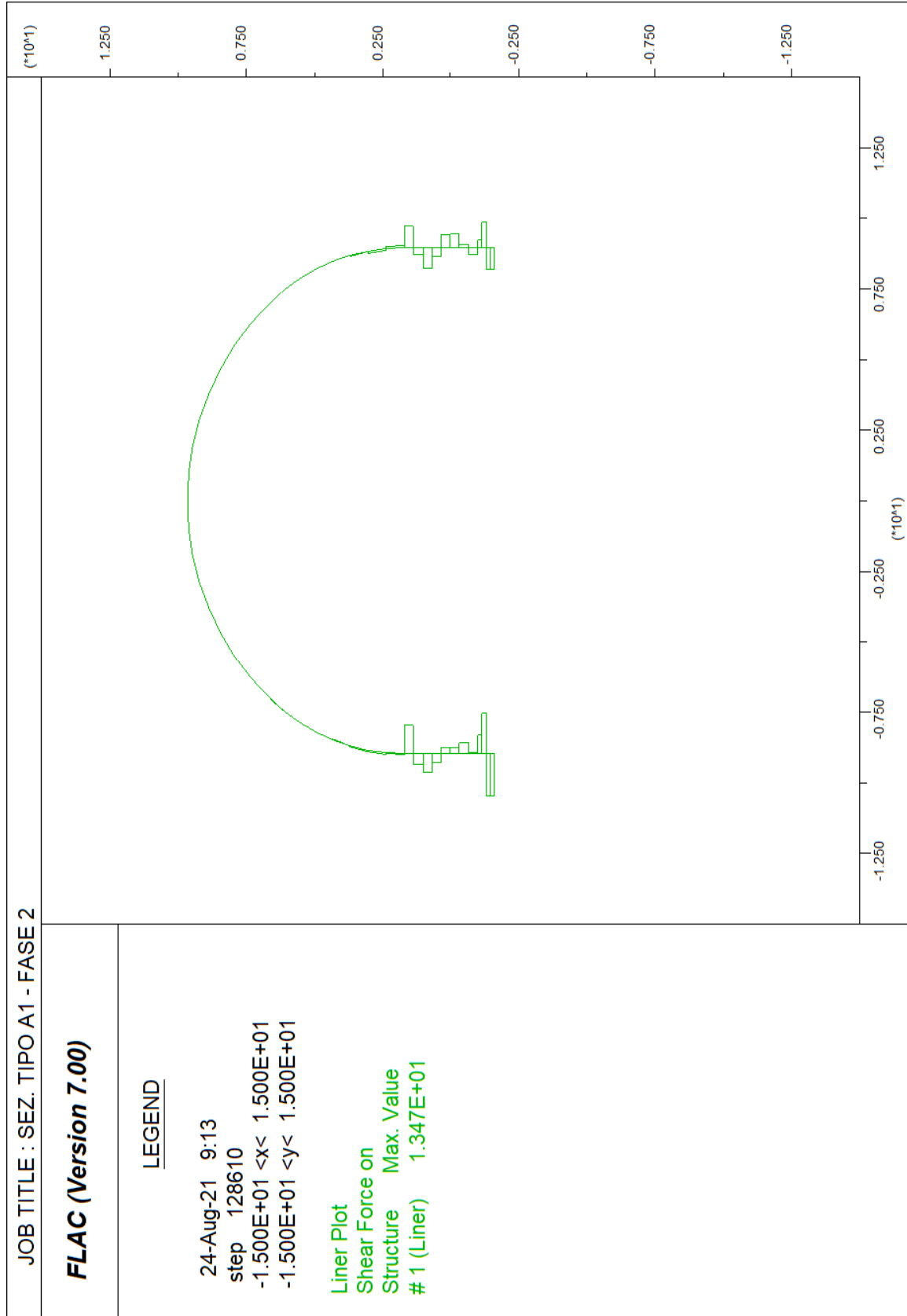


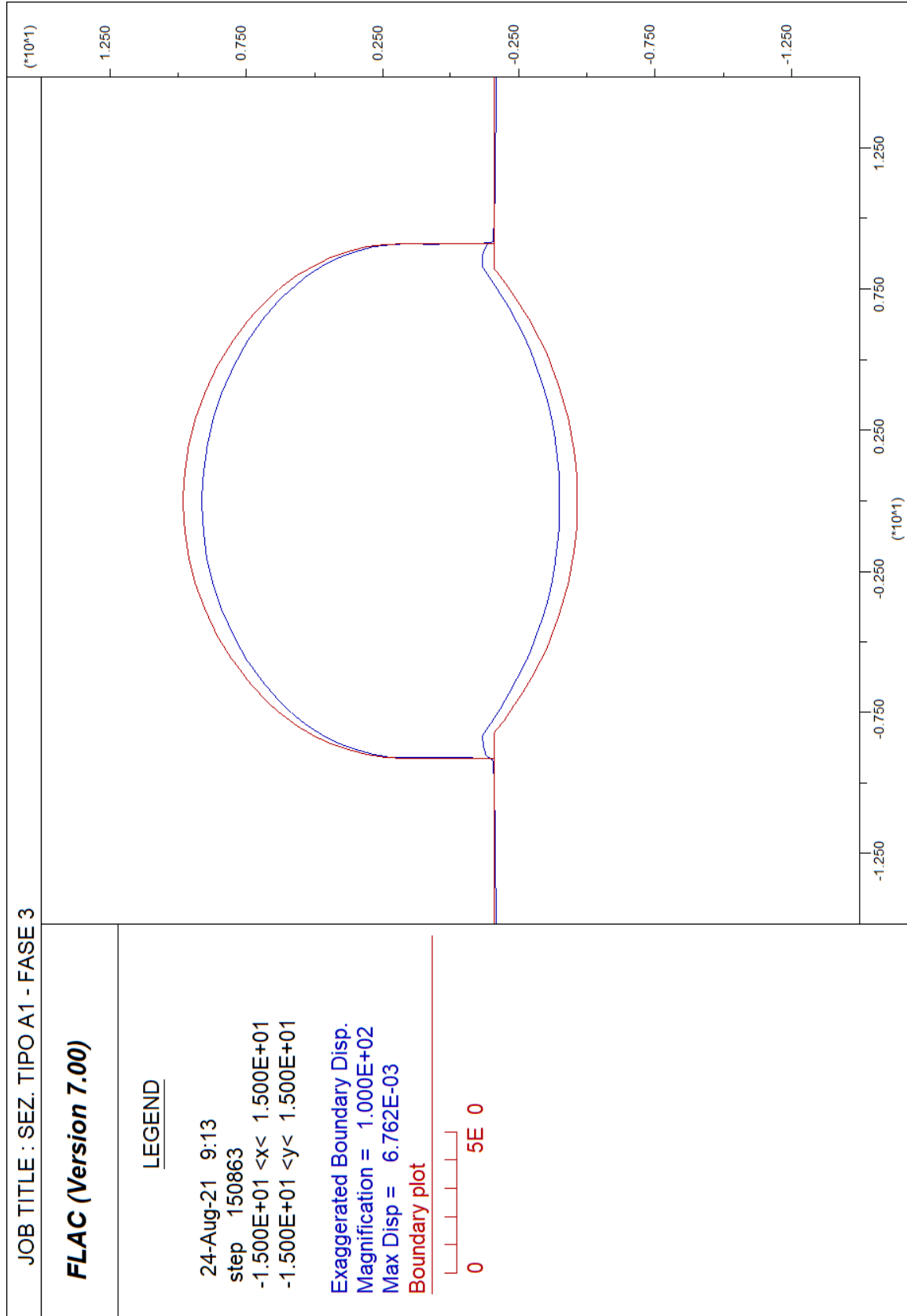


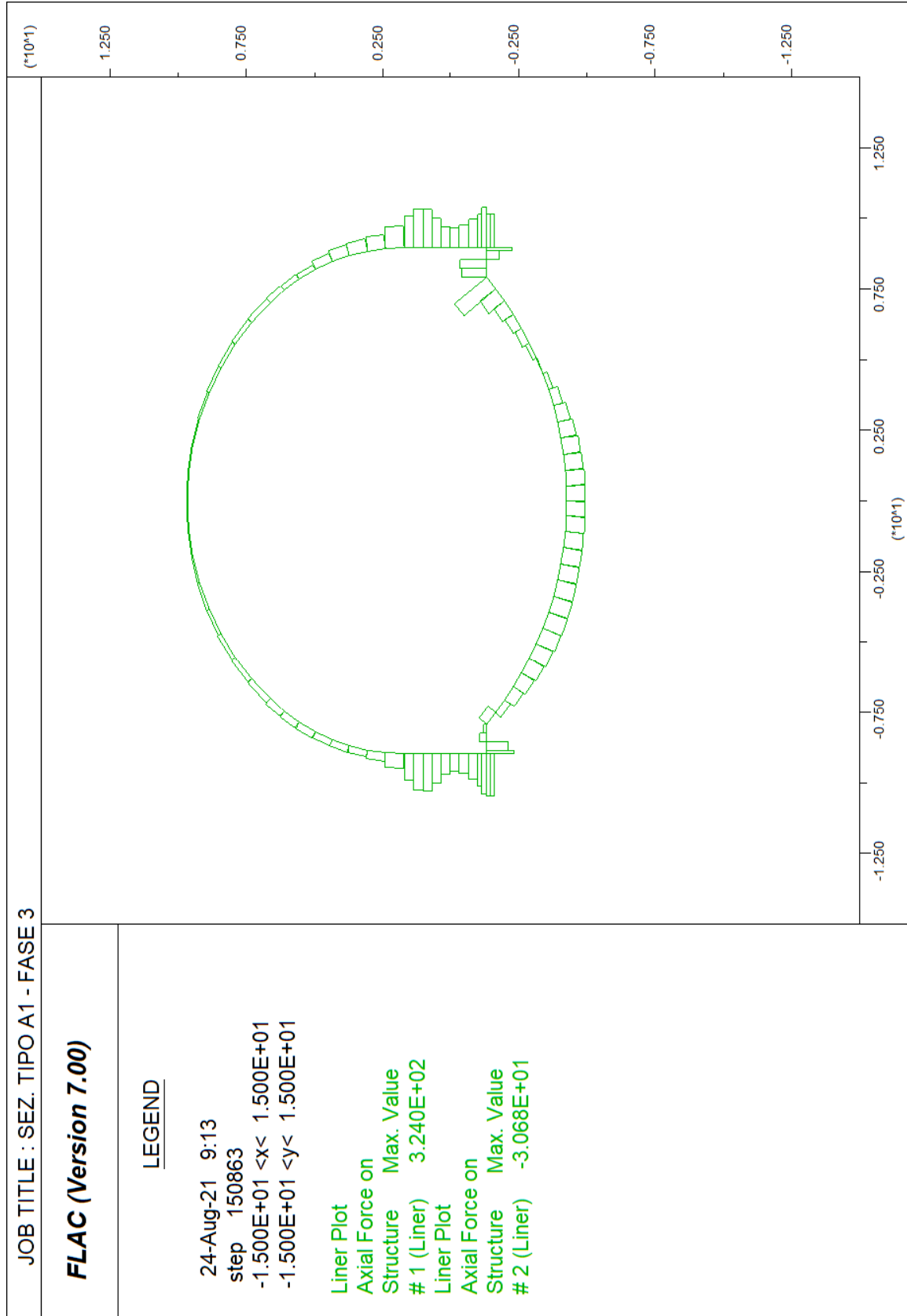


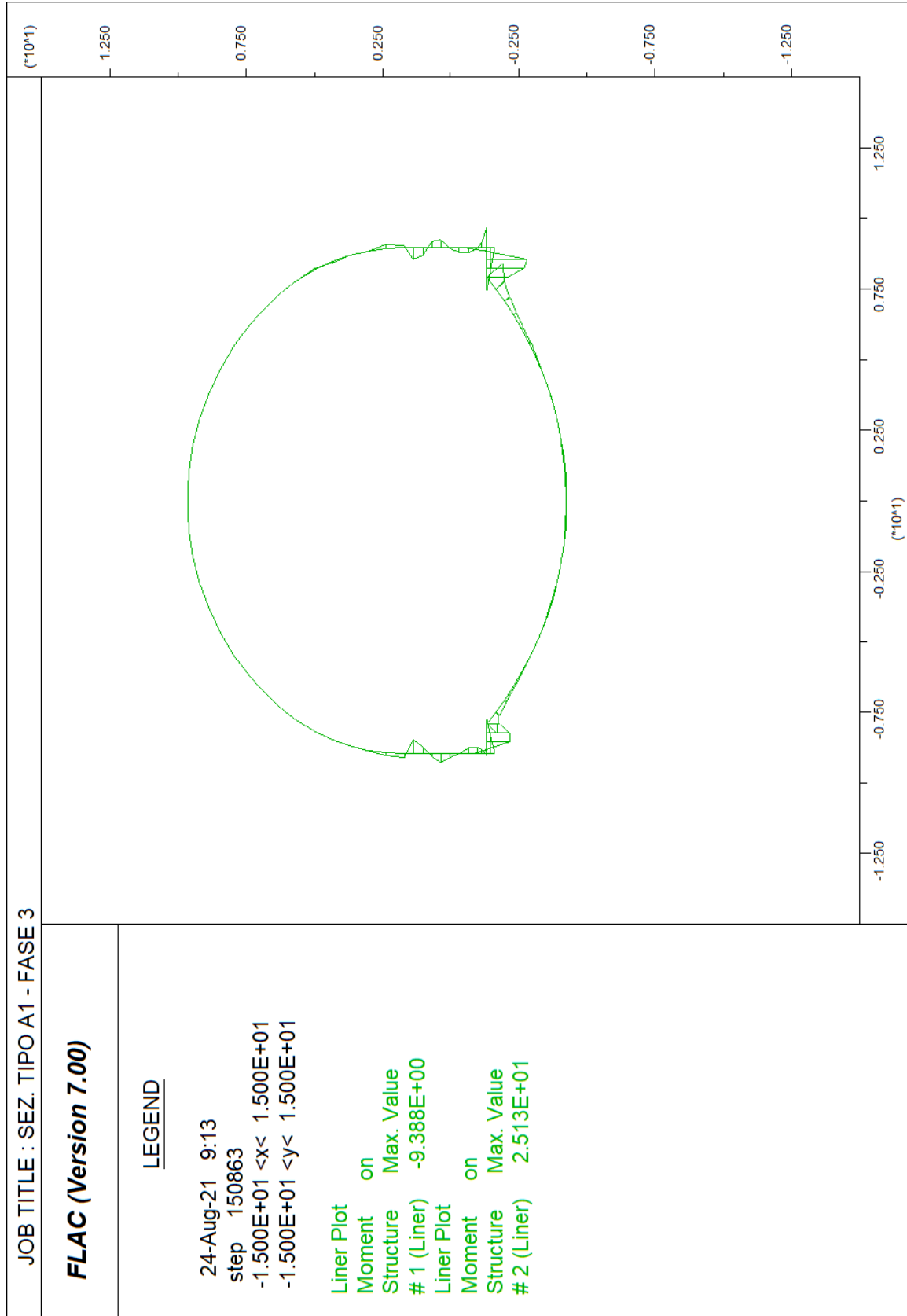


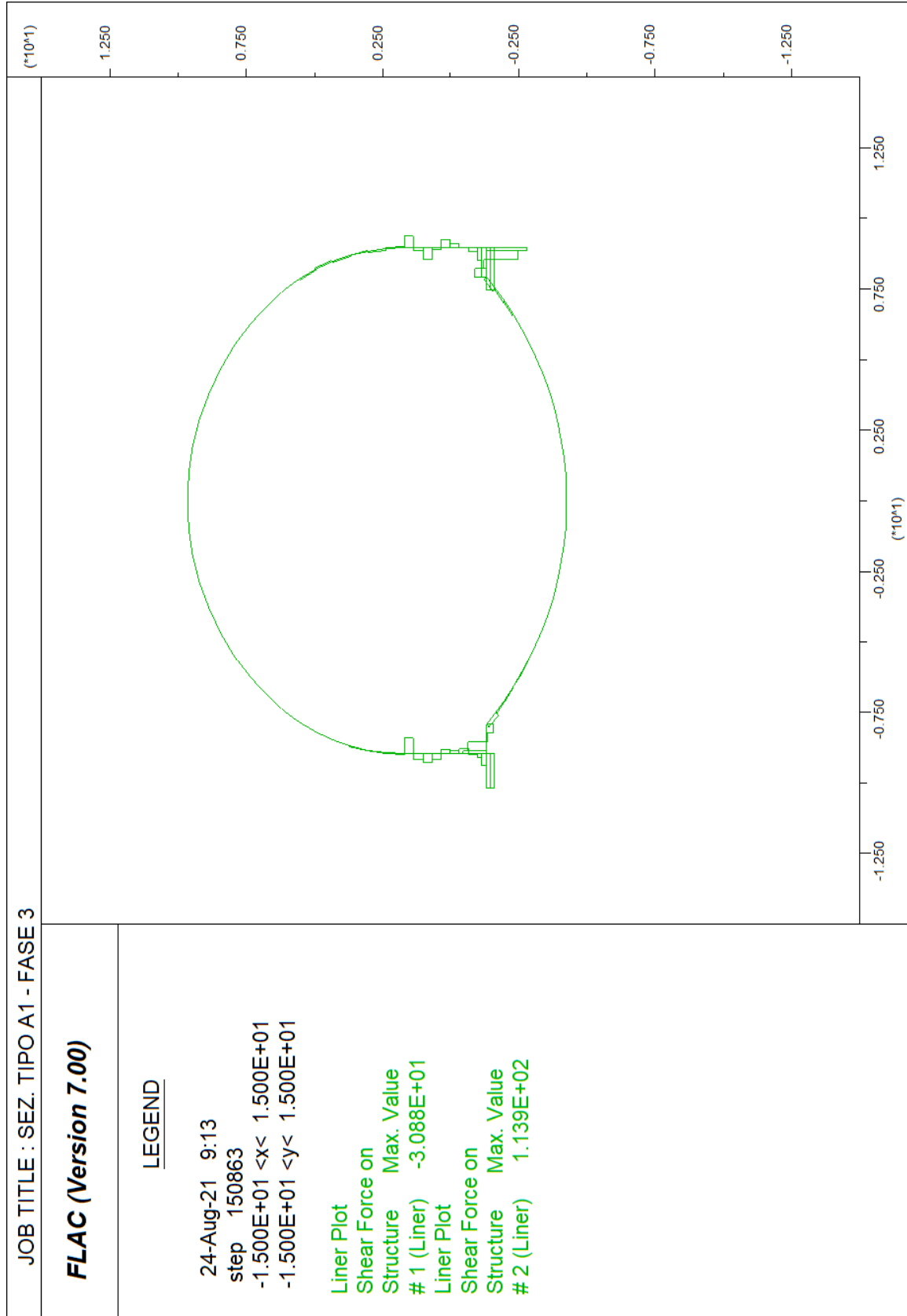


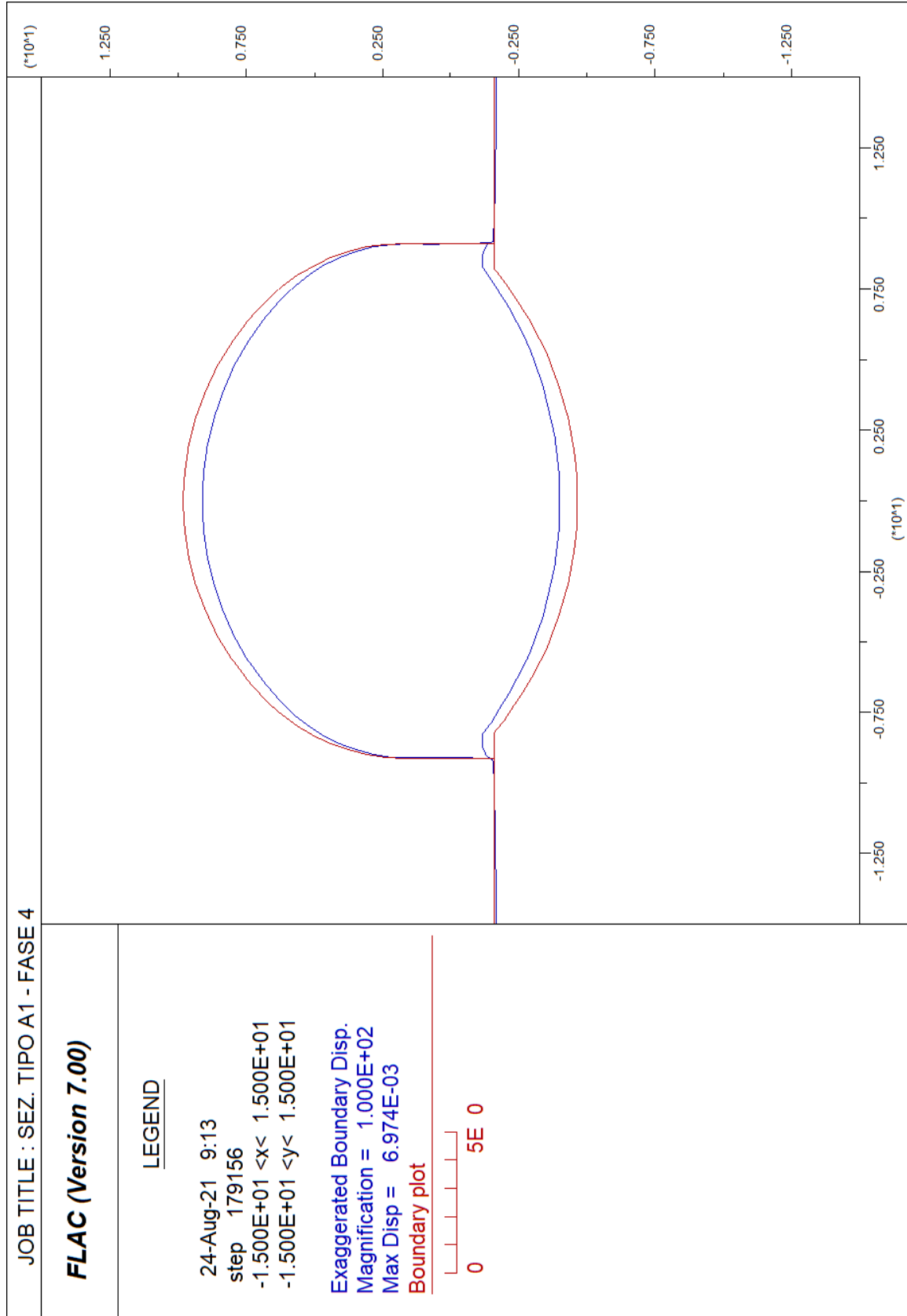


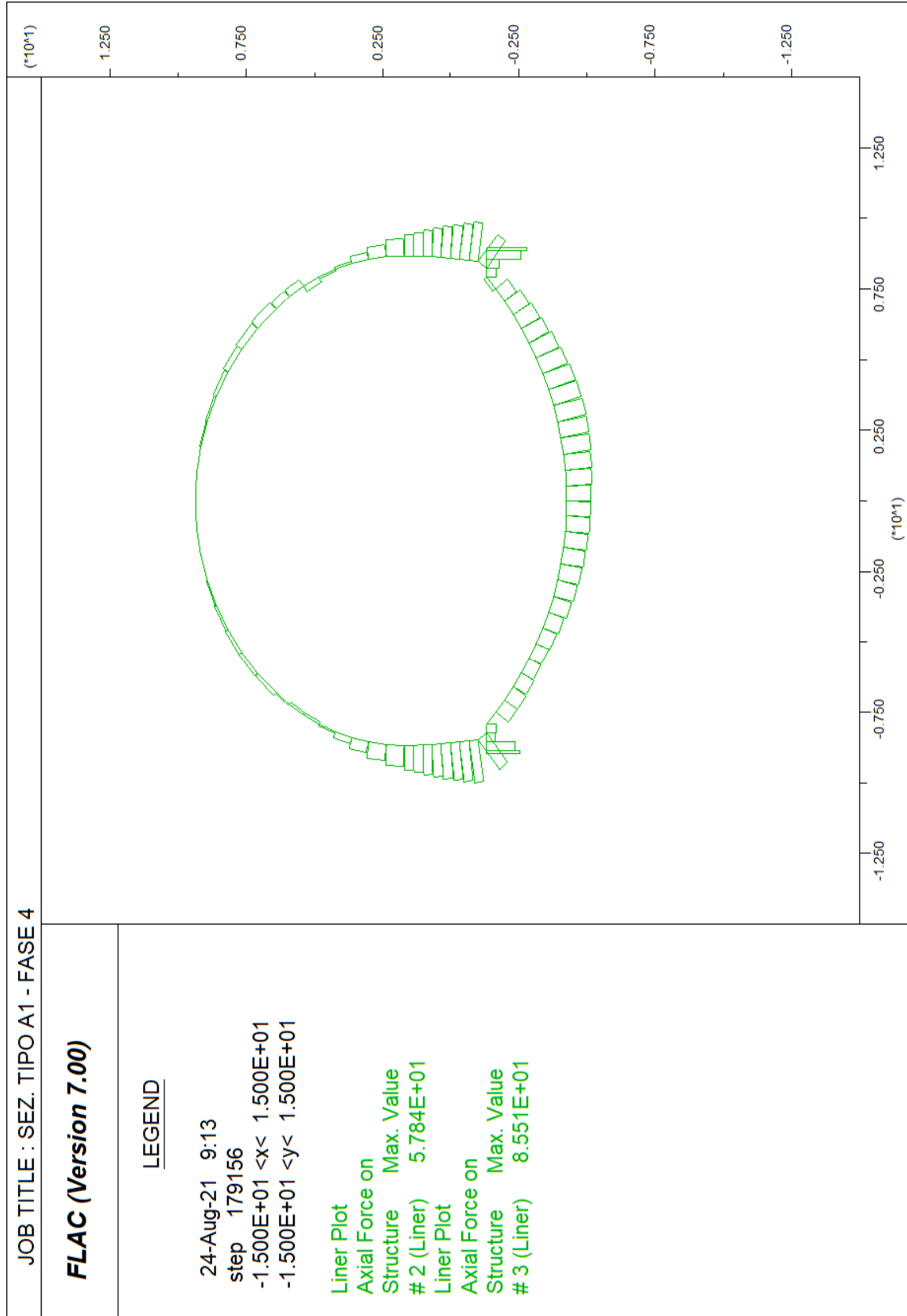


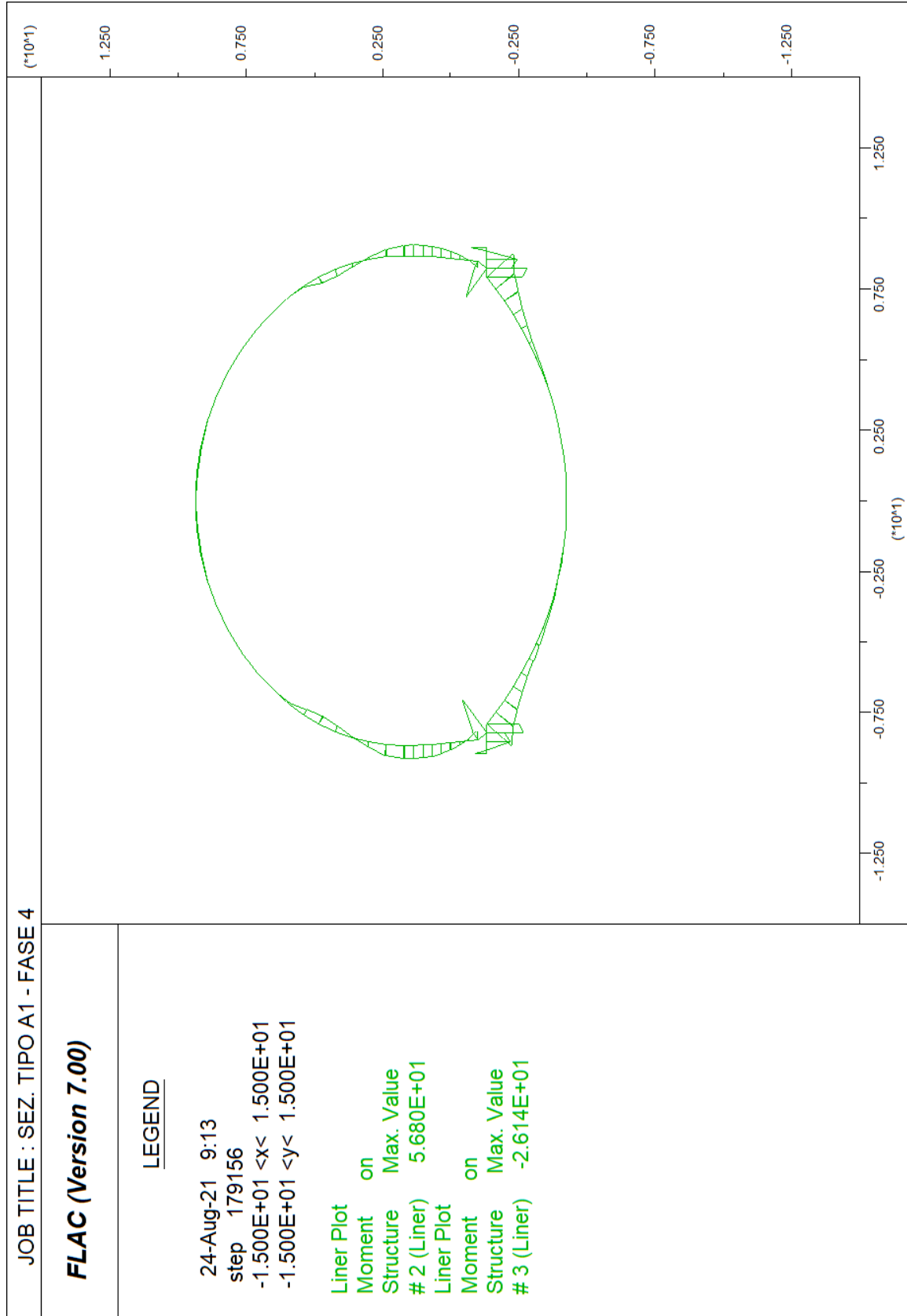


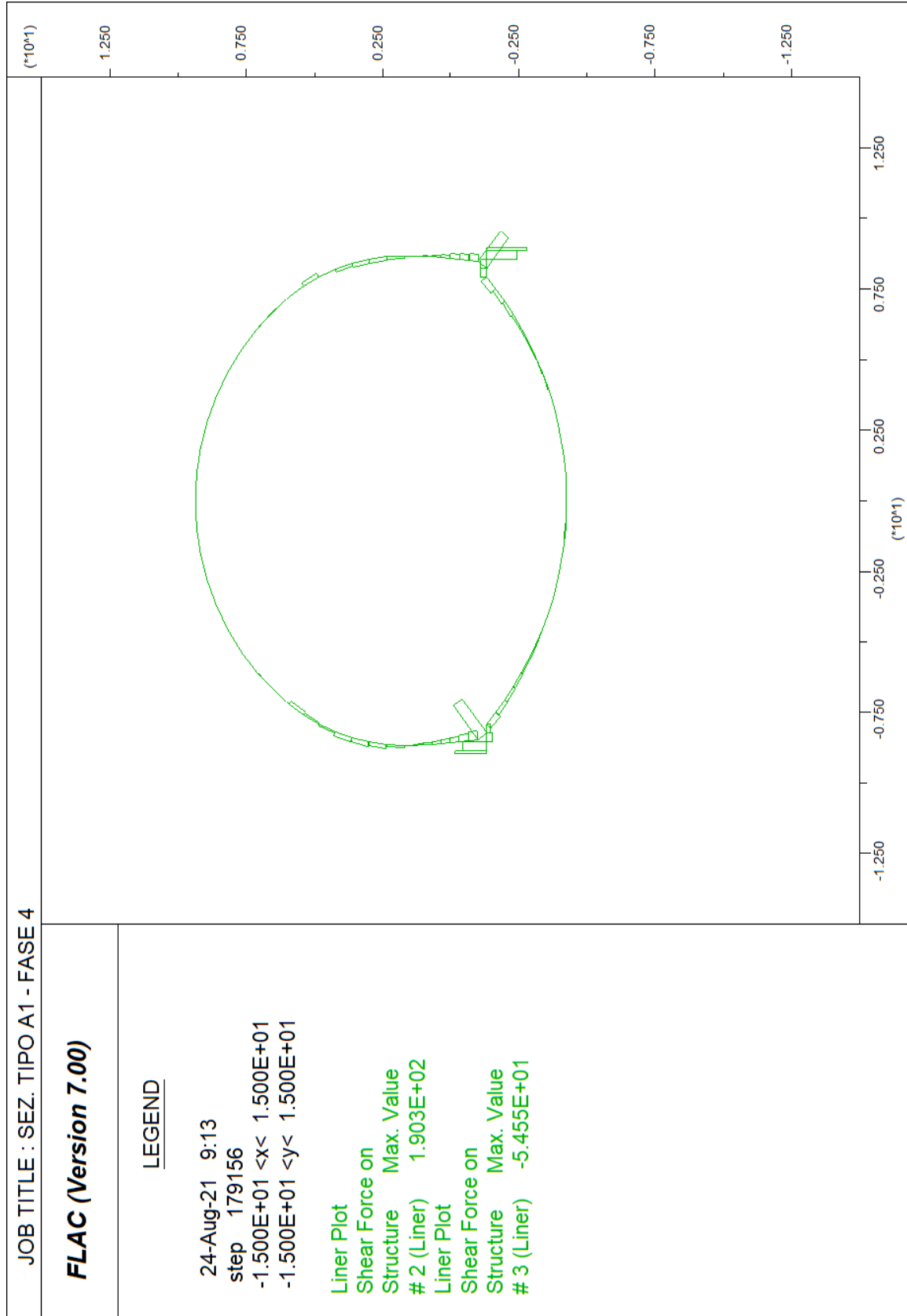


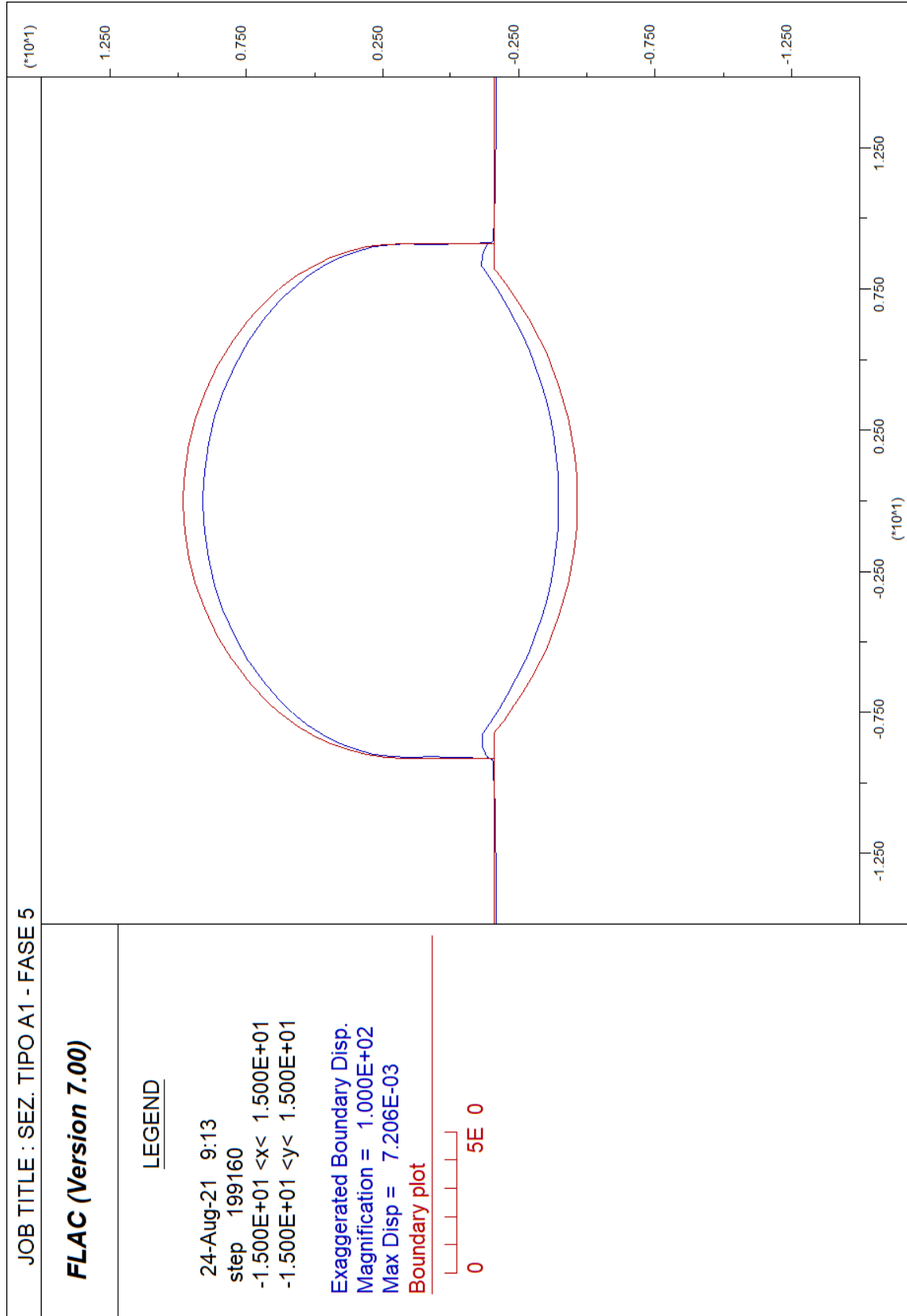


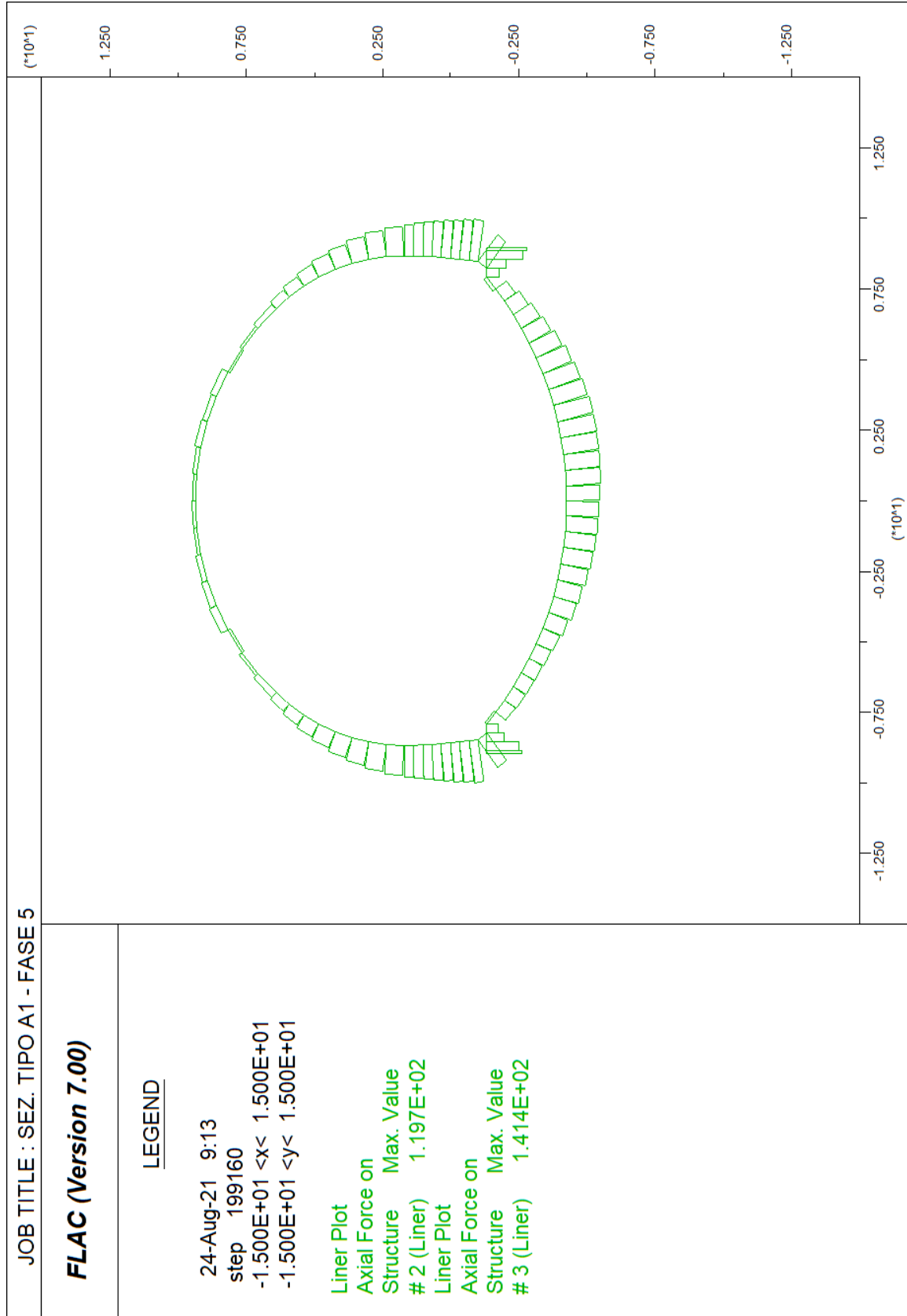


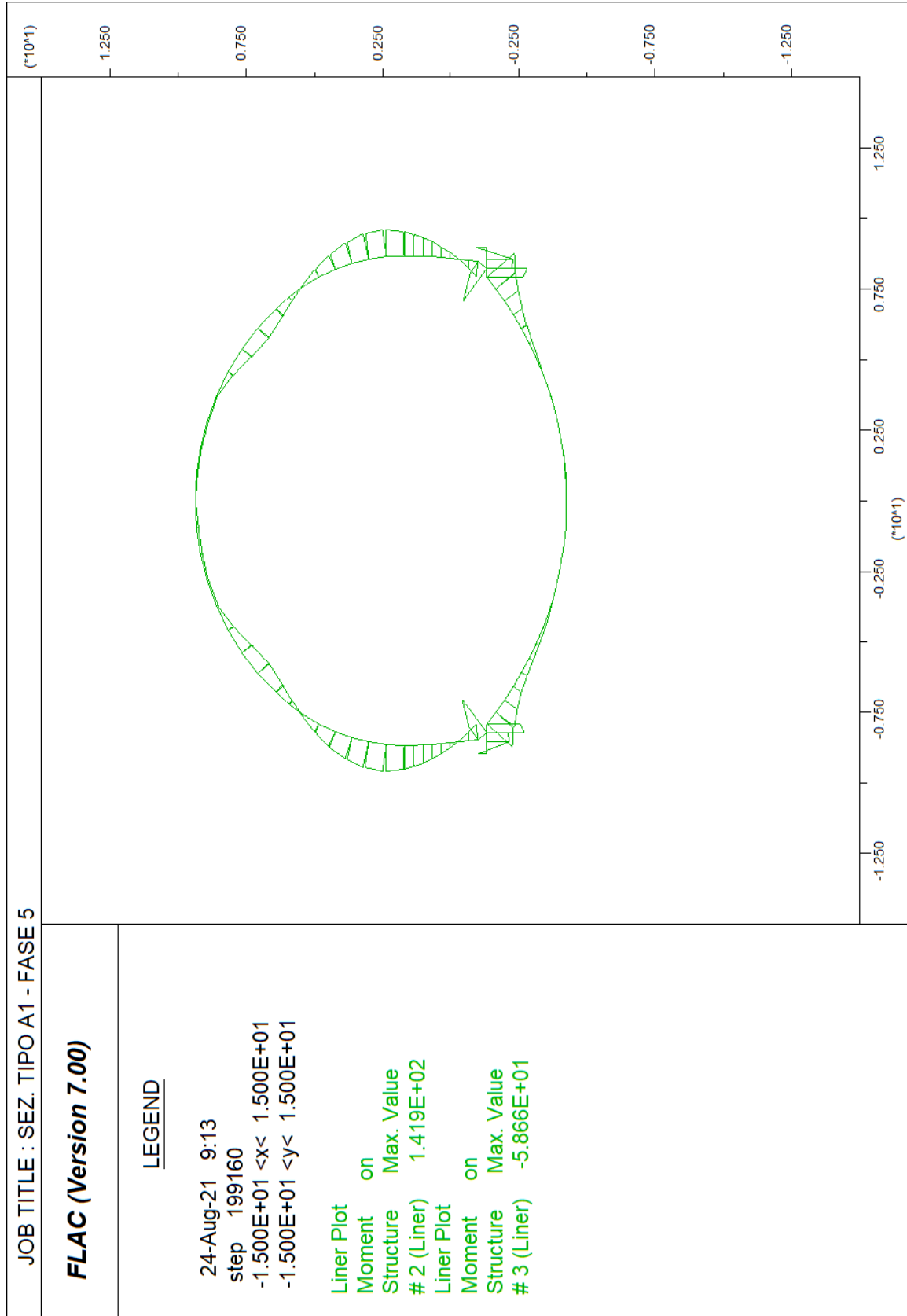


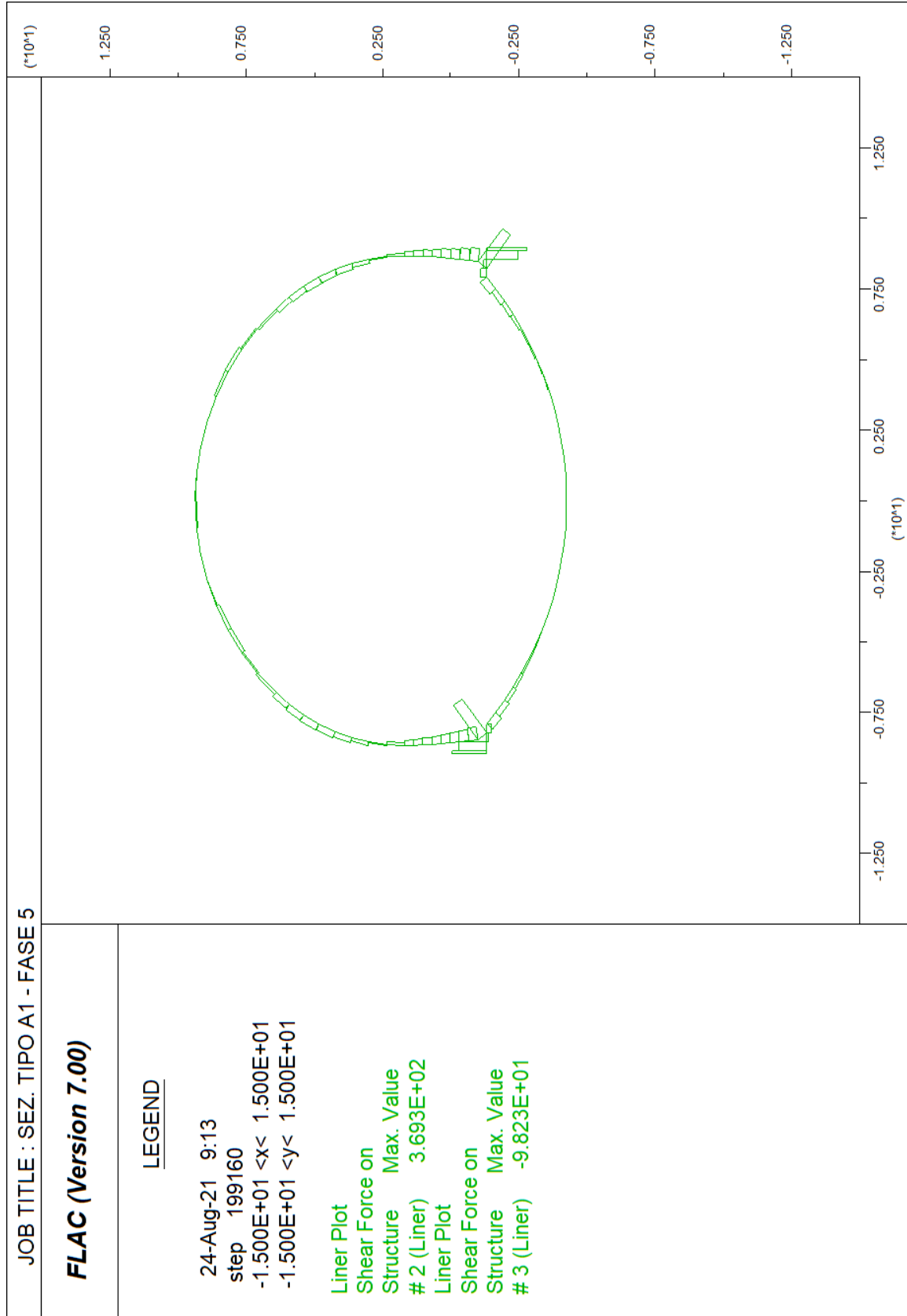


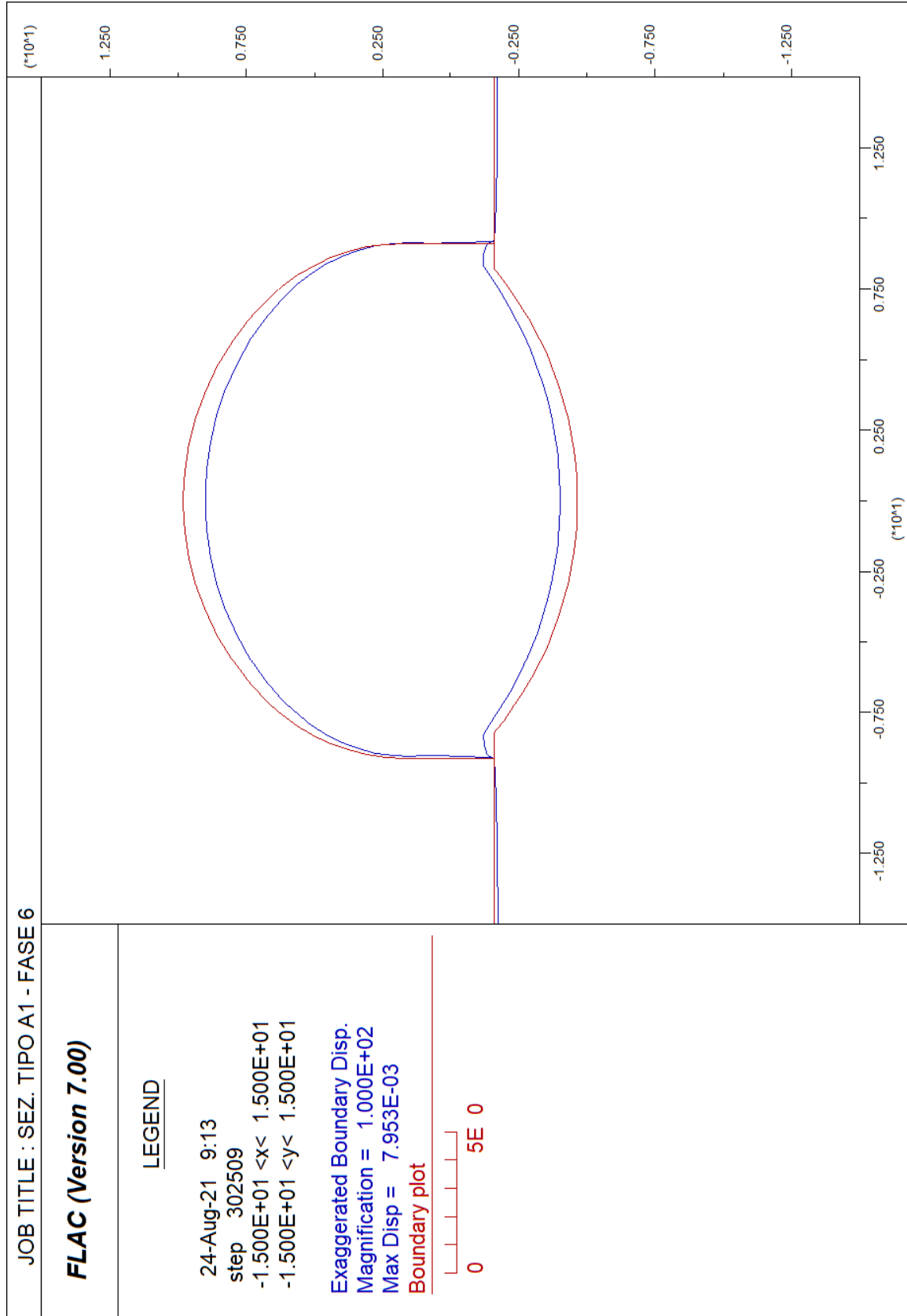


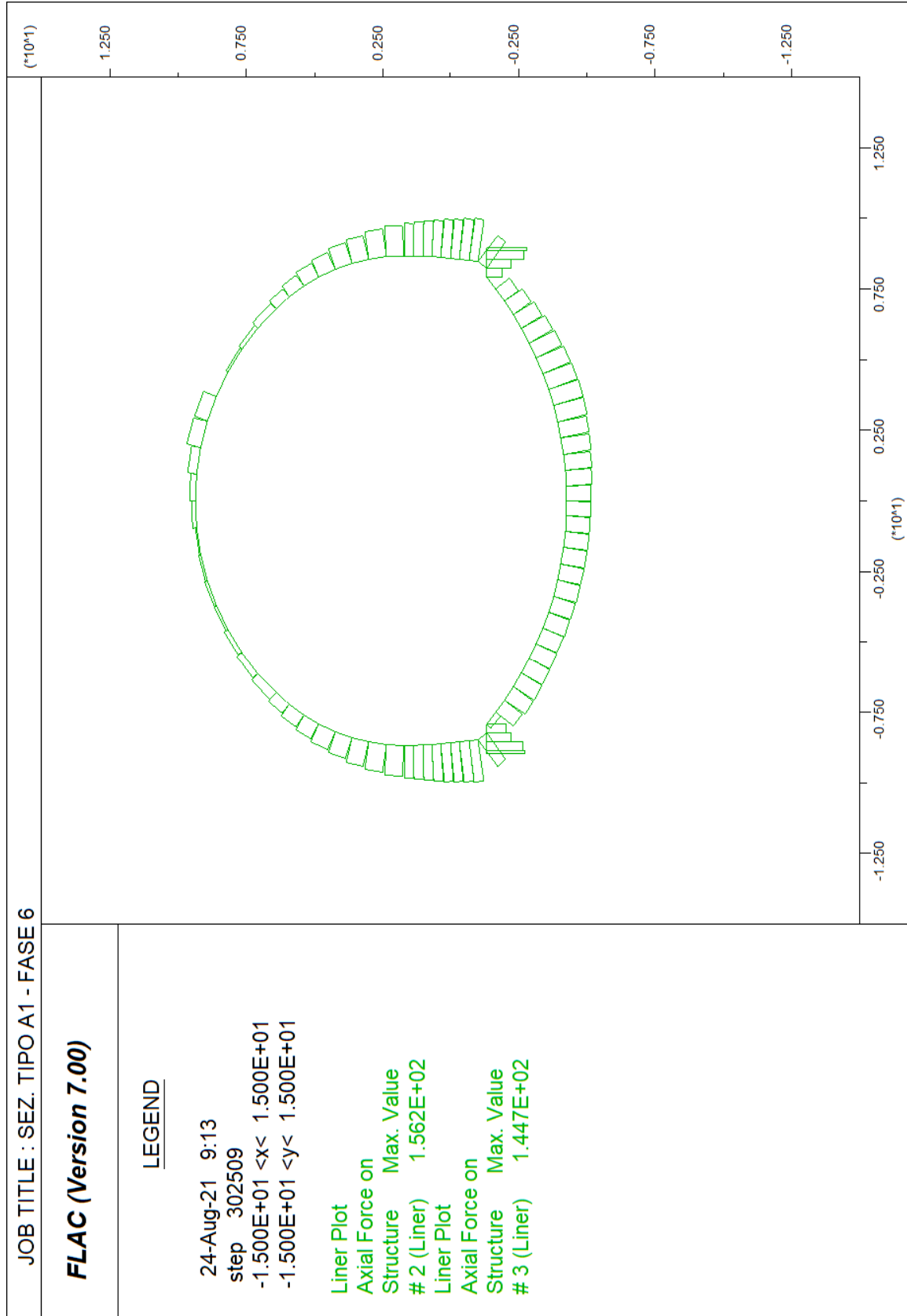


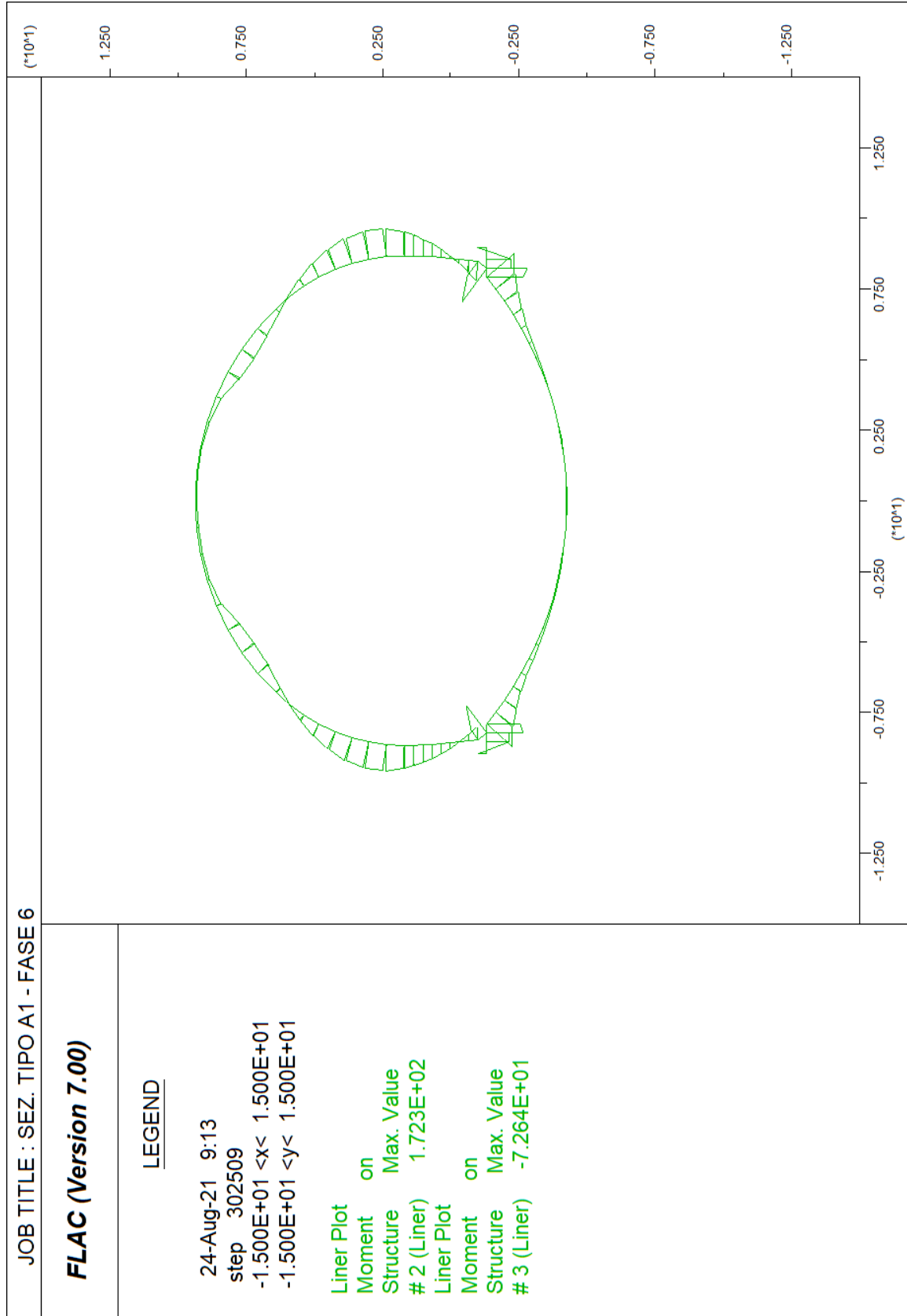


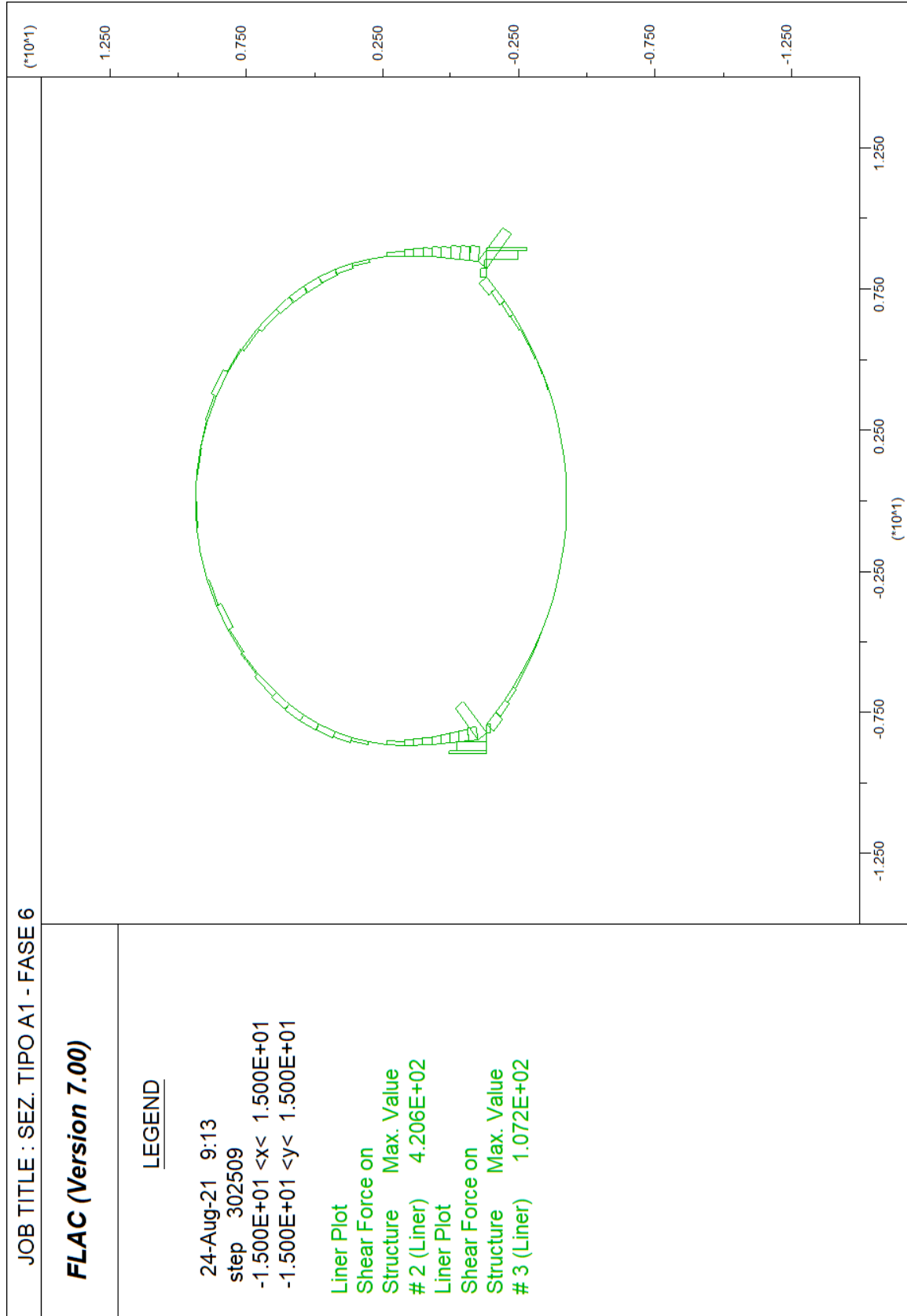






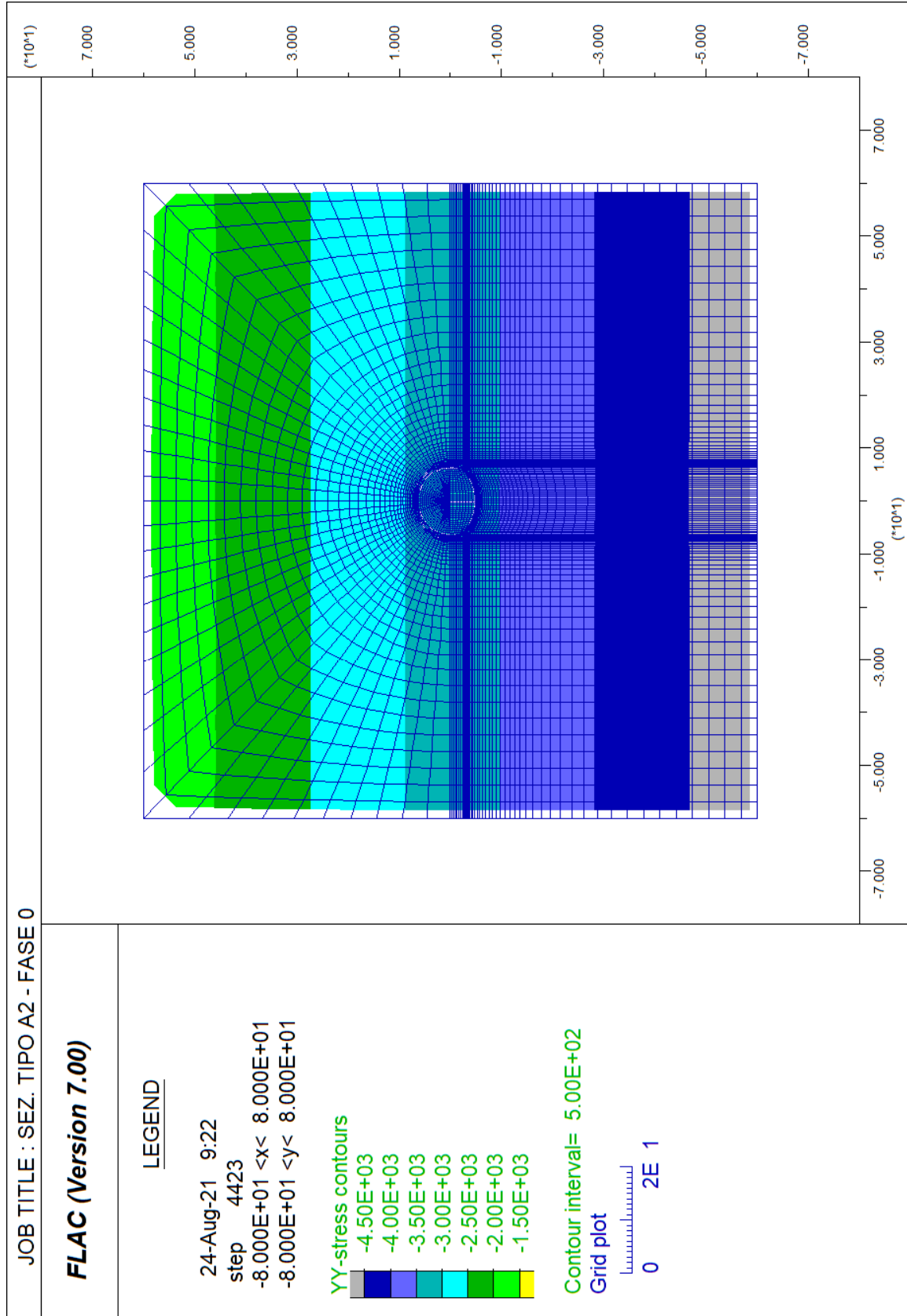


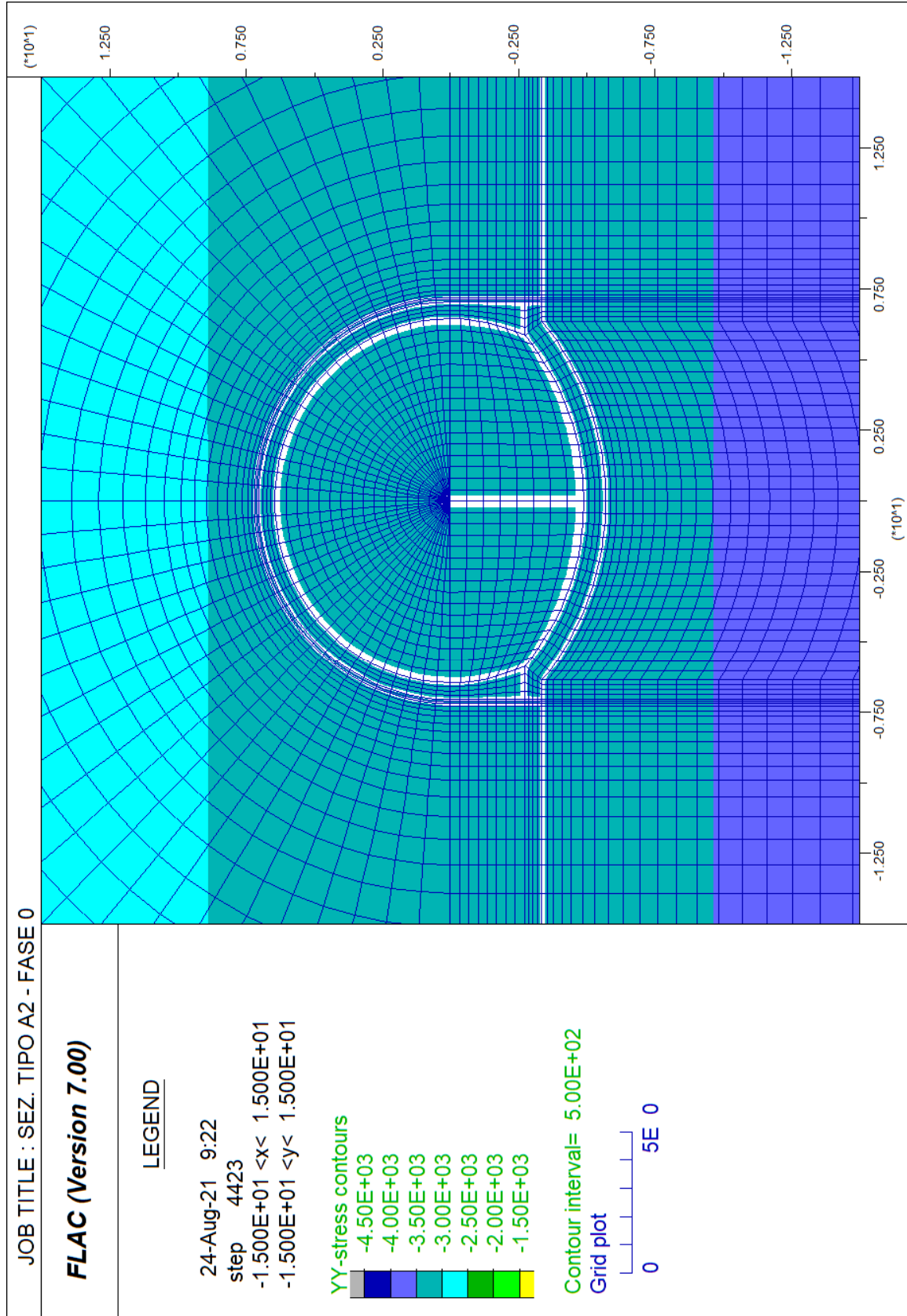


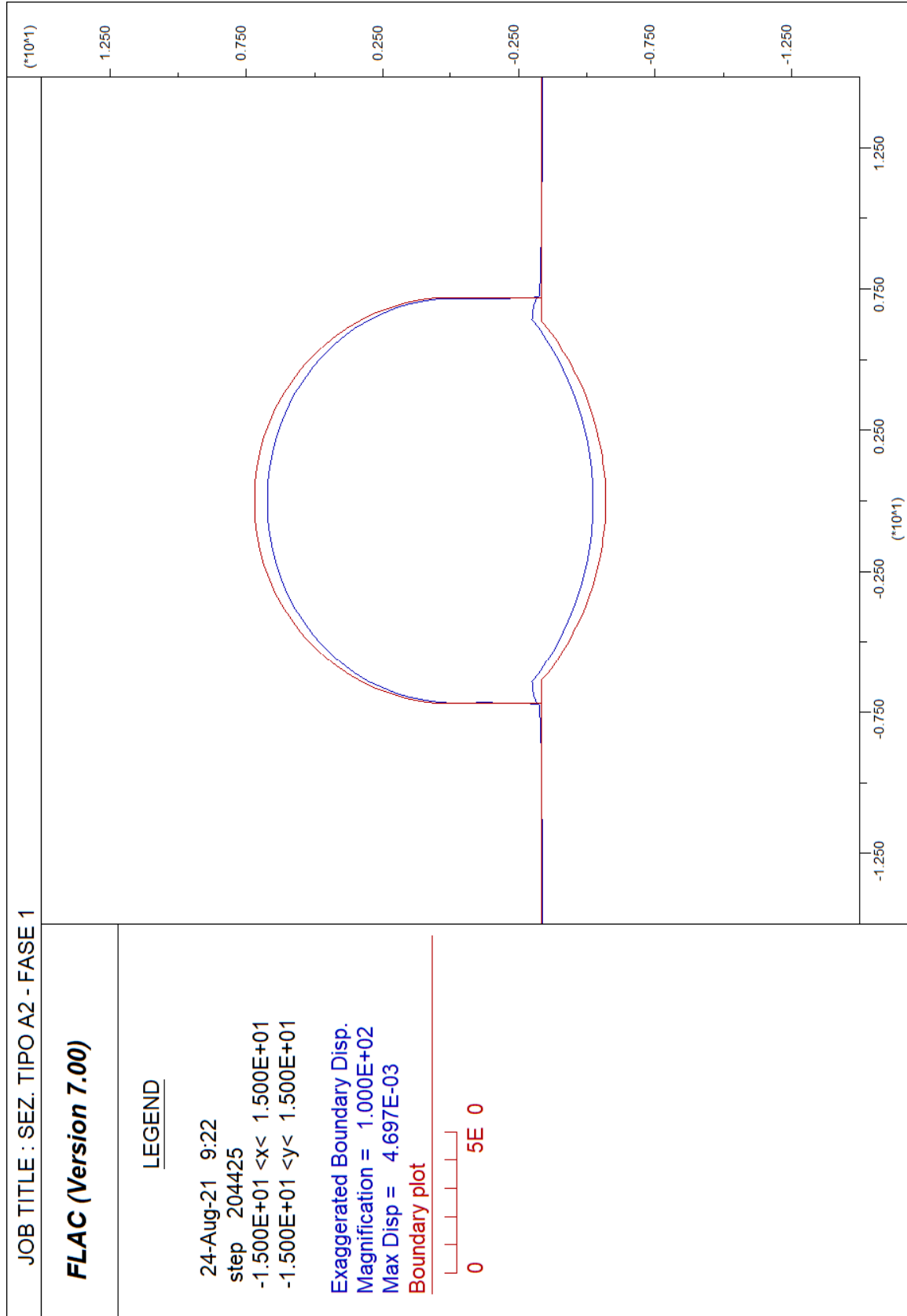


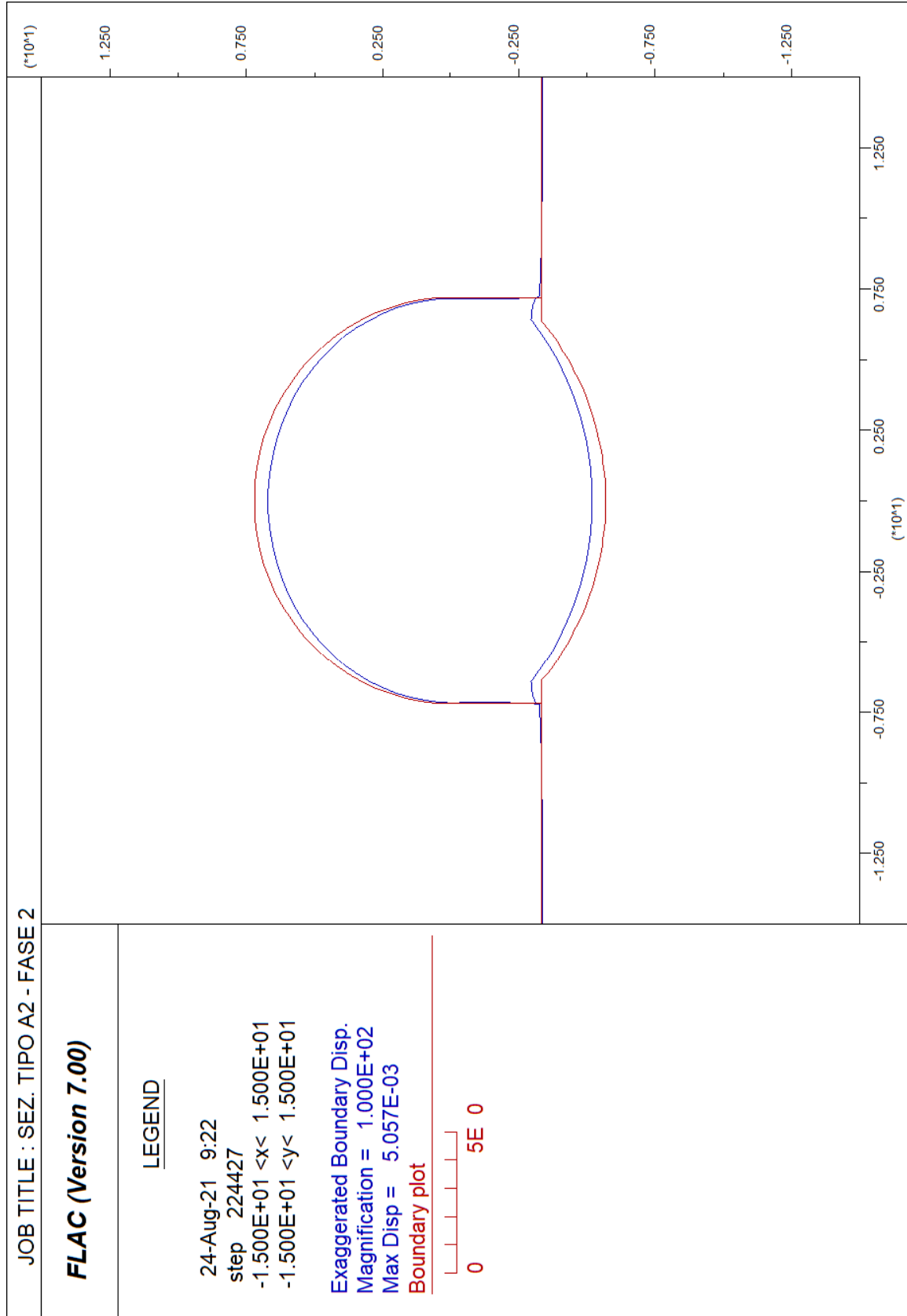
ALLEGATO N. 5.A2.1

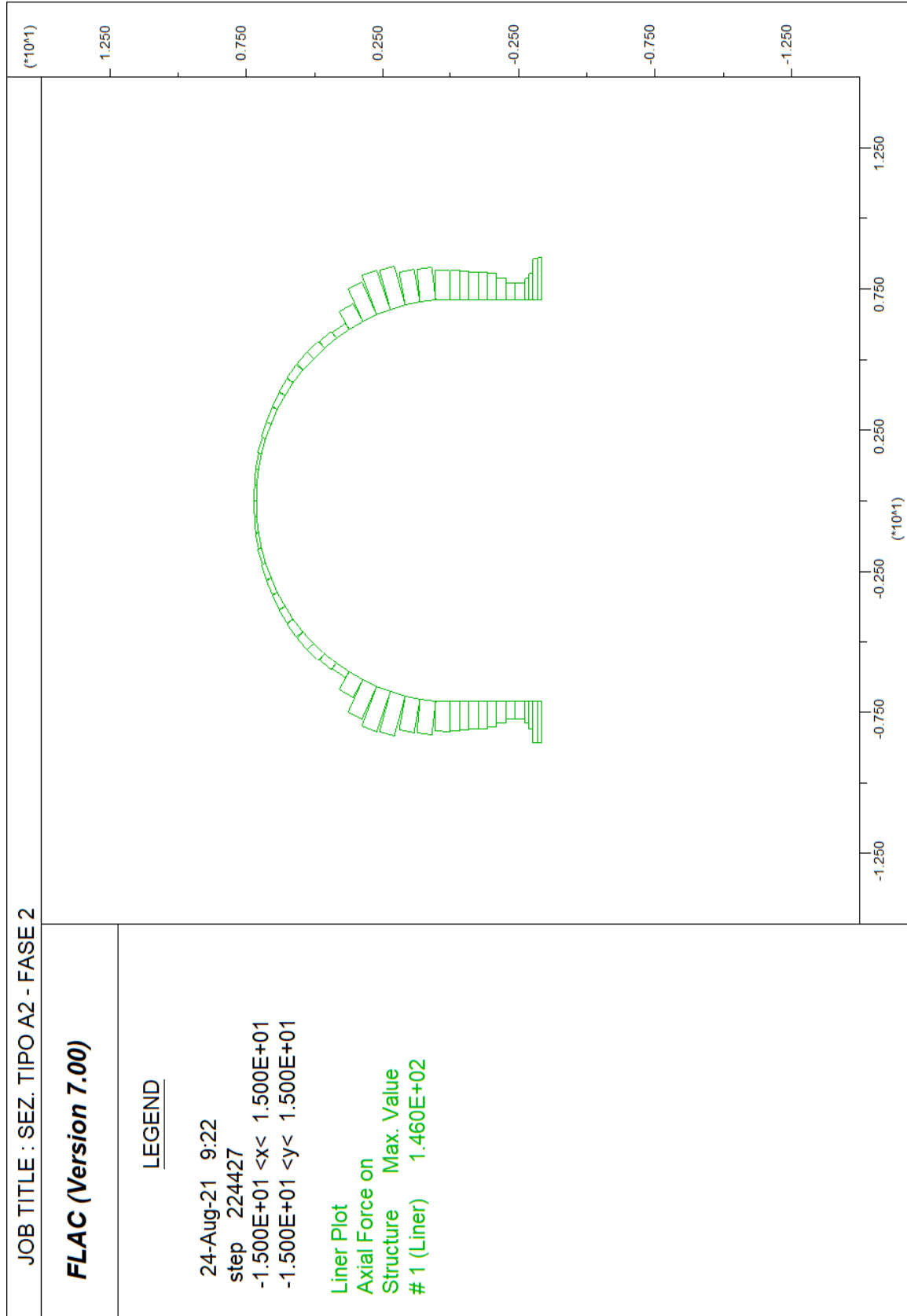
**ANALISI F.D.M. (FLAC)
SEZIONE TIPO A2**

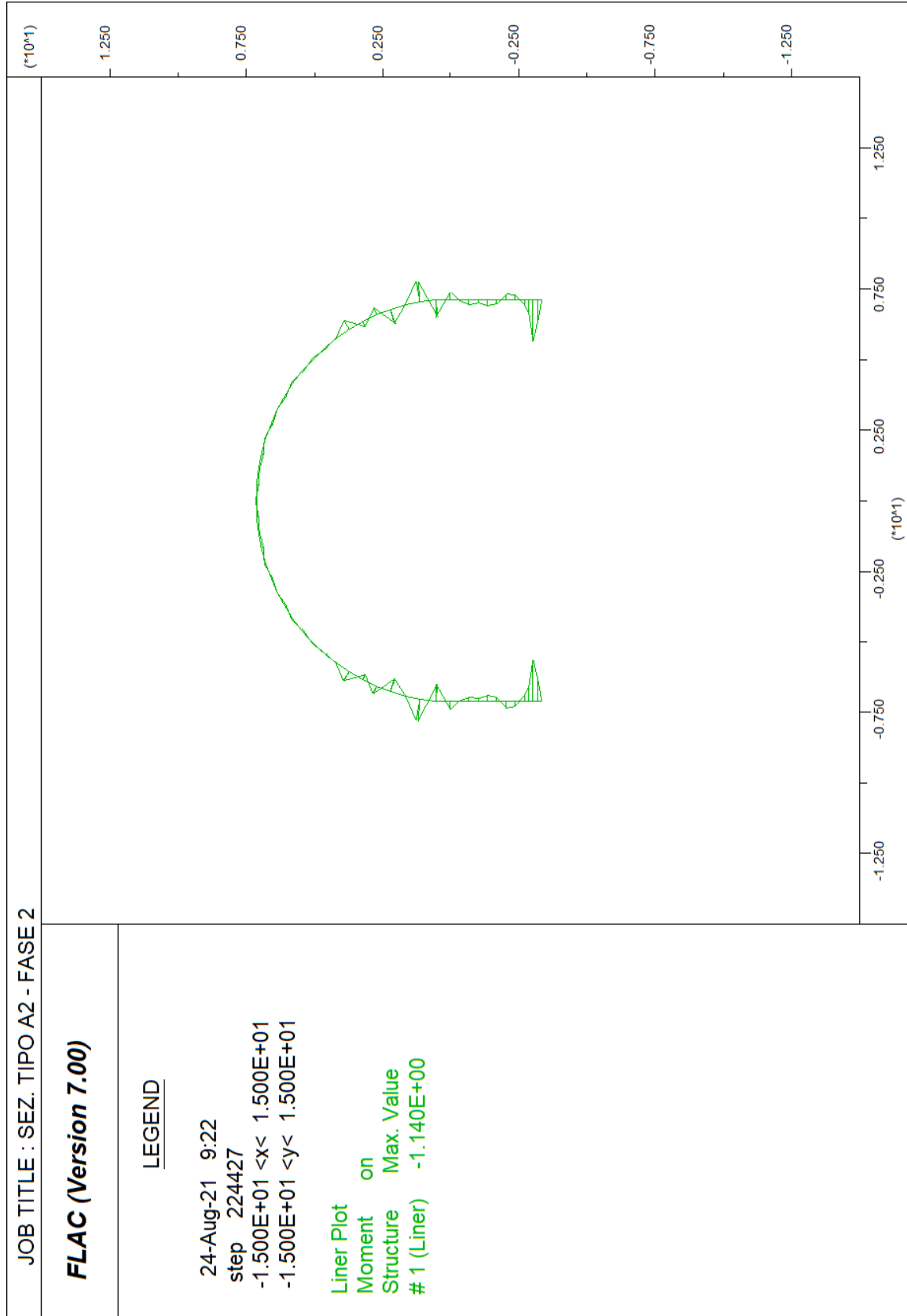


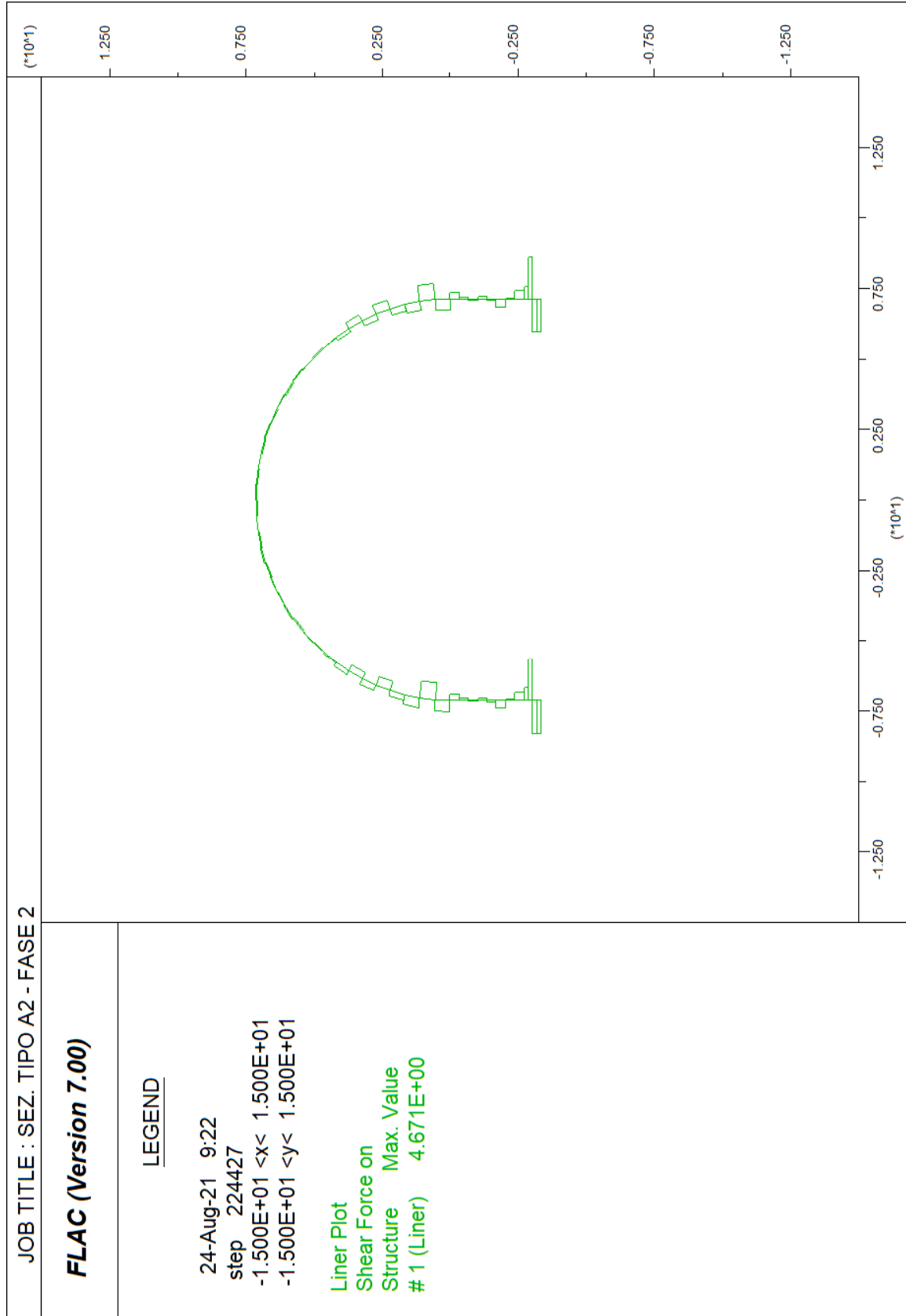


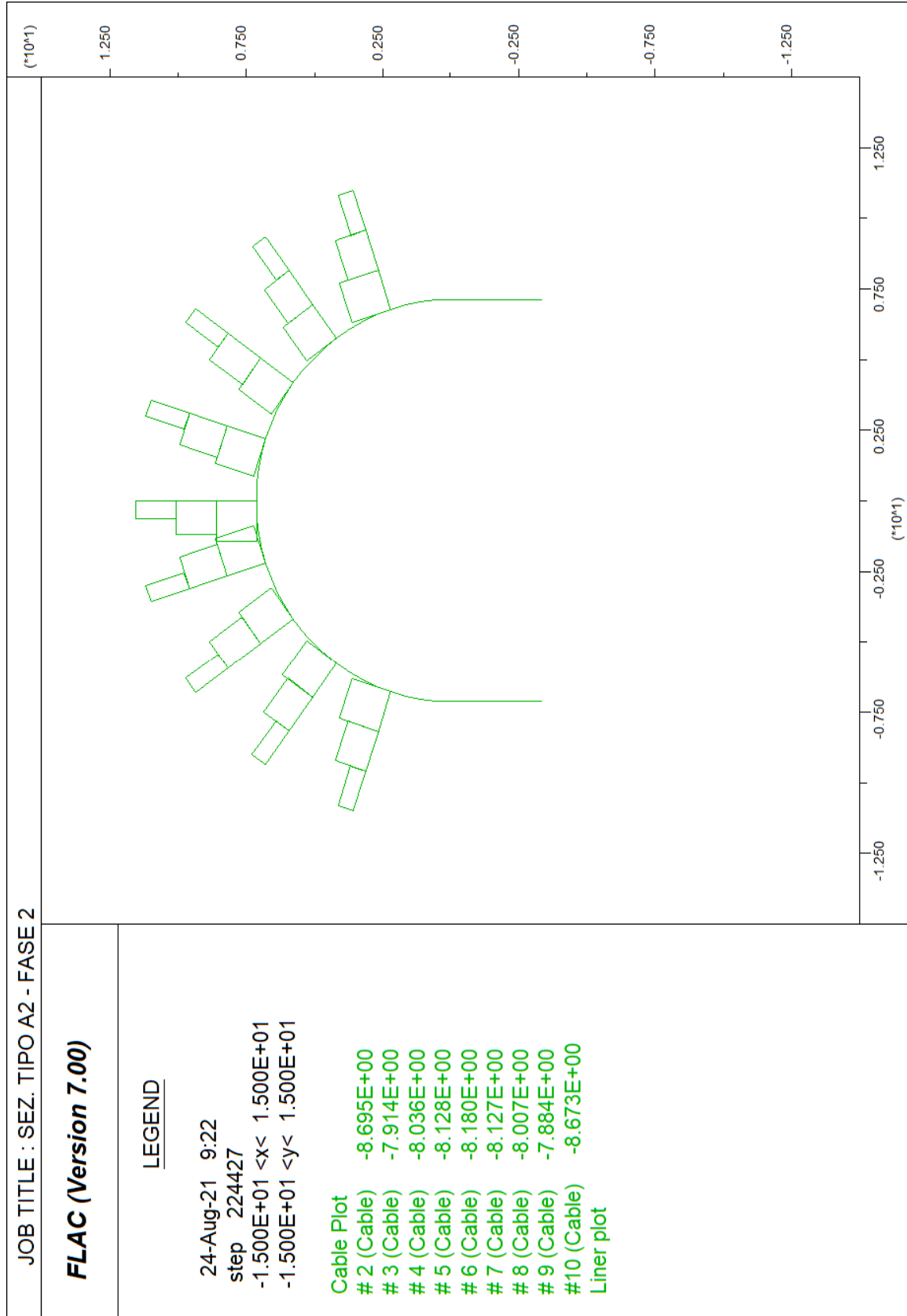


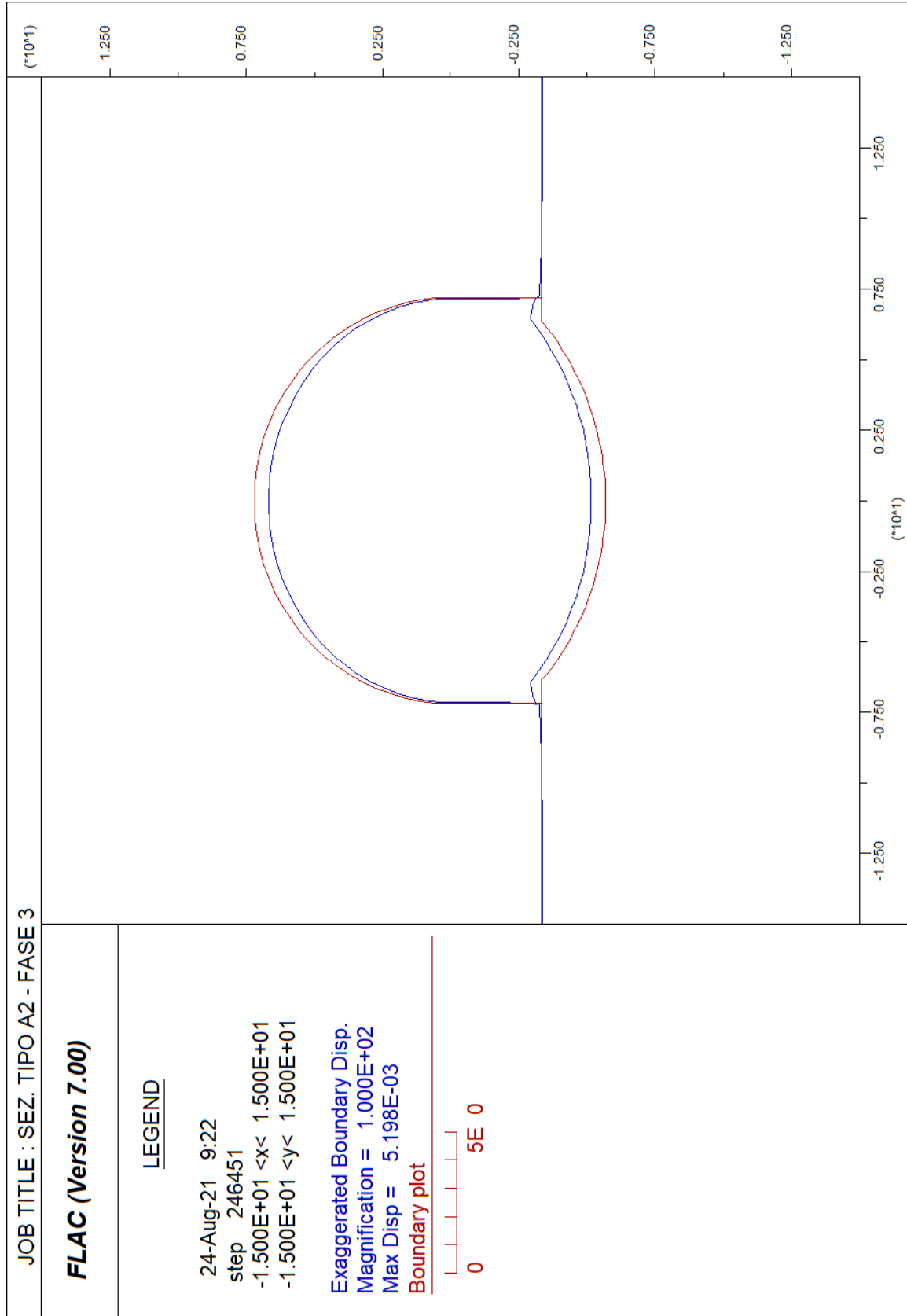


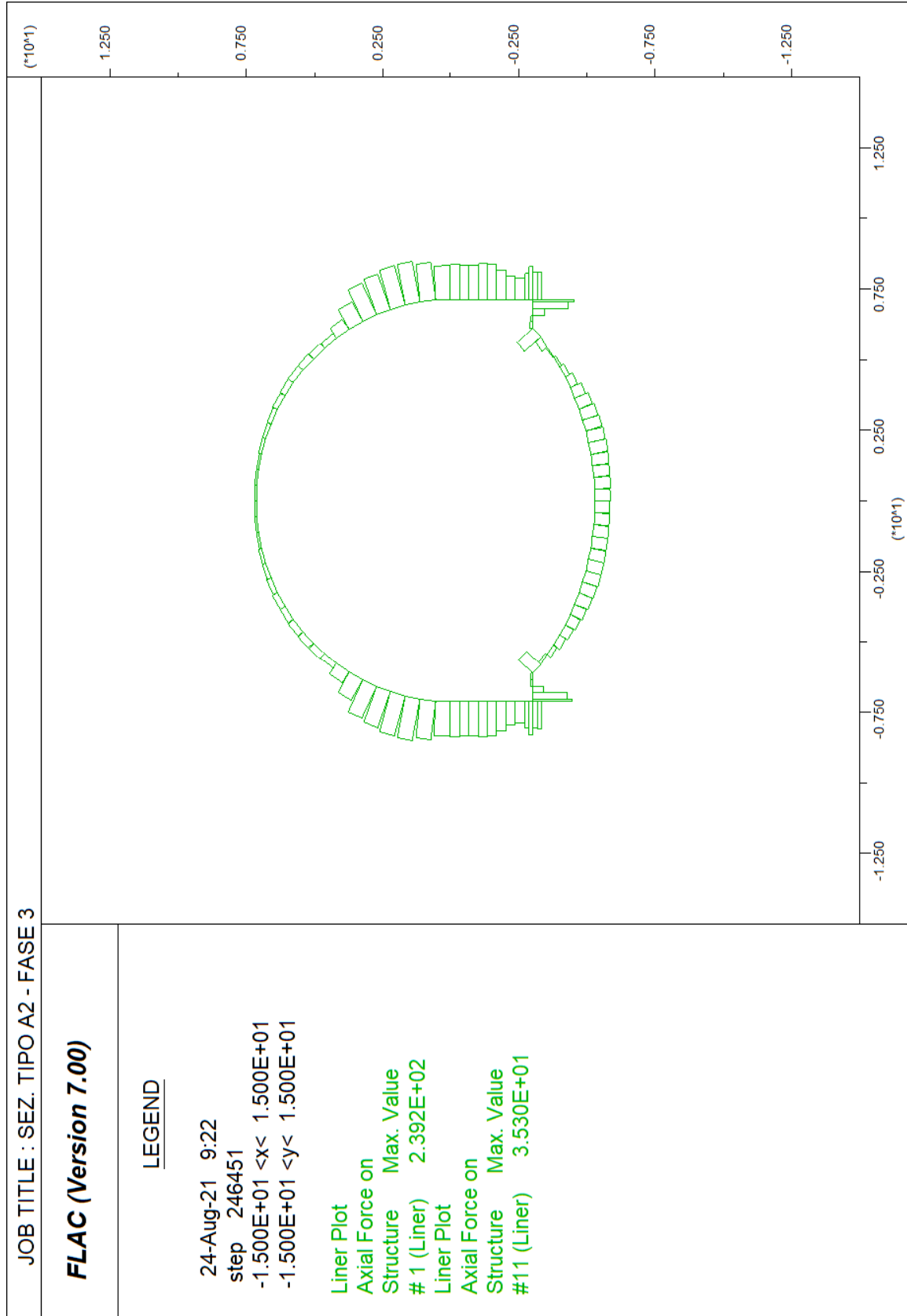


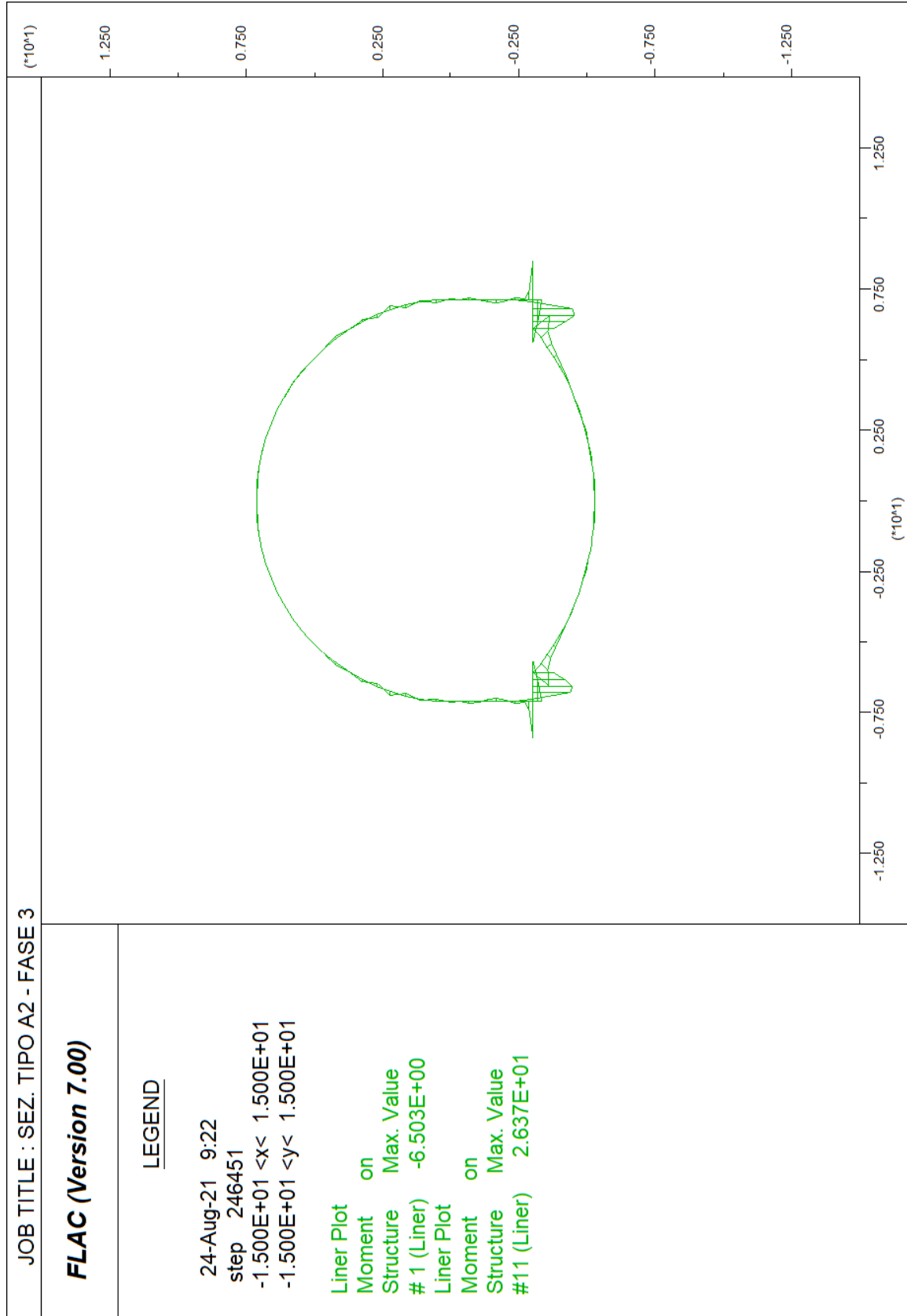


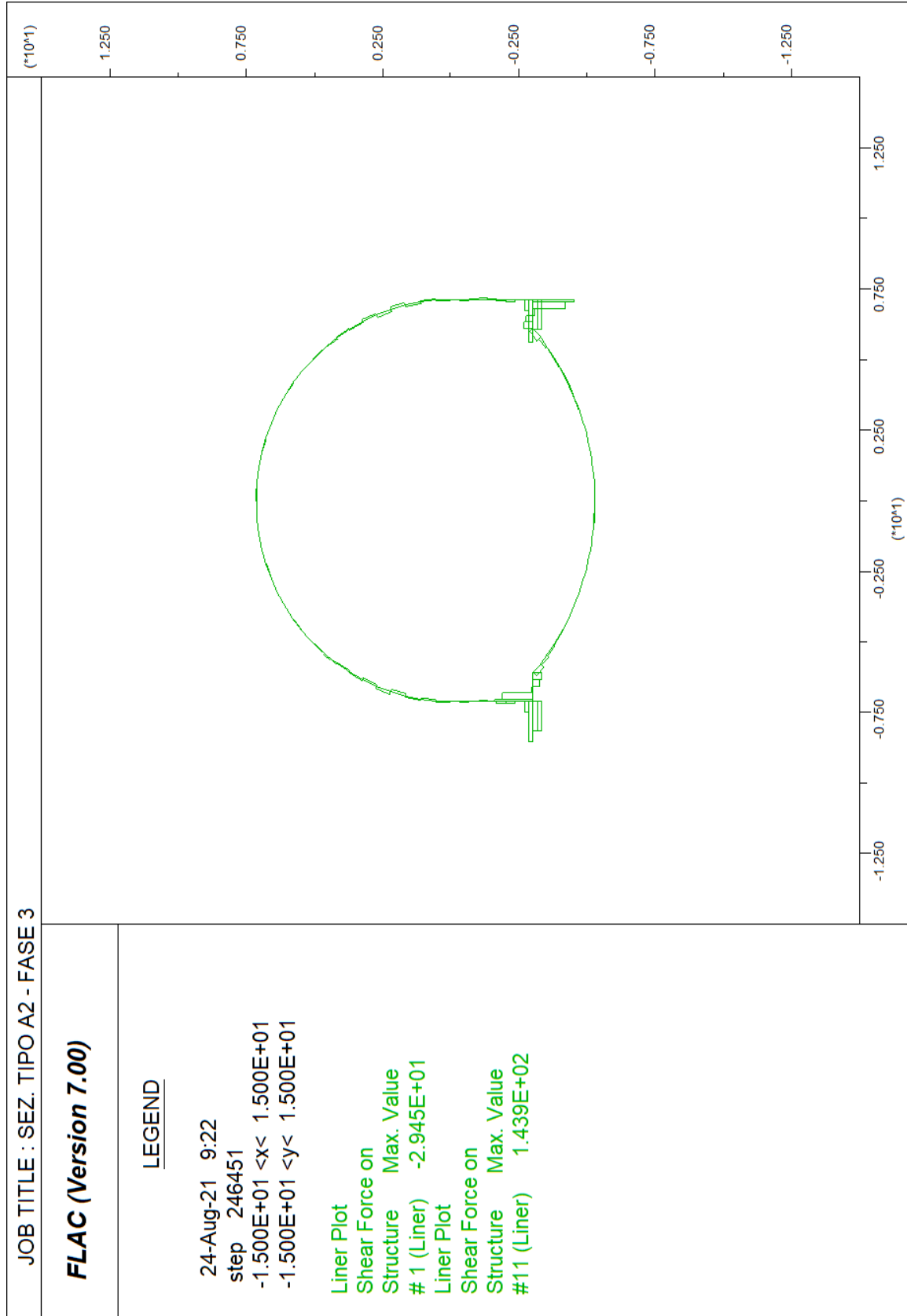


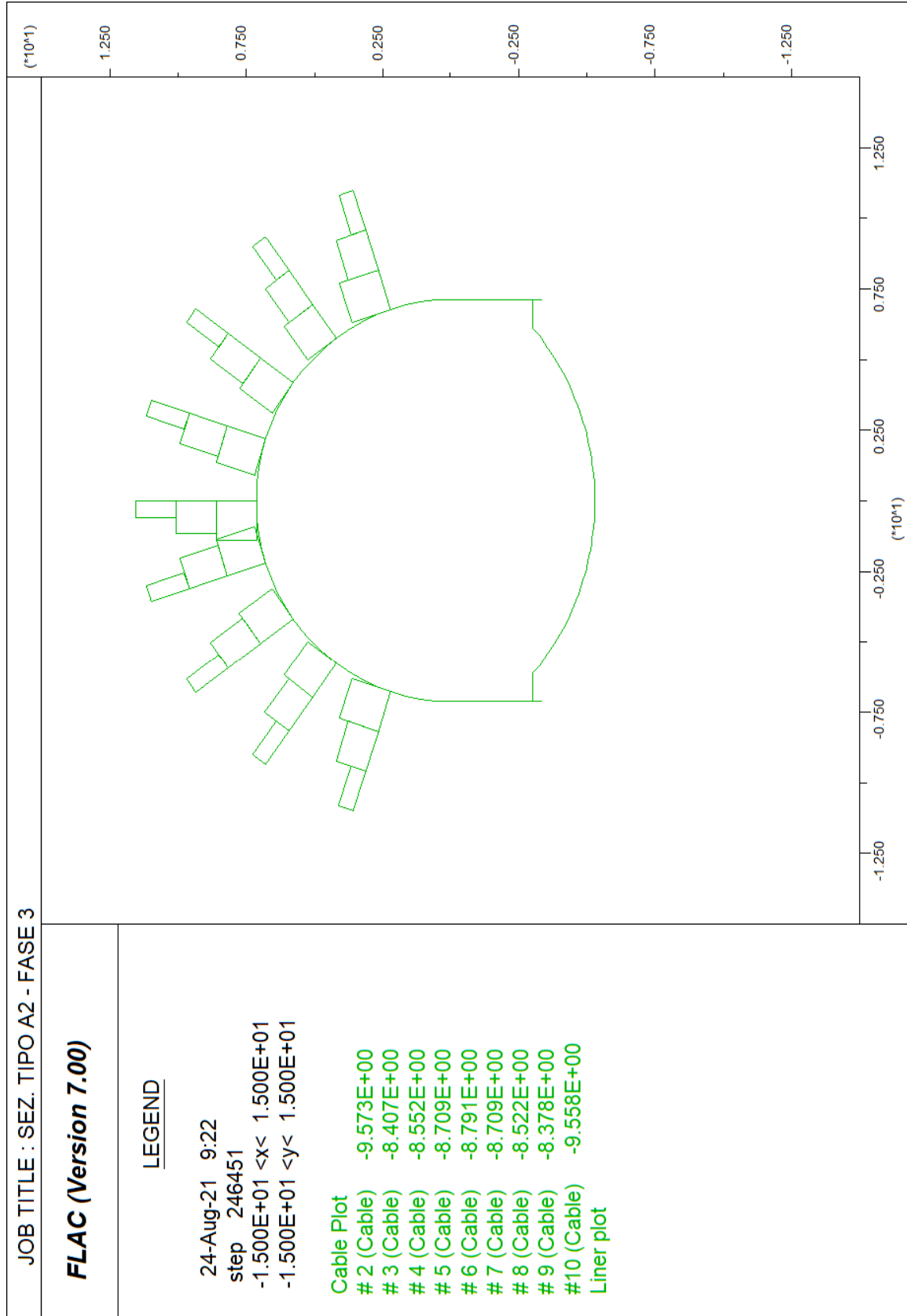


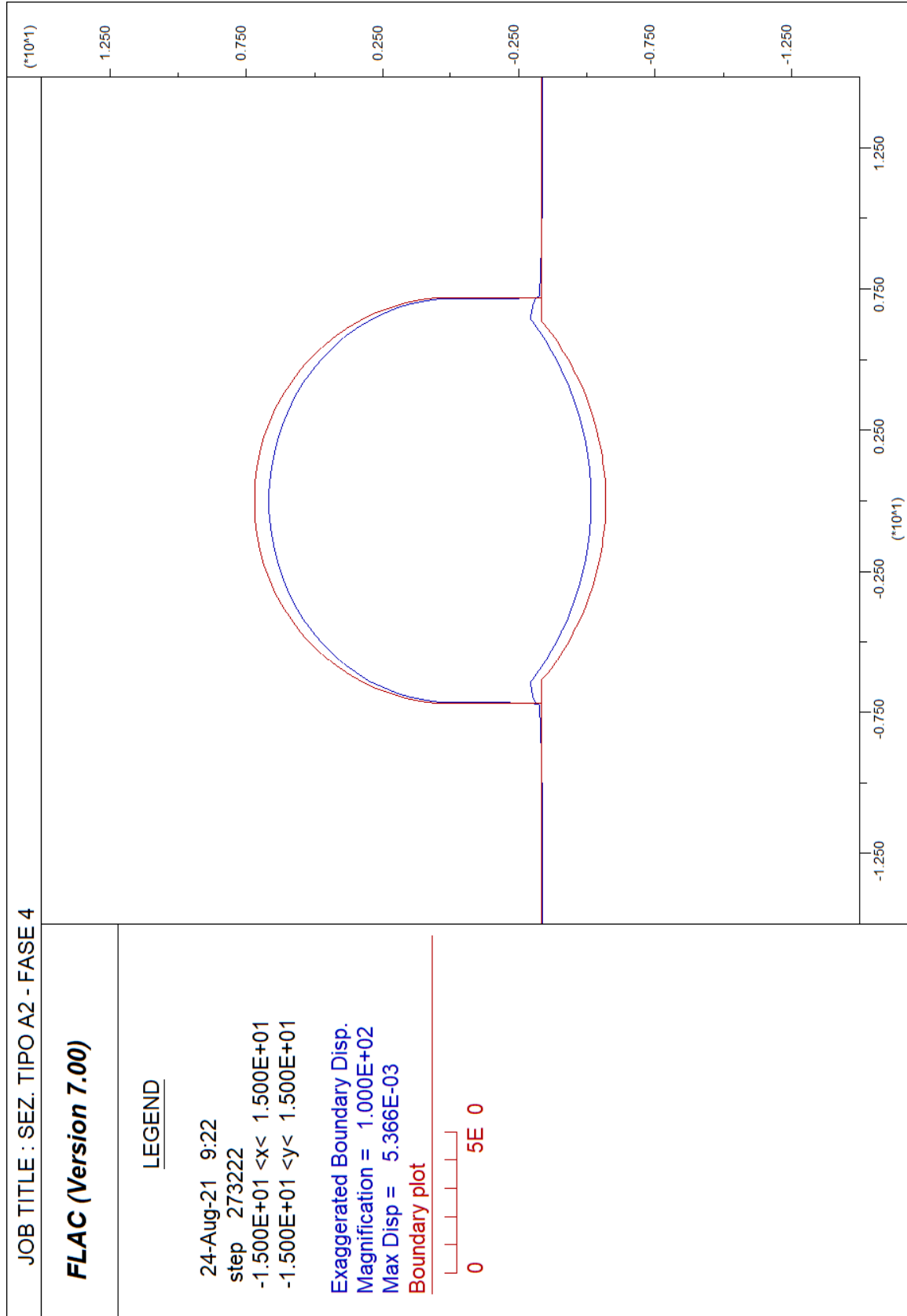


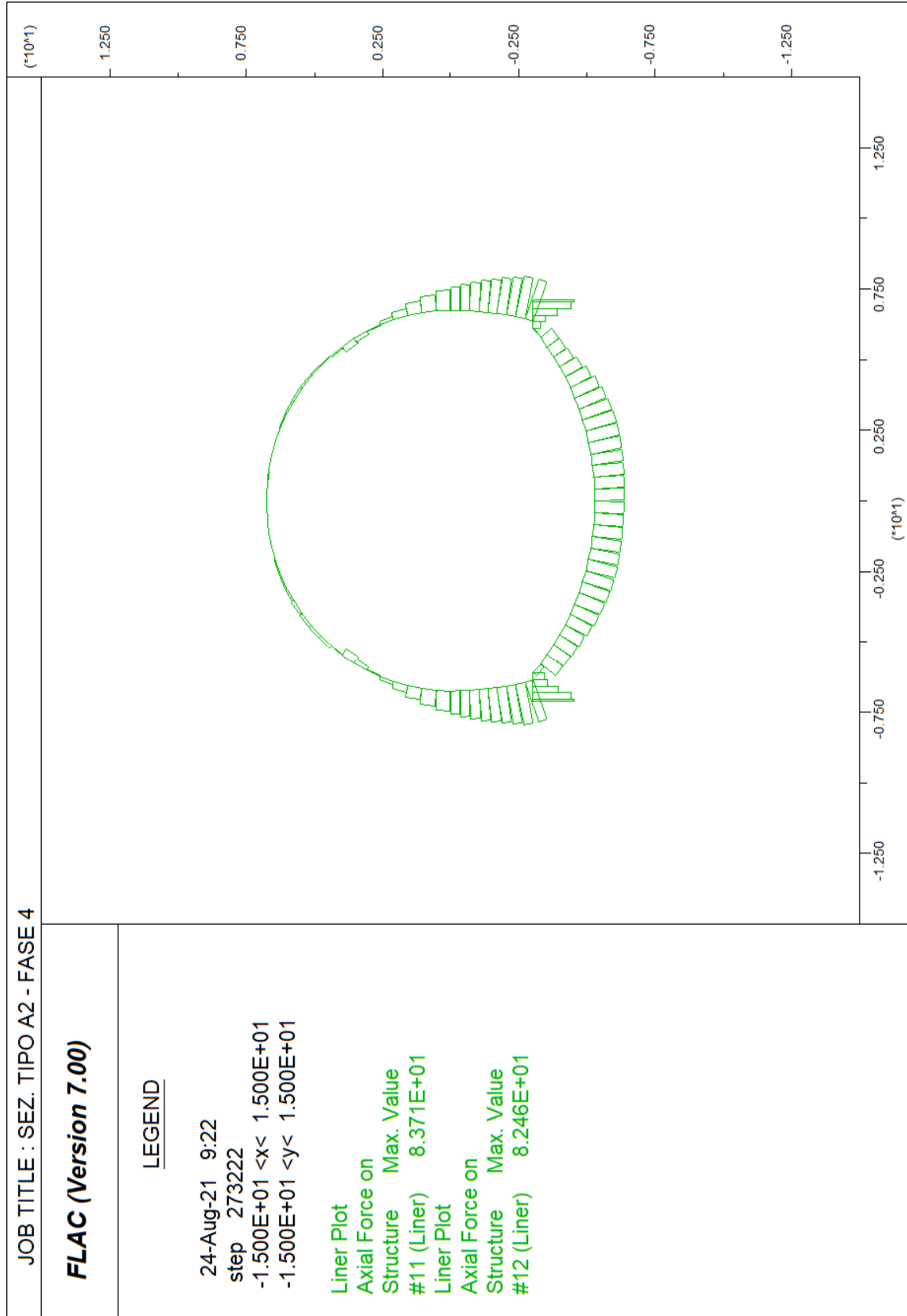


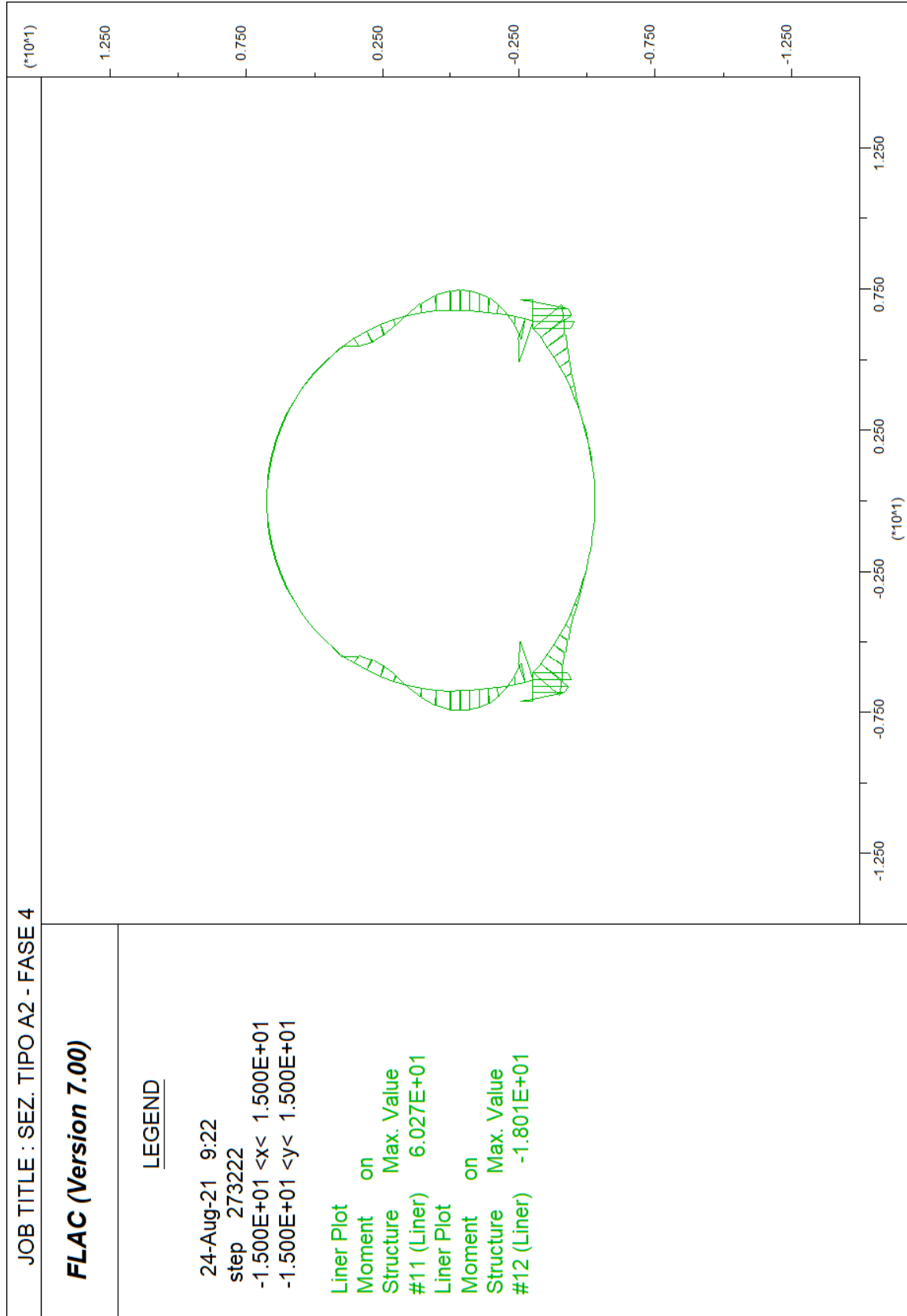


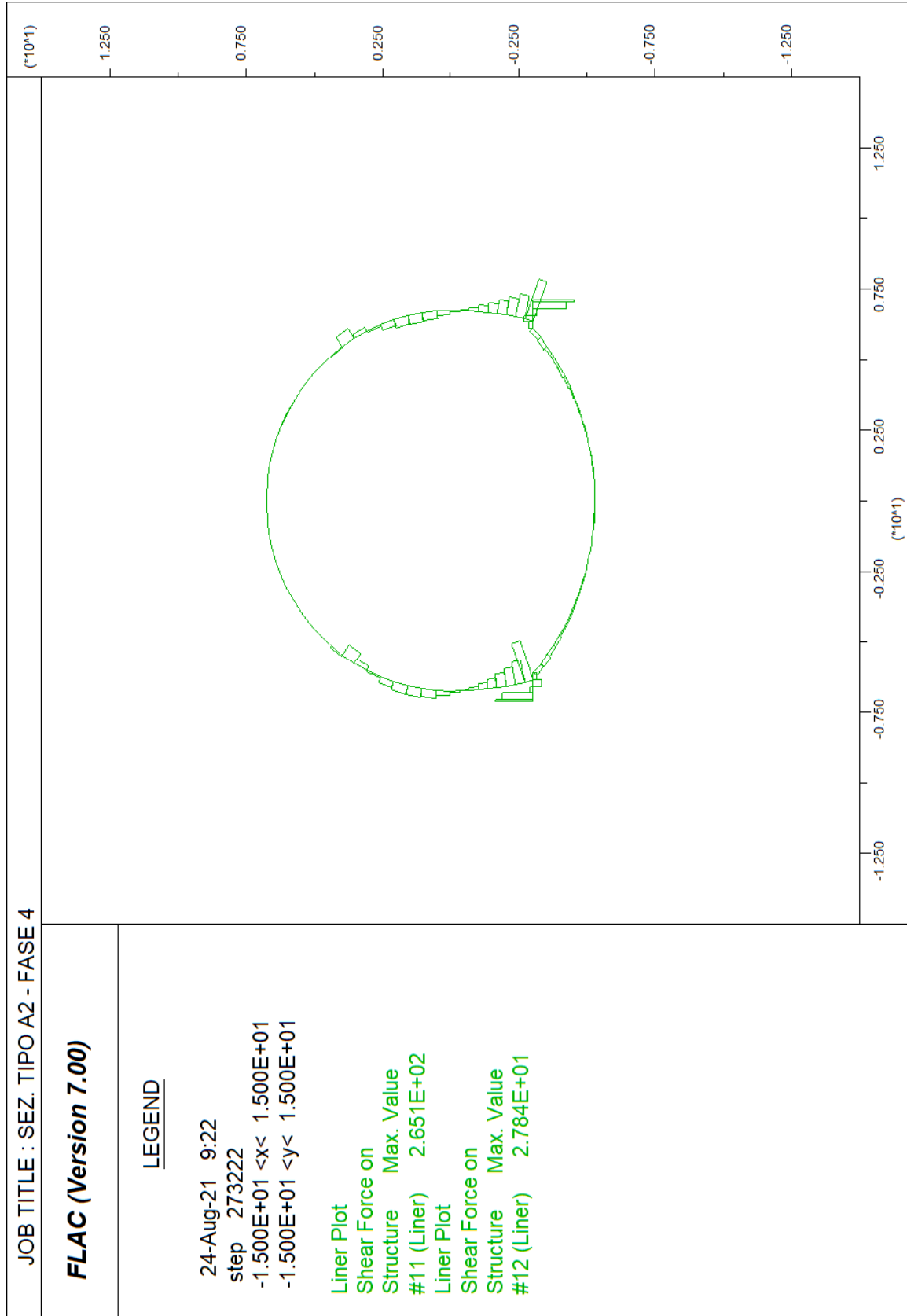


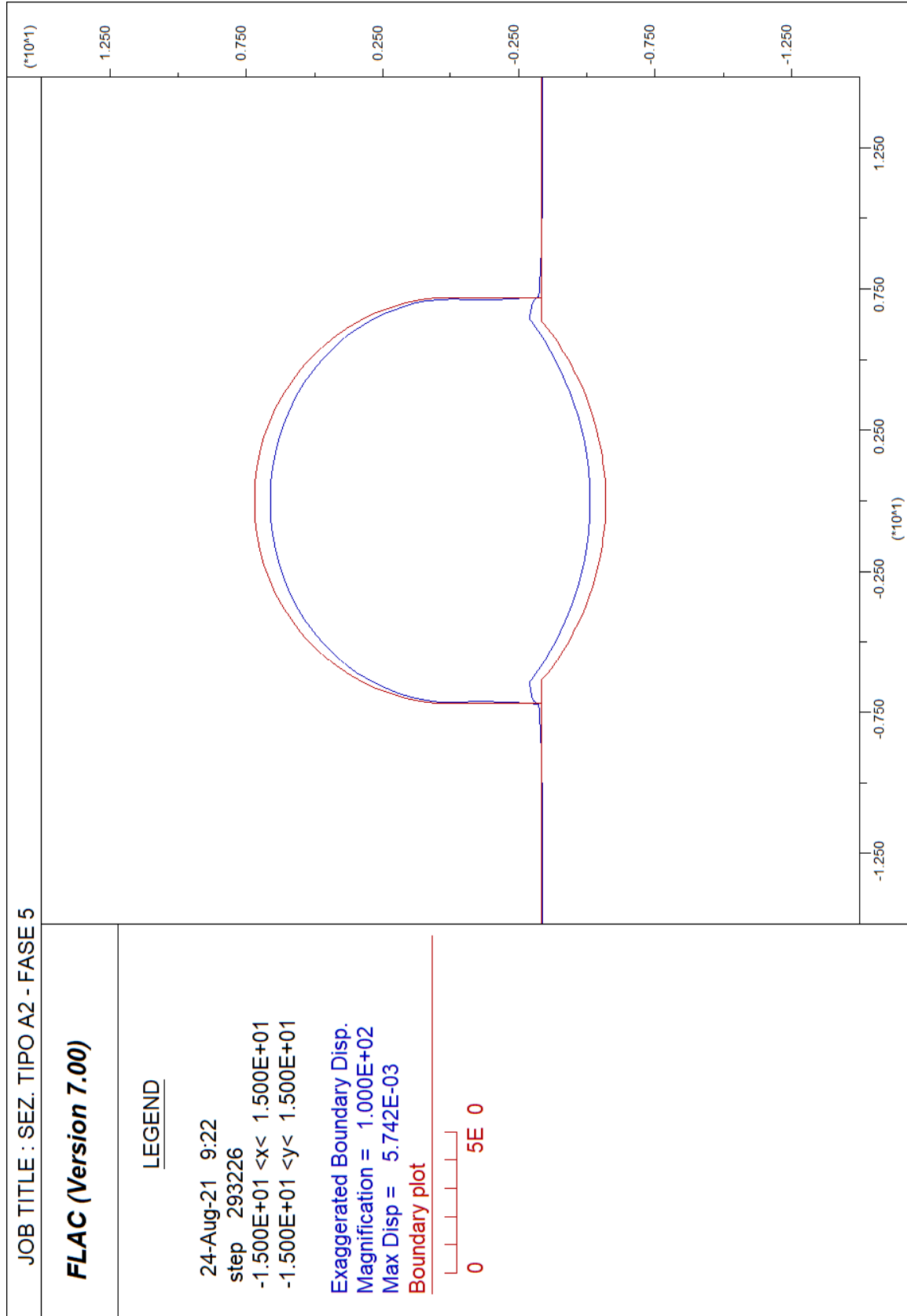


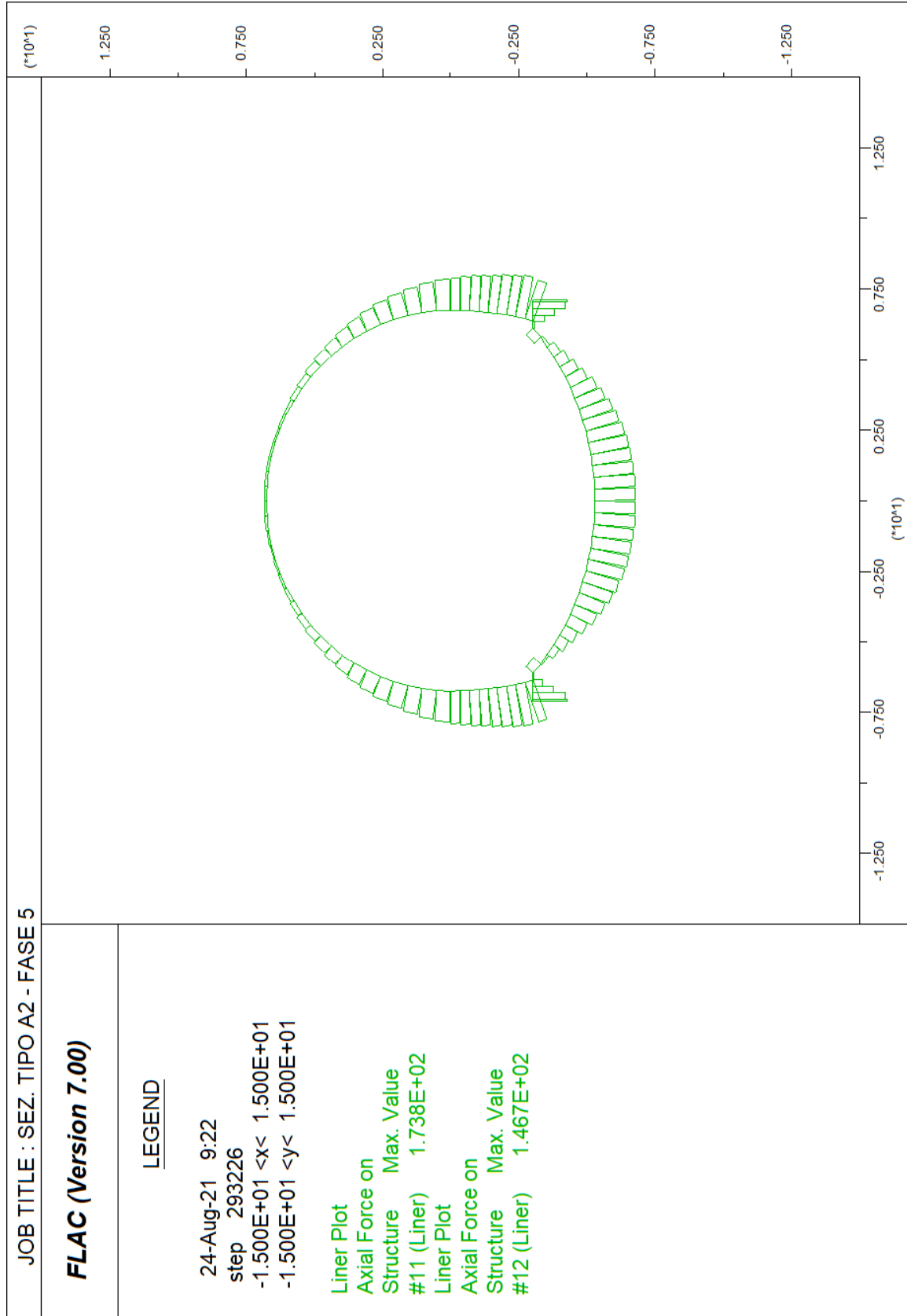


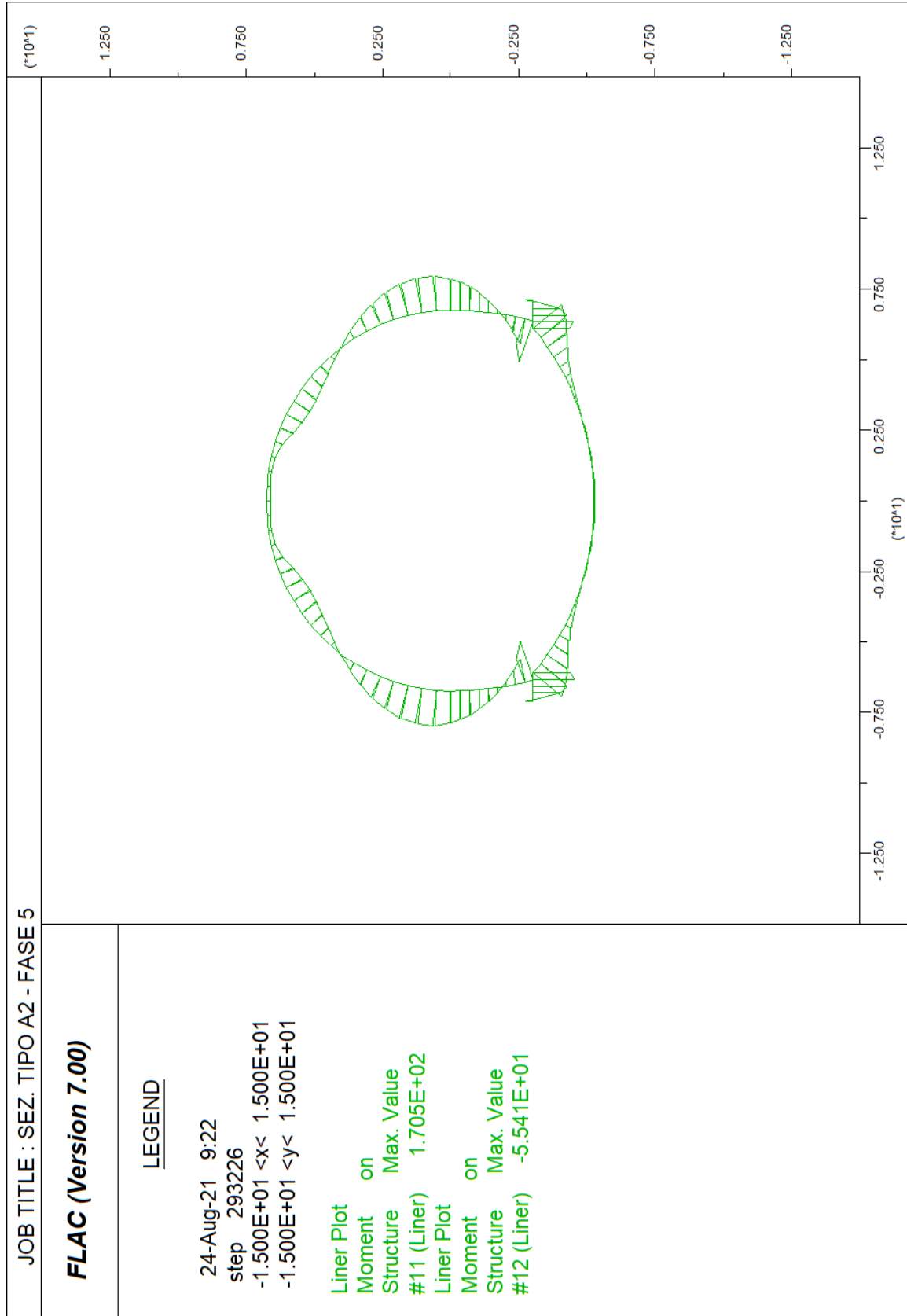


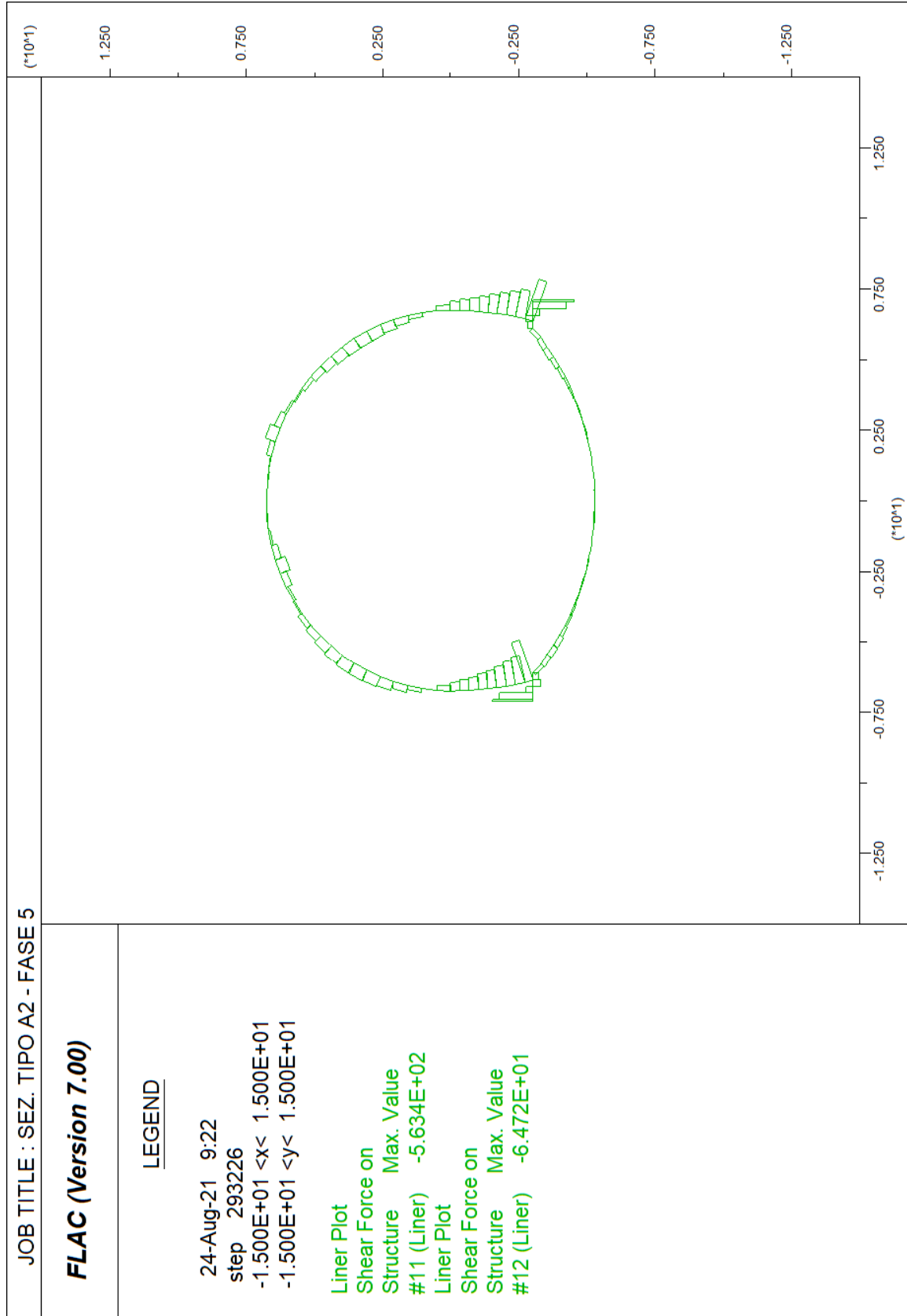


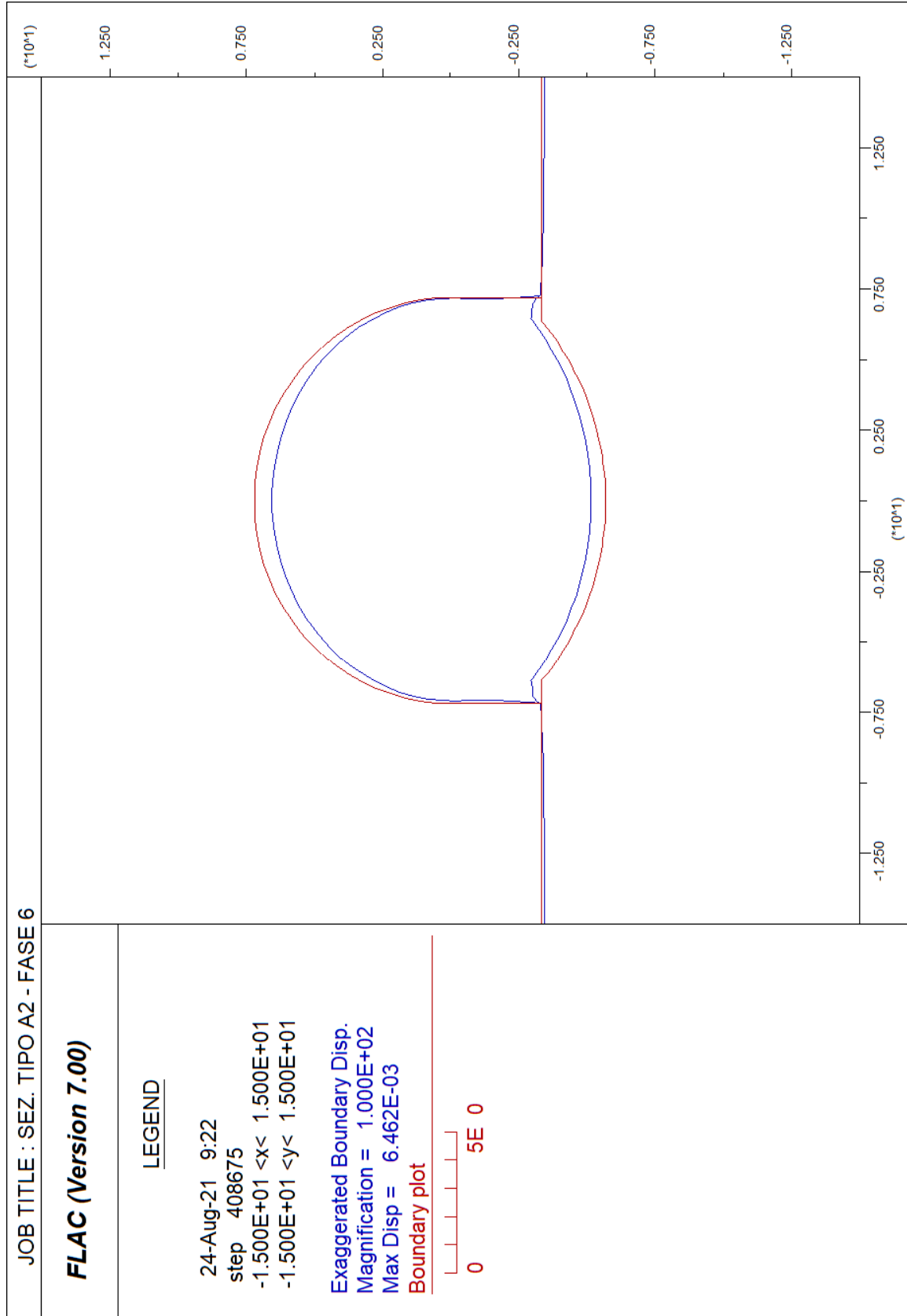


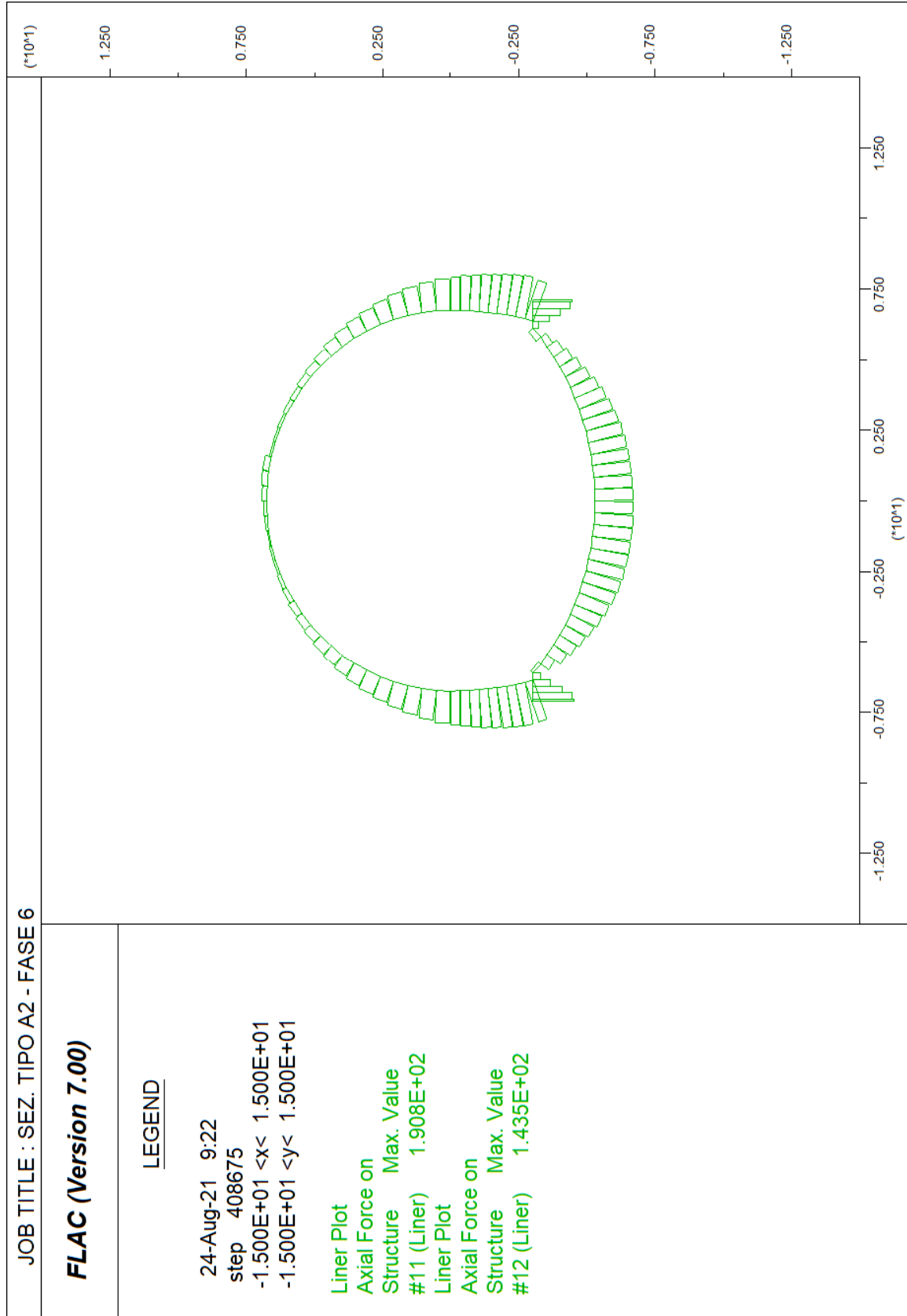


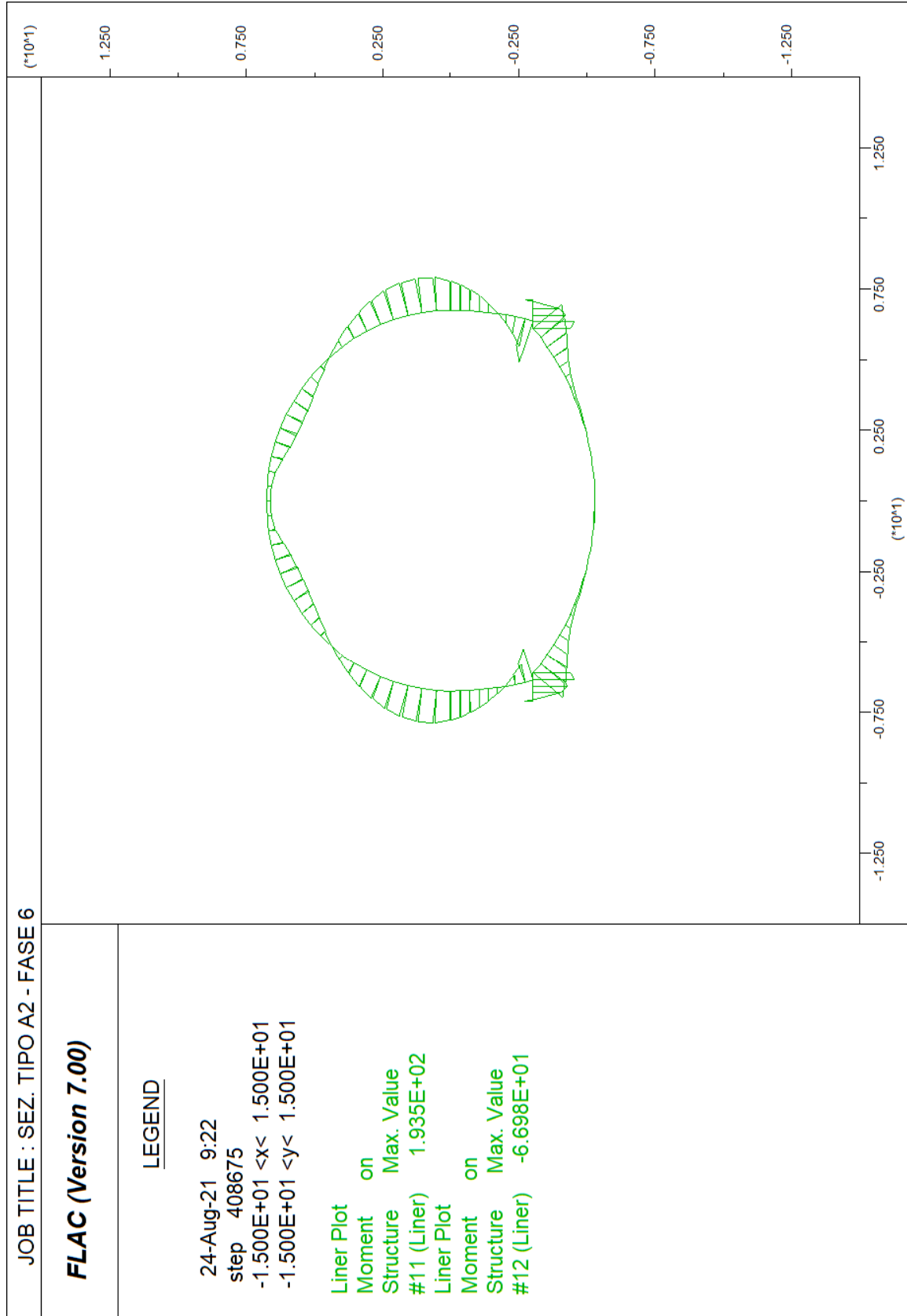


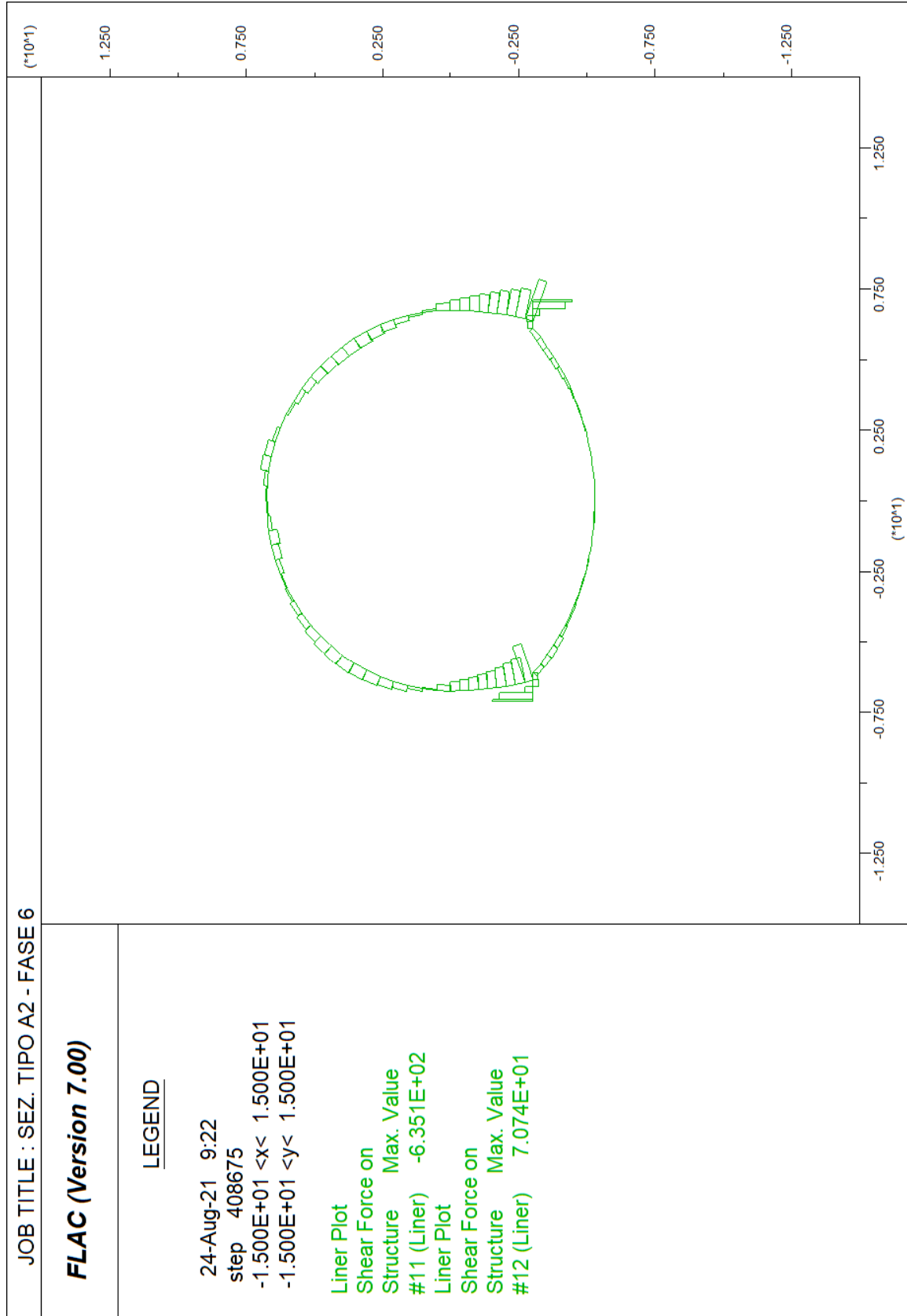






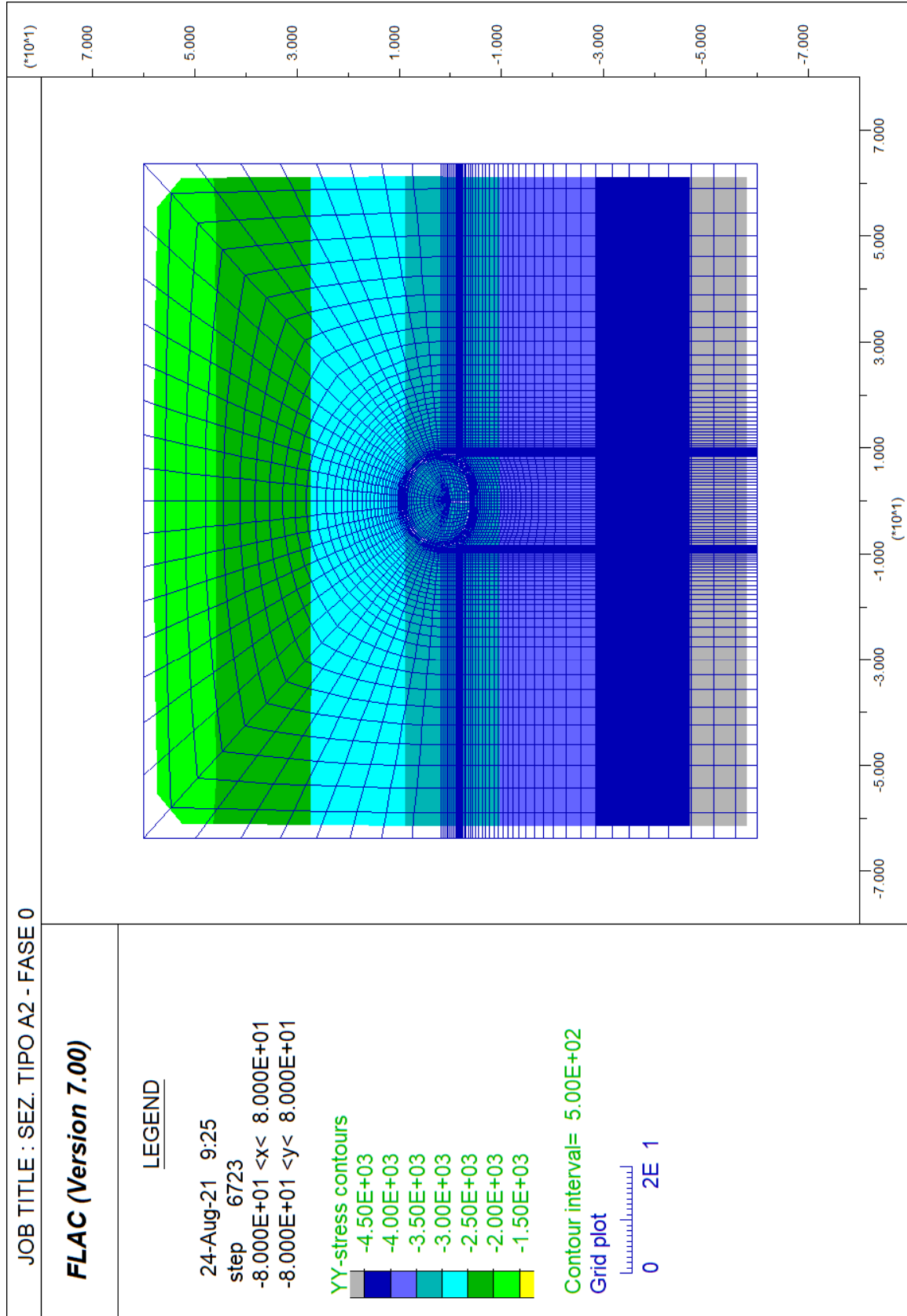


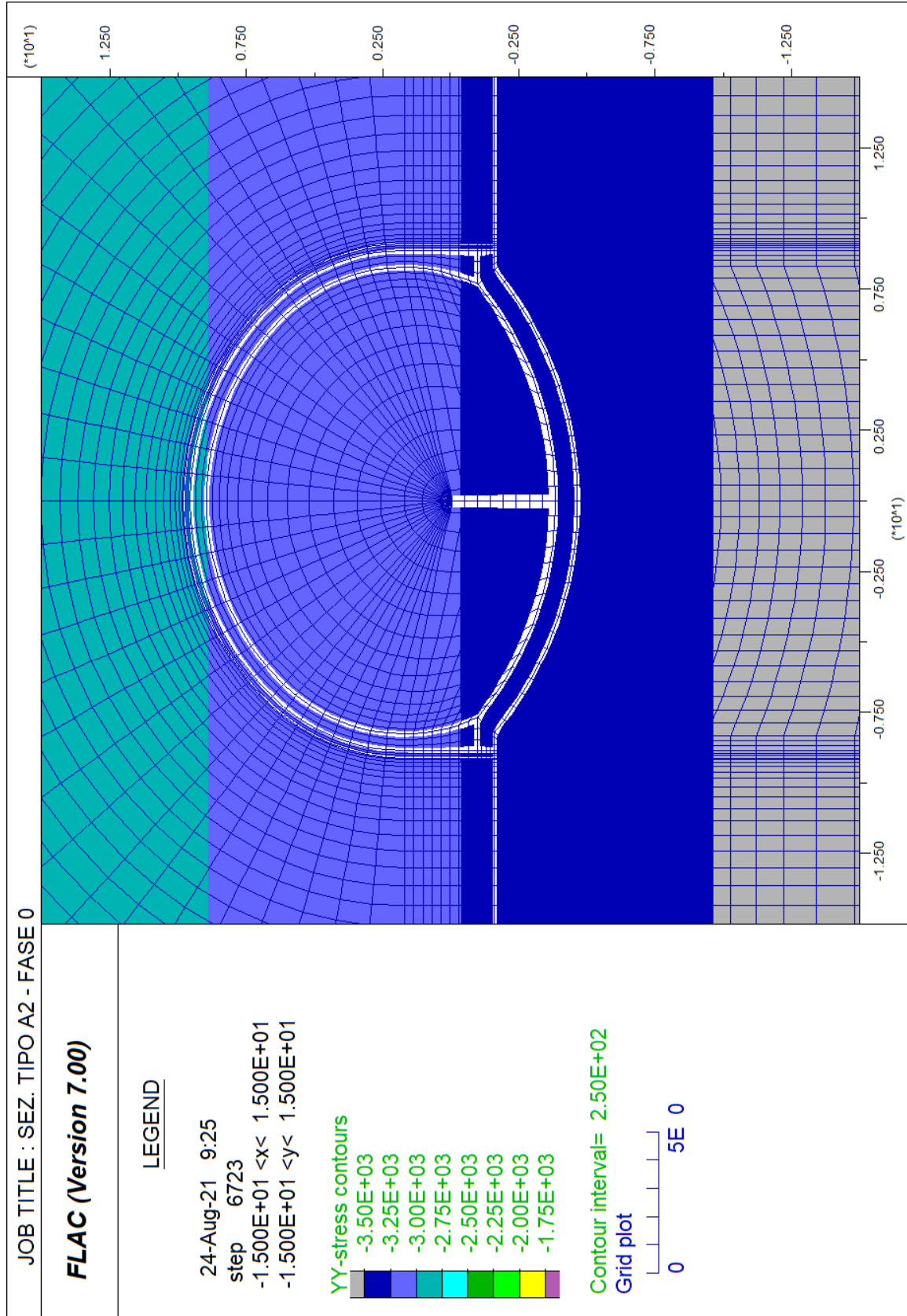


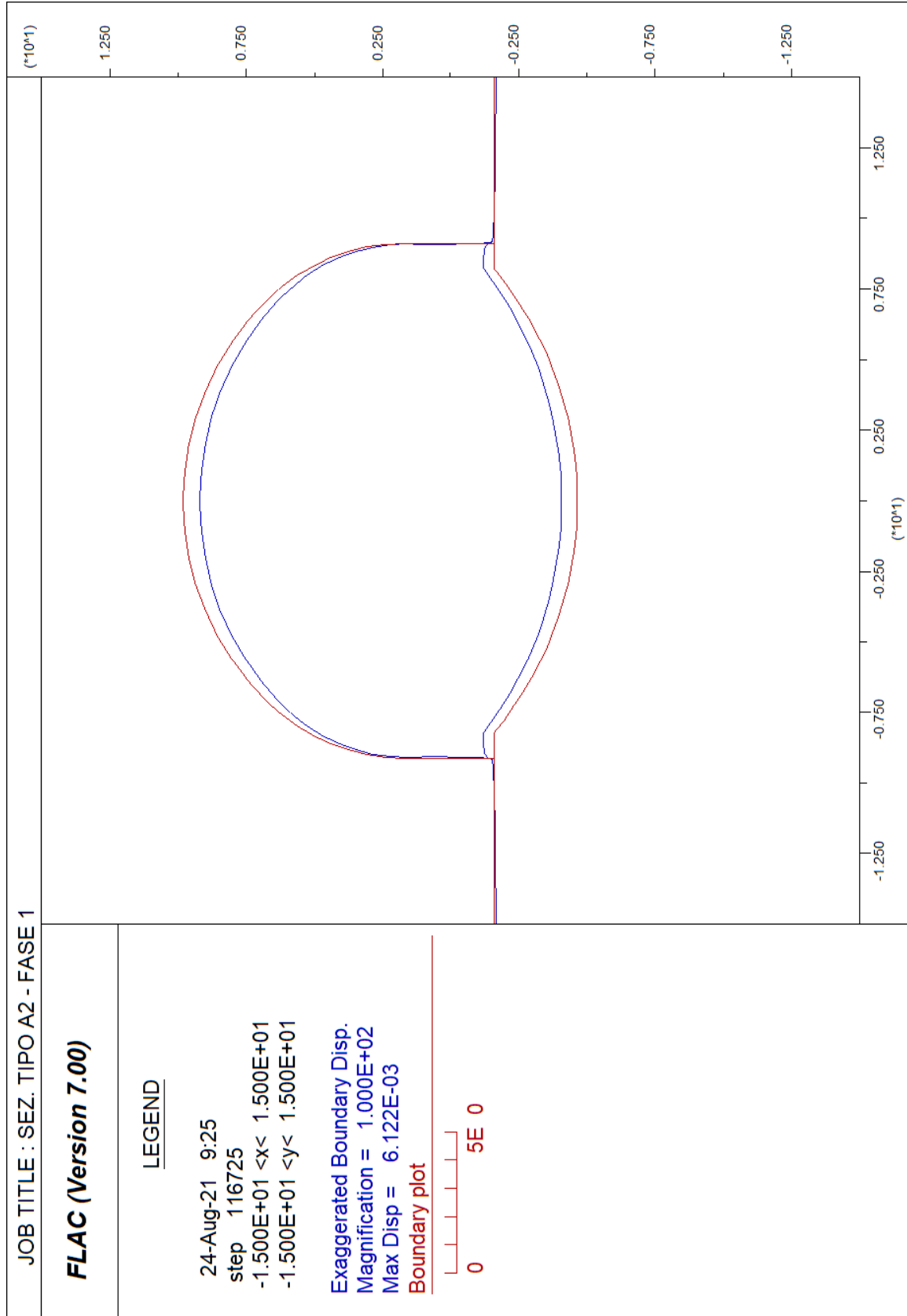


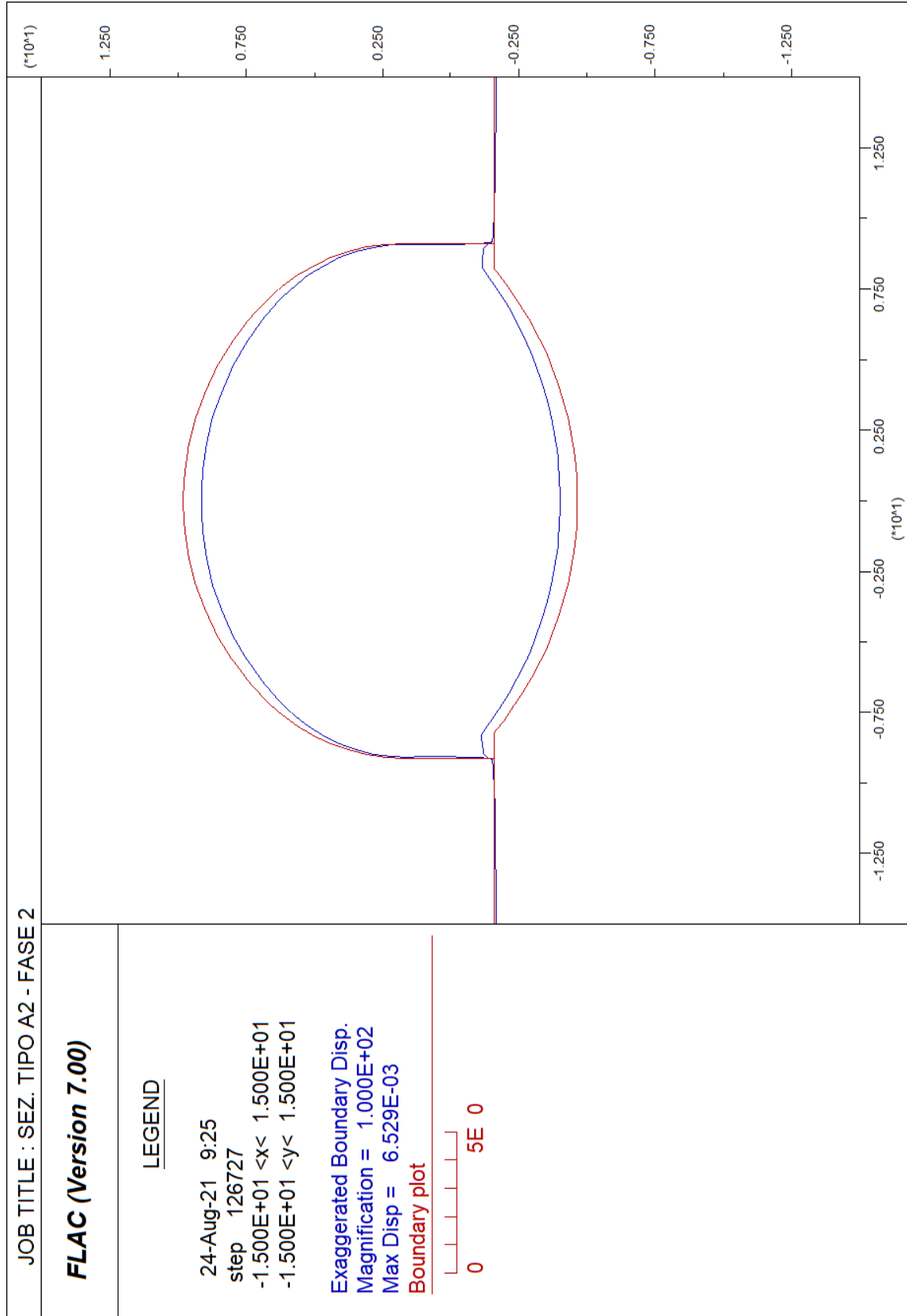
ALLEGATO N. 5.A2.2

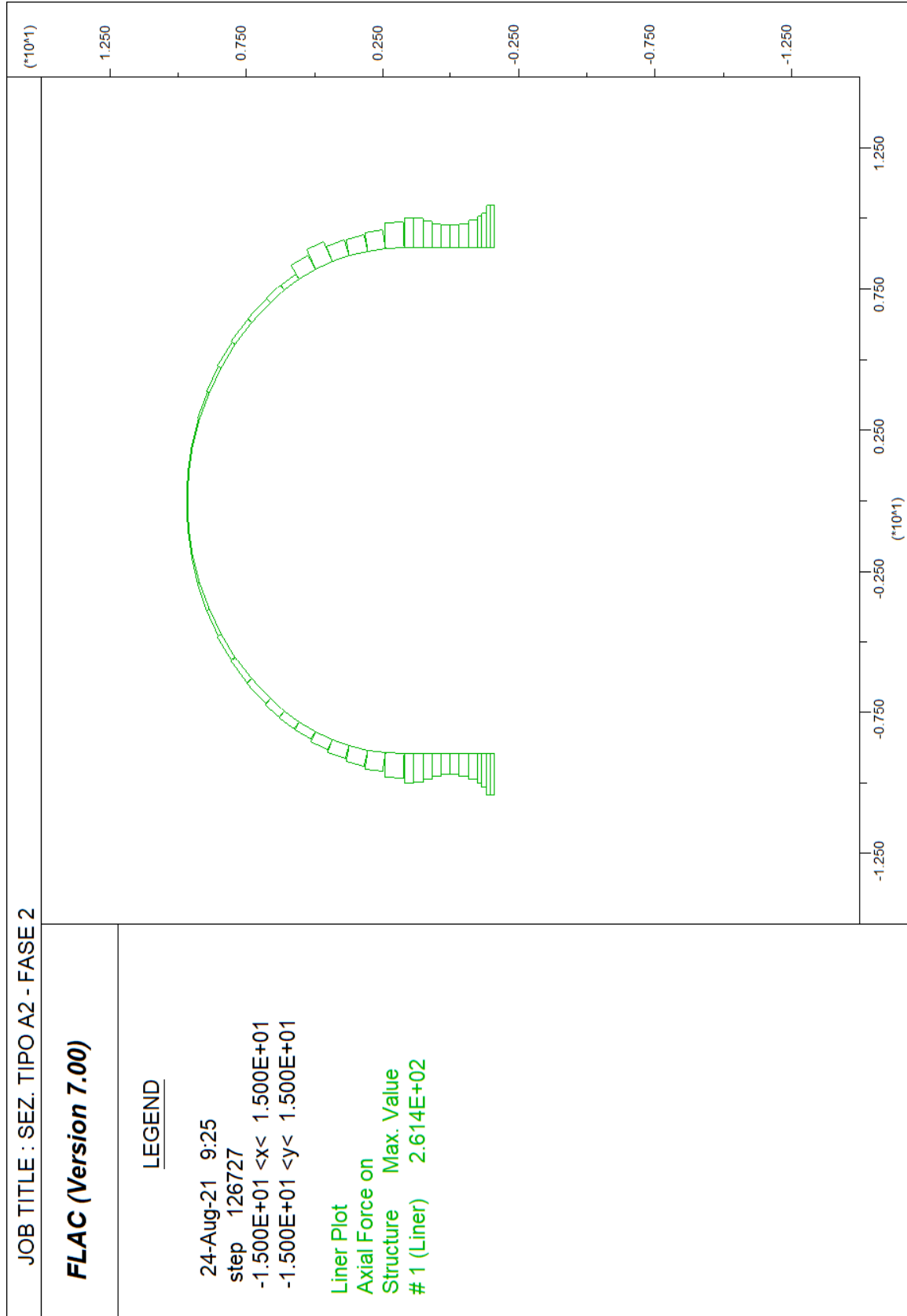
**ANALISI F.D.M. (FLAC)
SEZIONE TIPO A2
CON PIAZZOLA DI SOSTA**

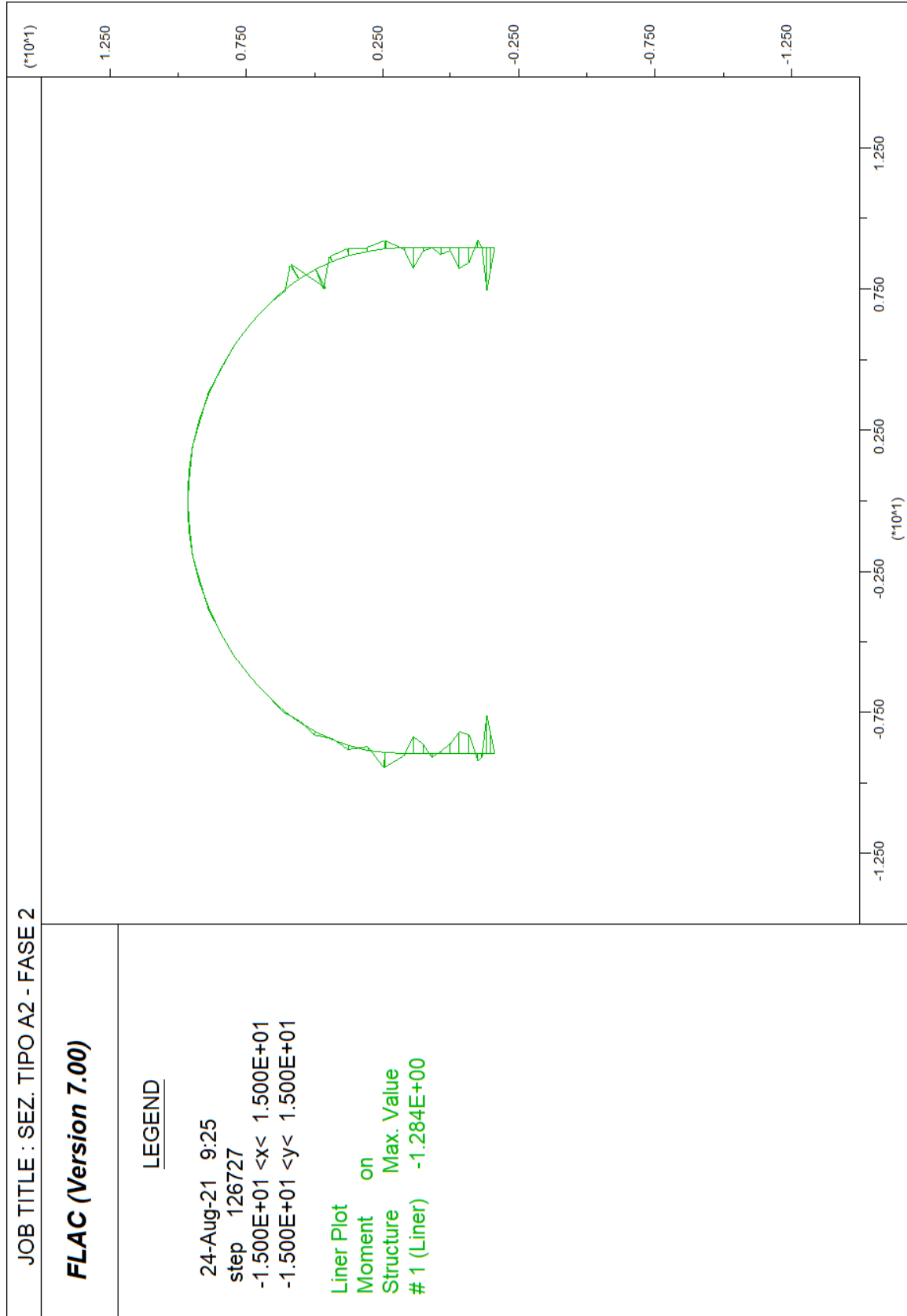


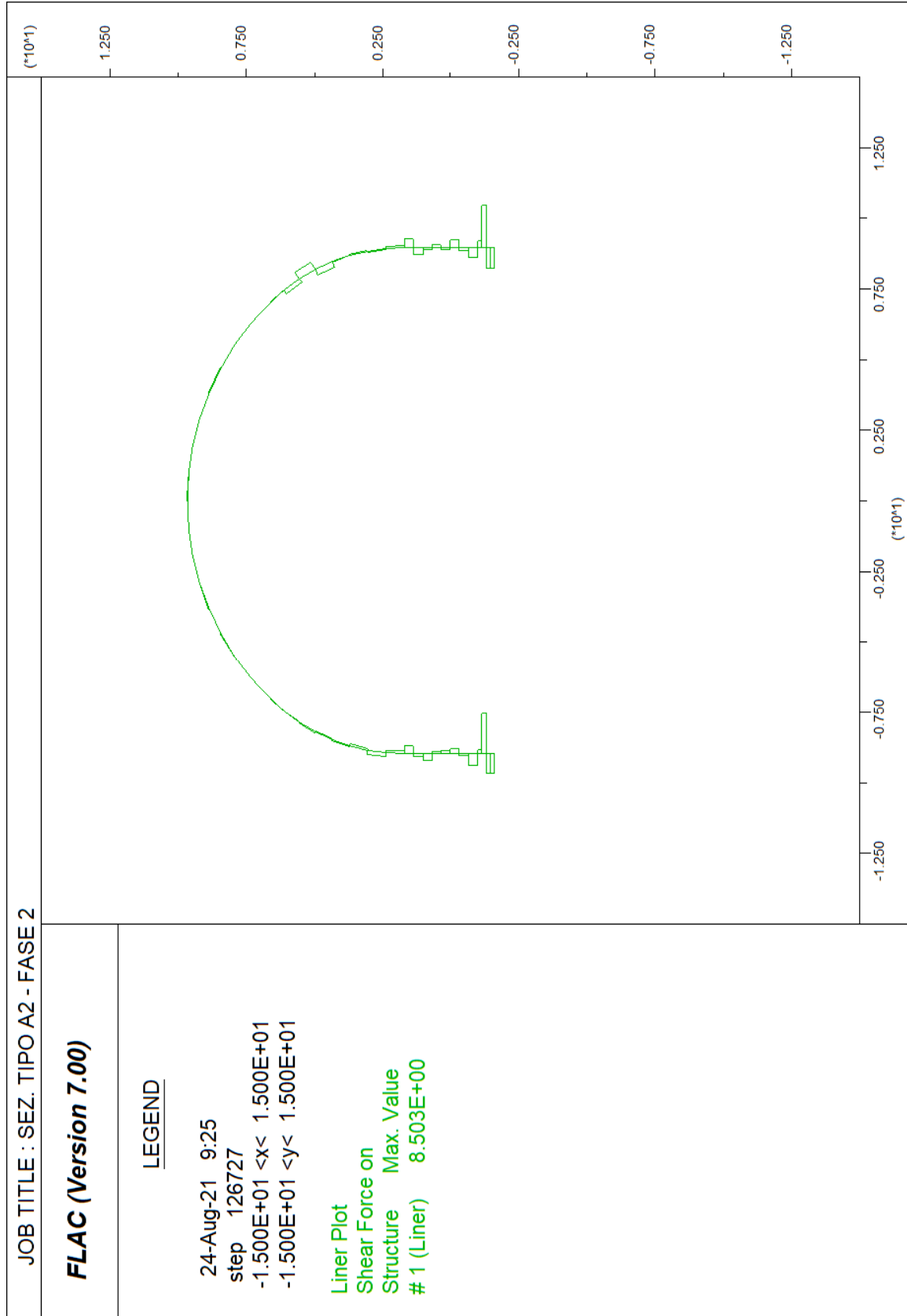


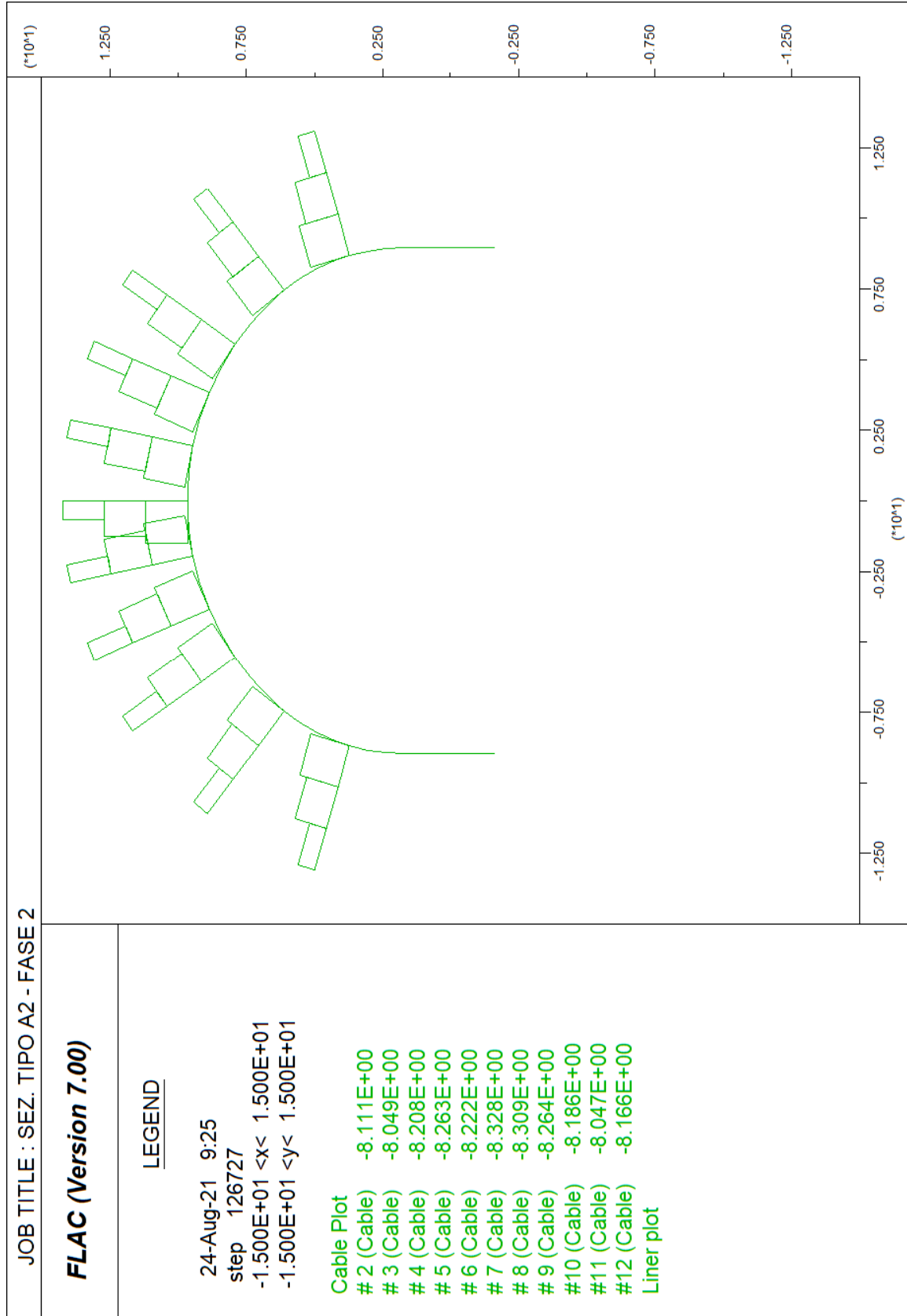


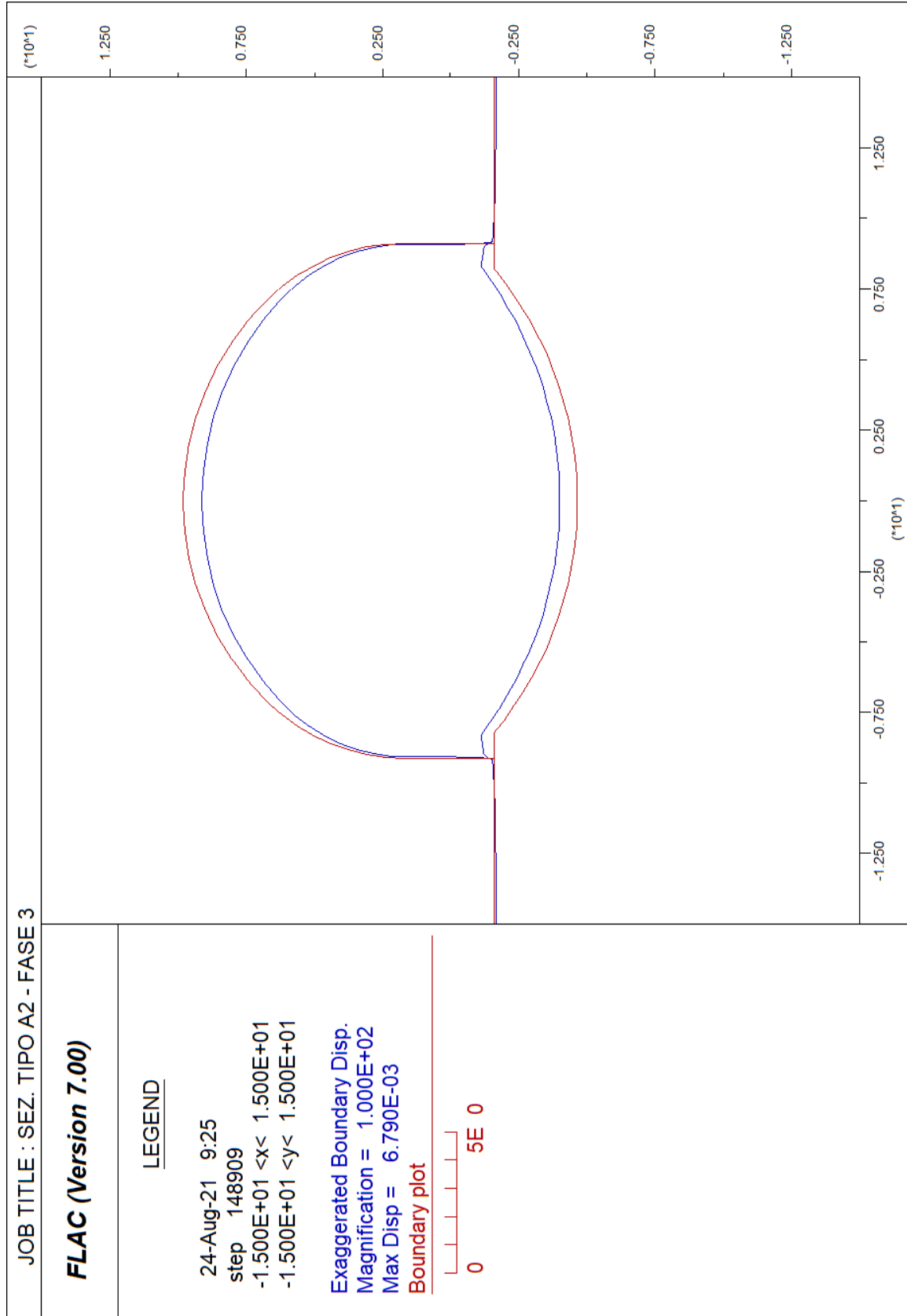


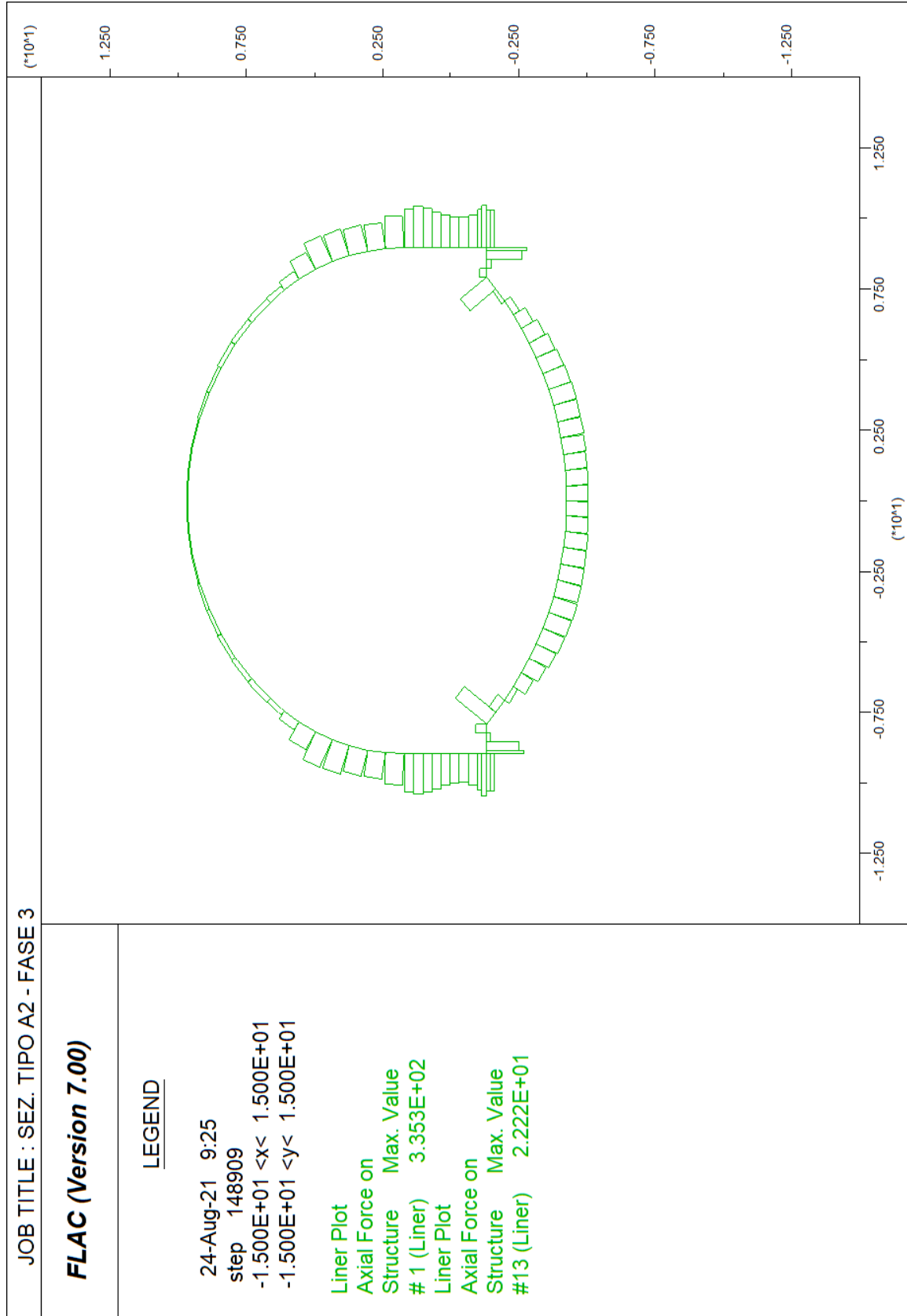


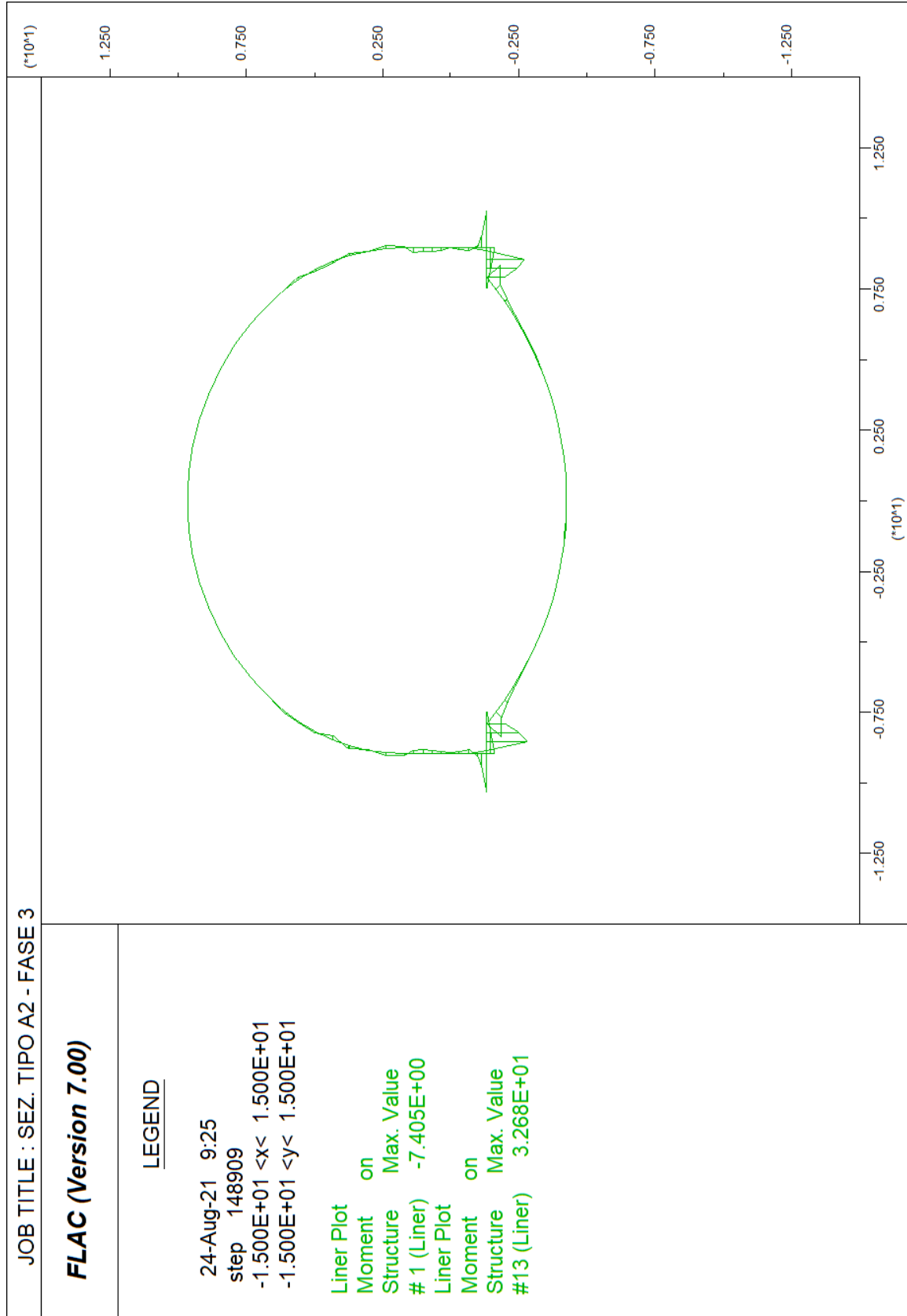


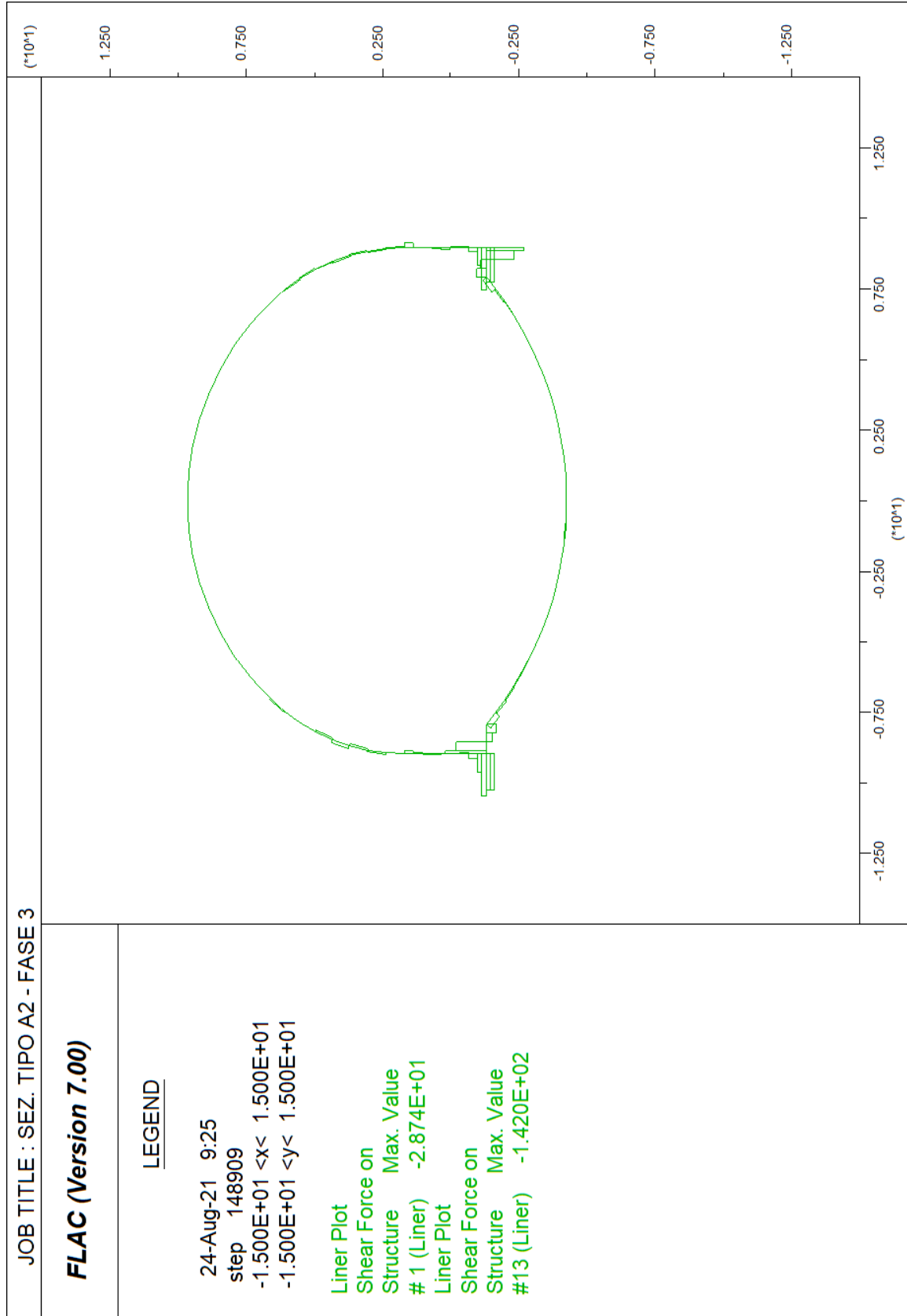


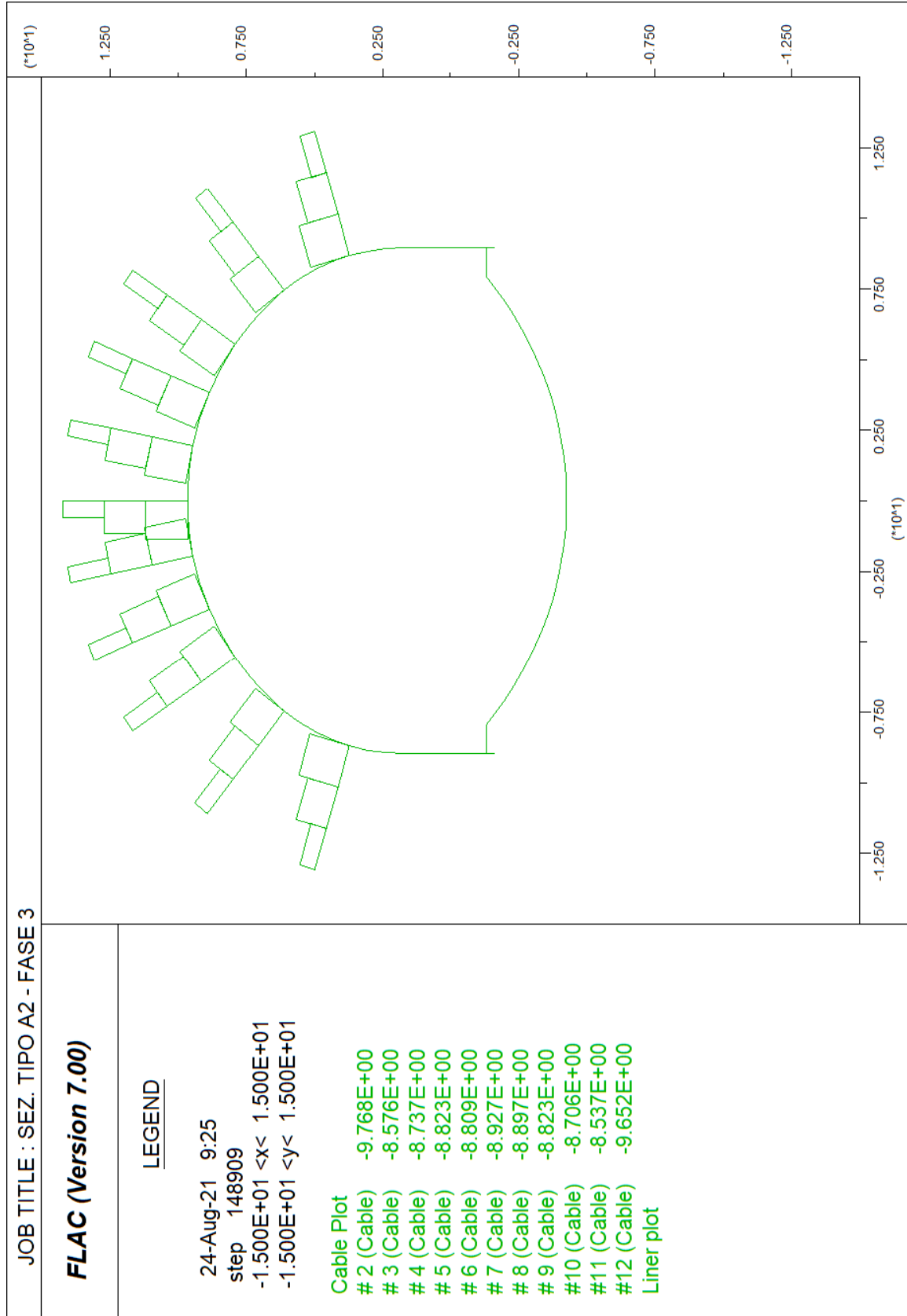


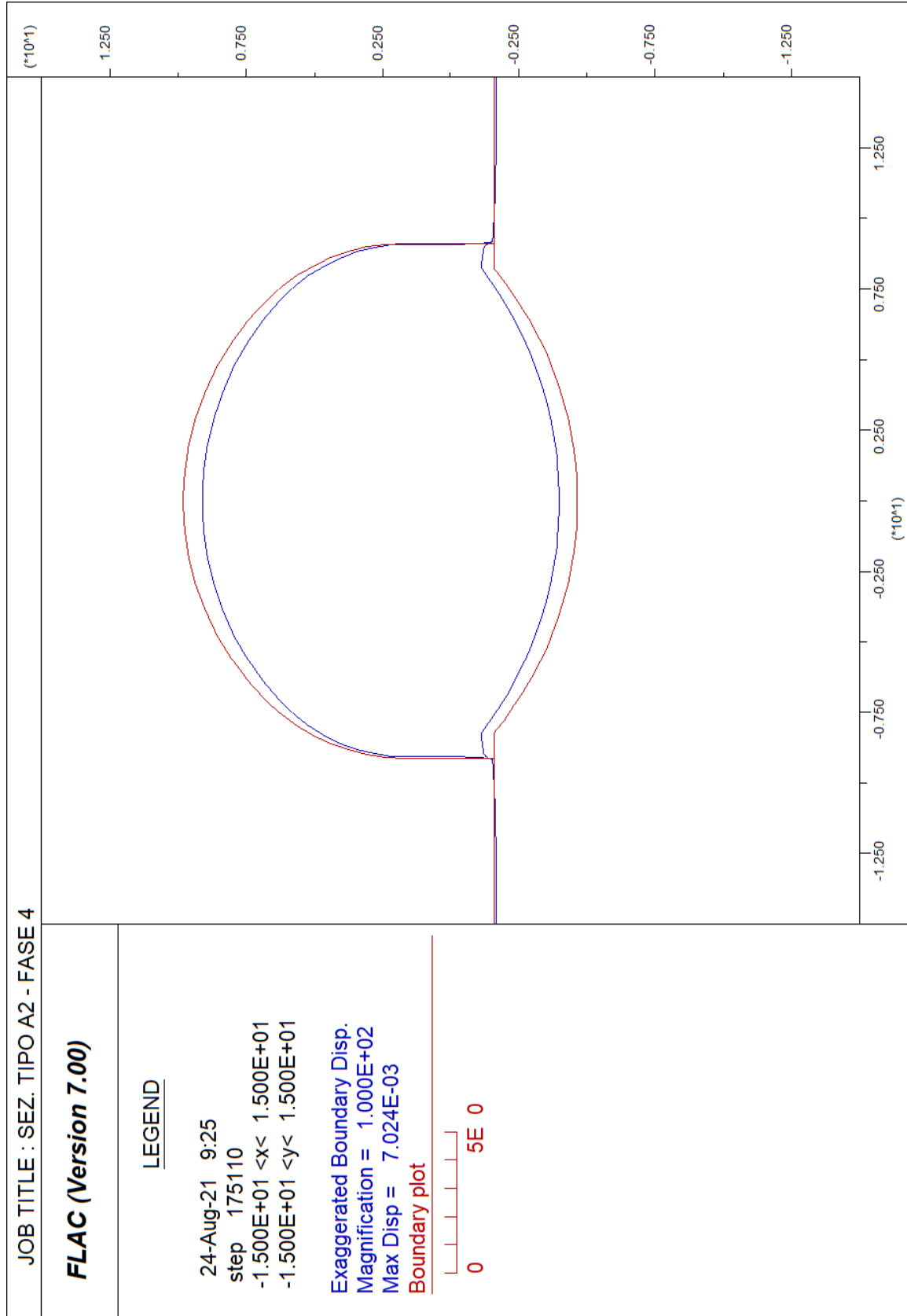


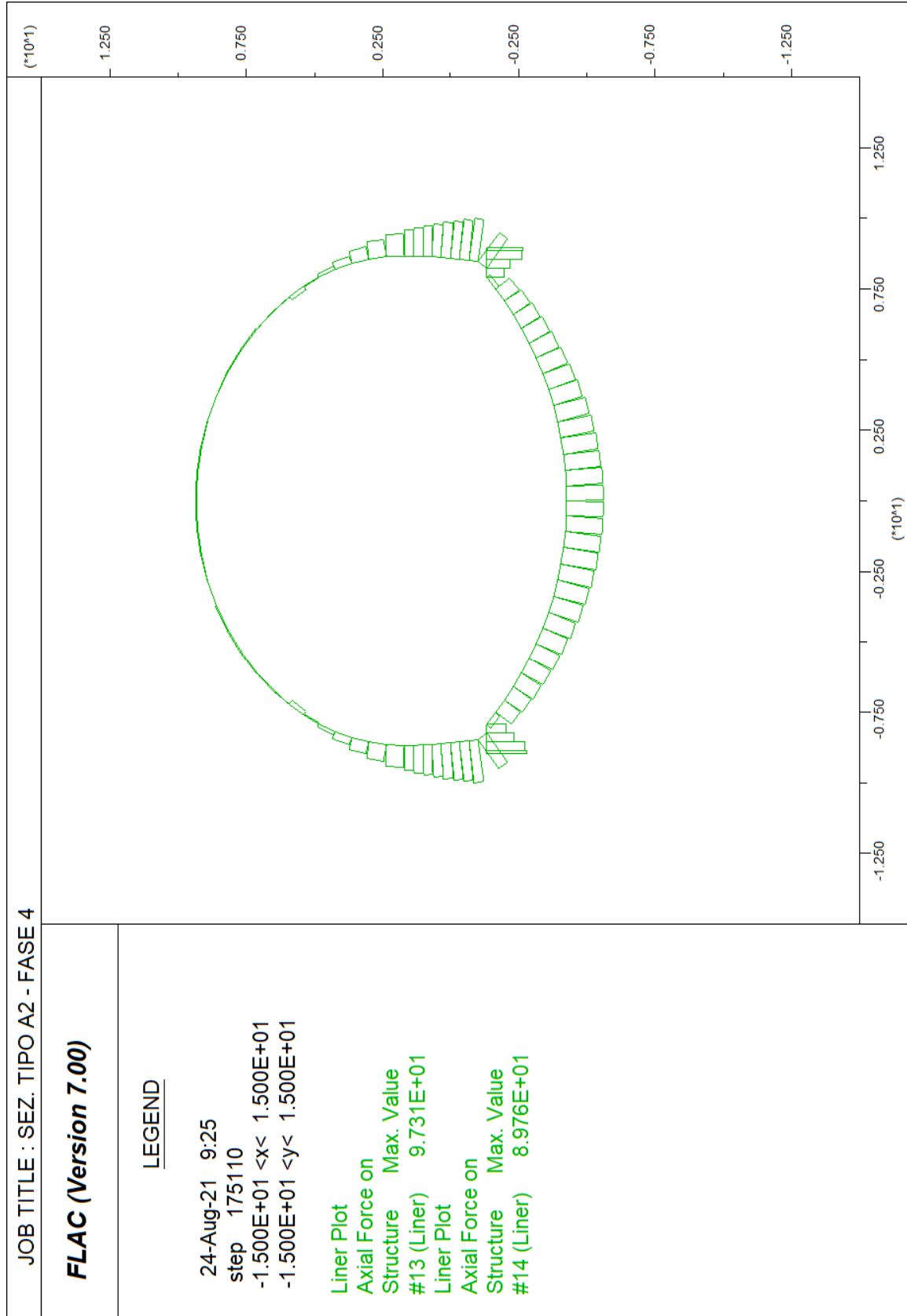


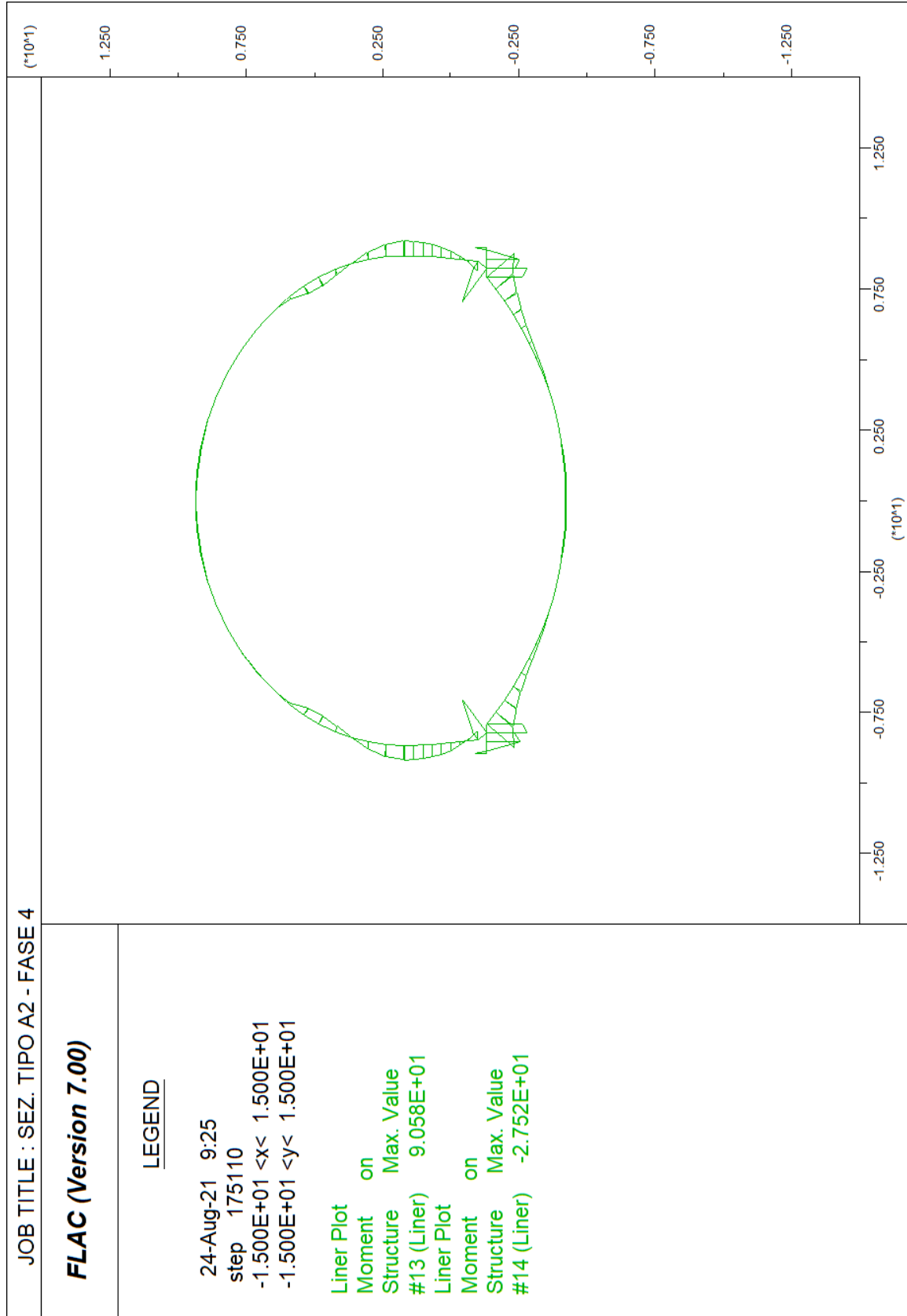


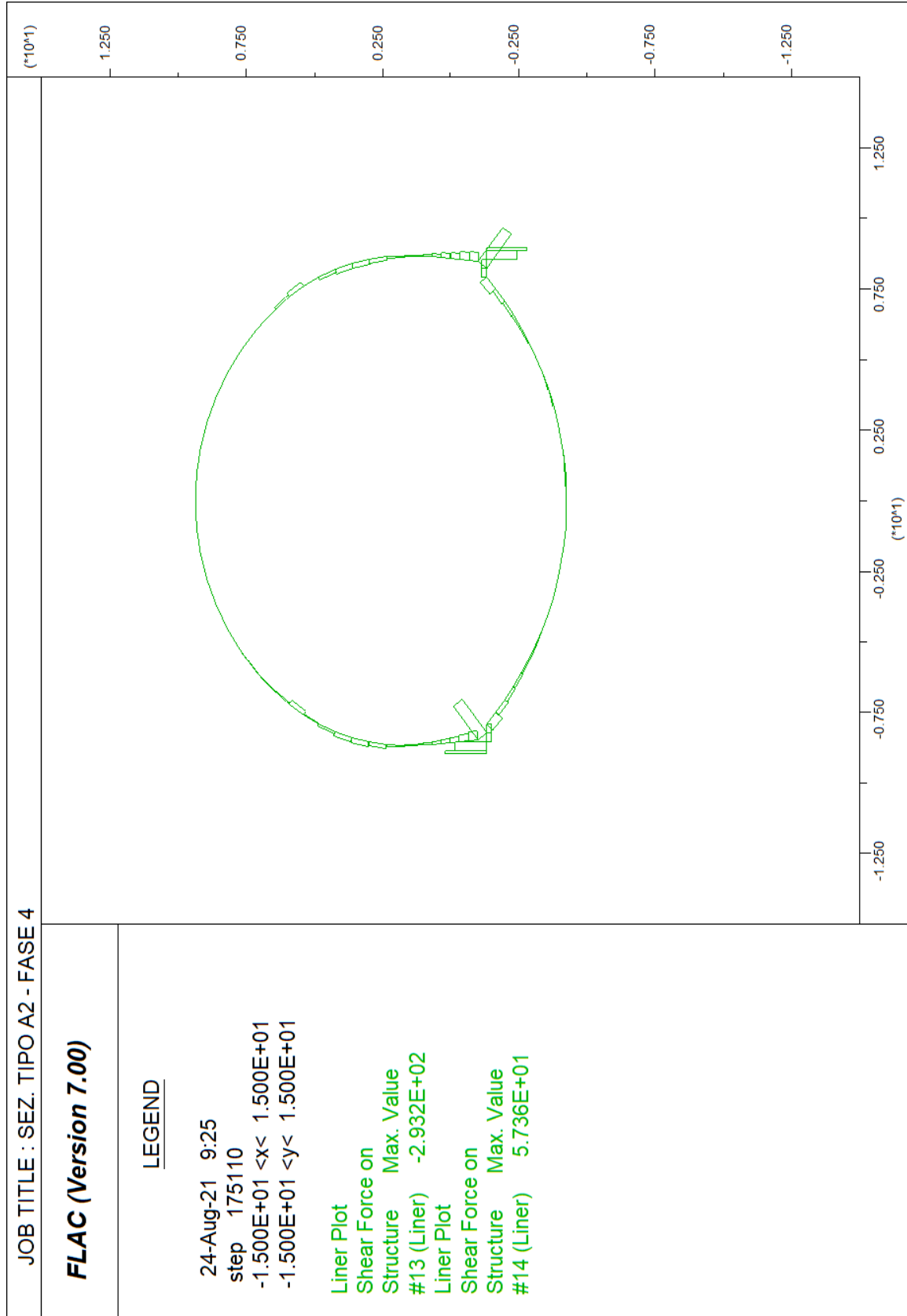


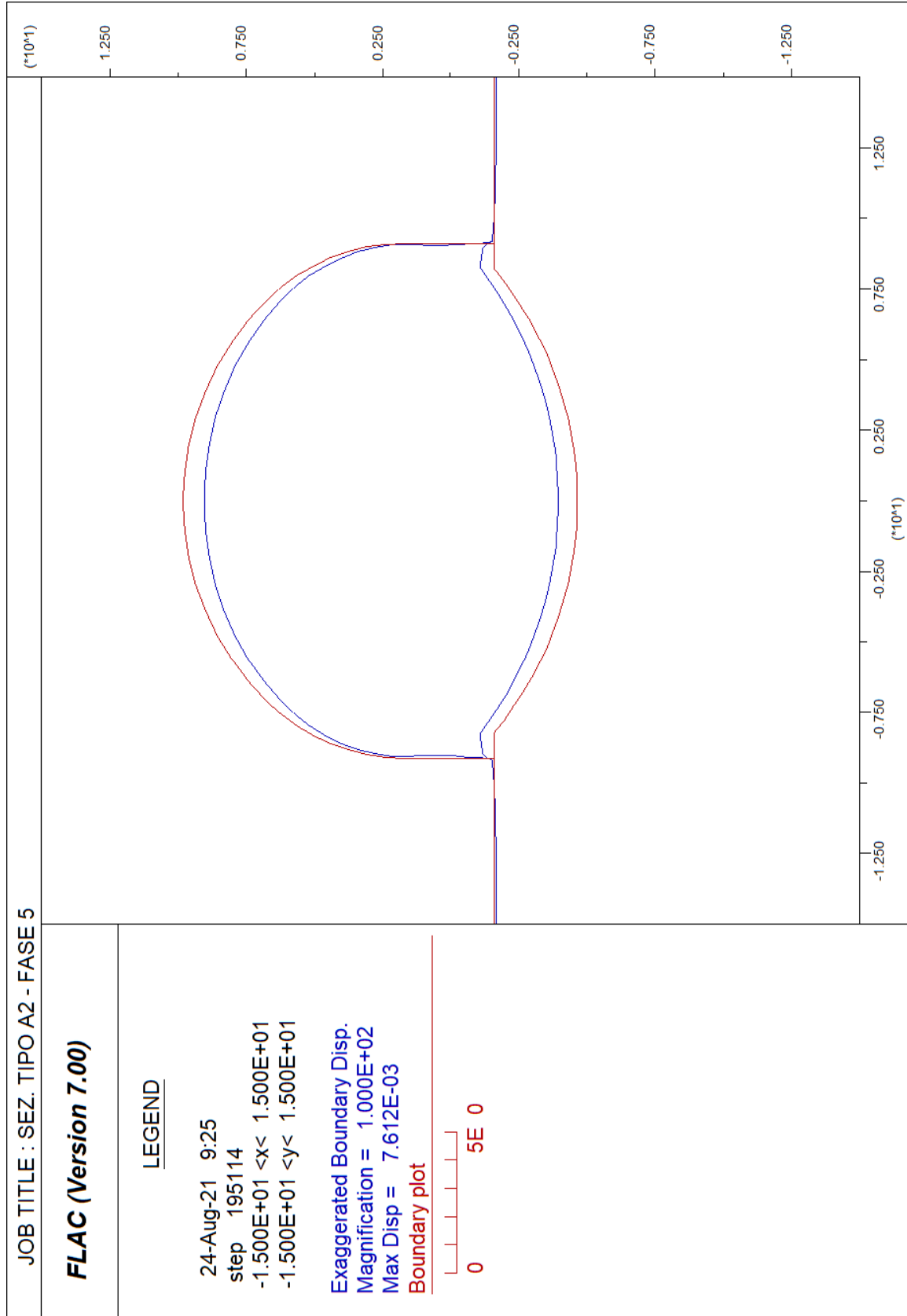


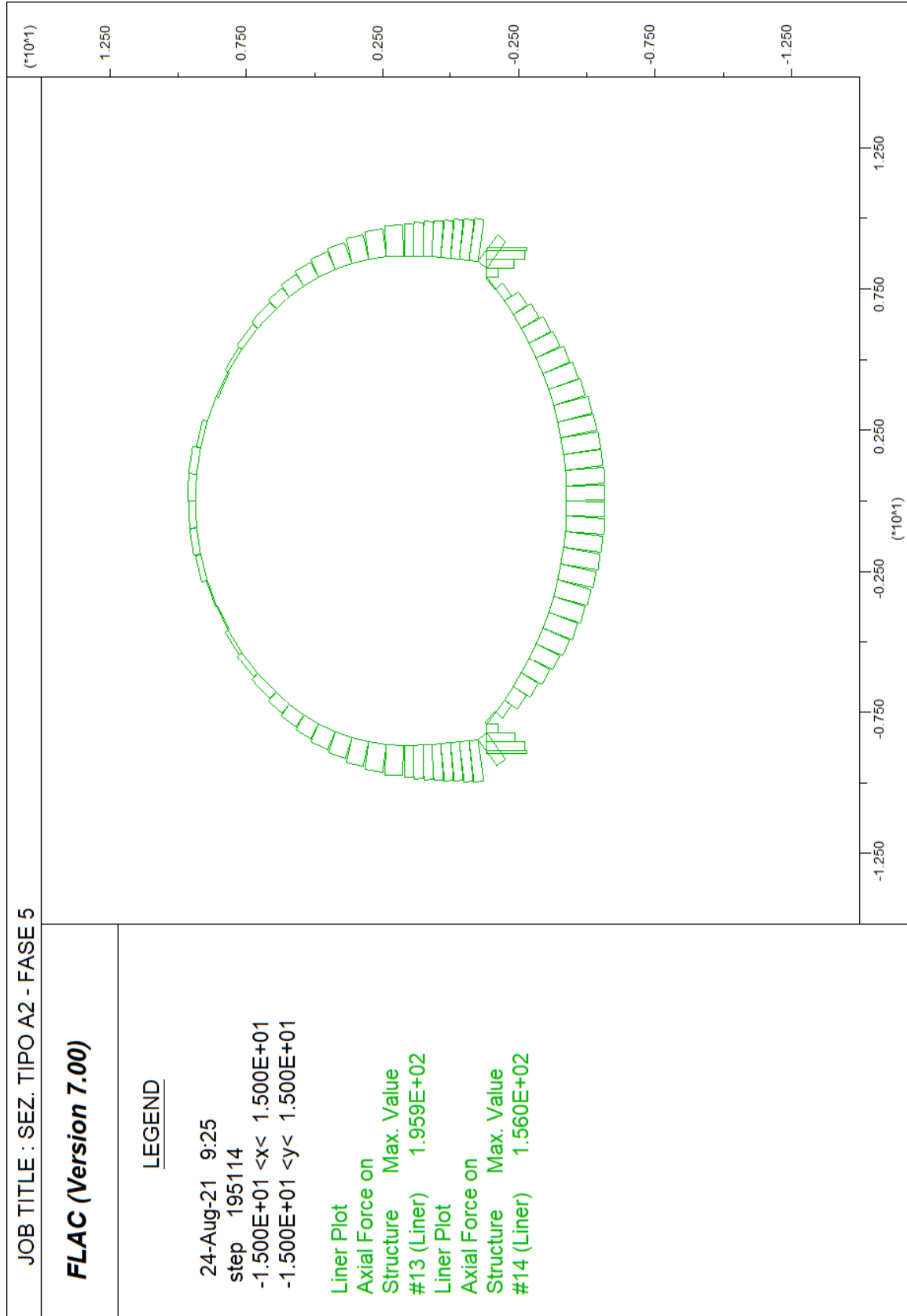


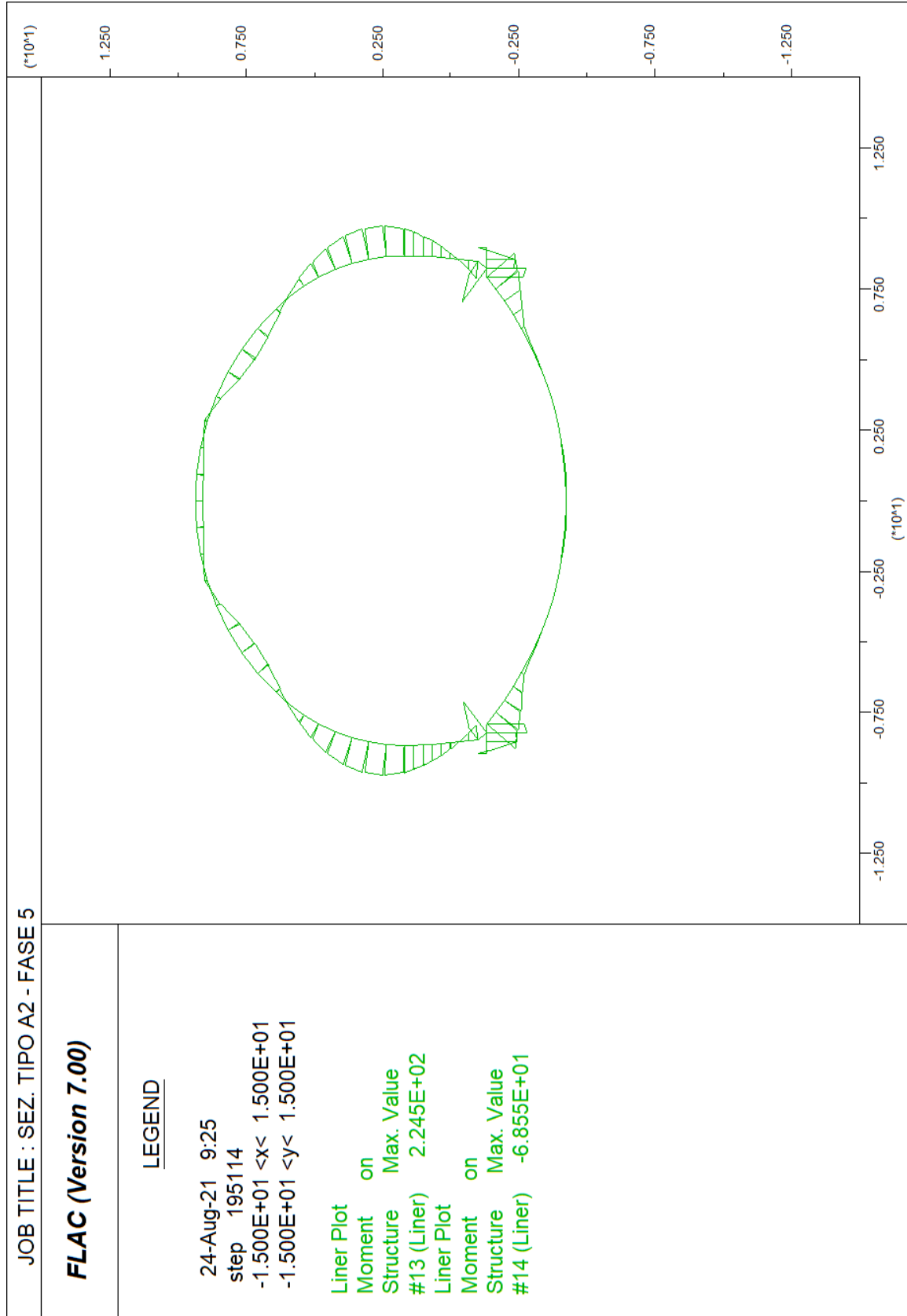


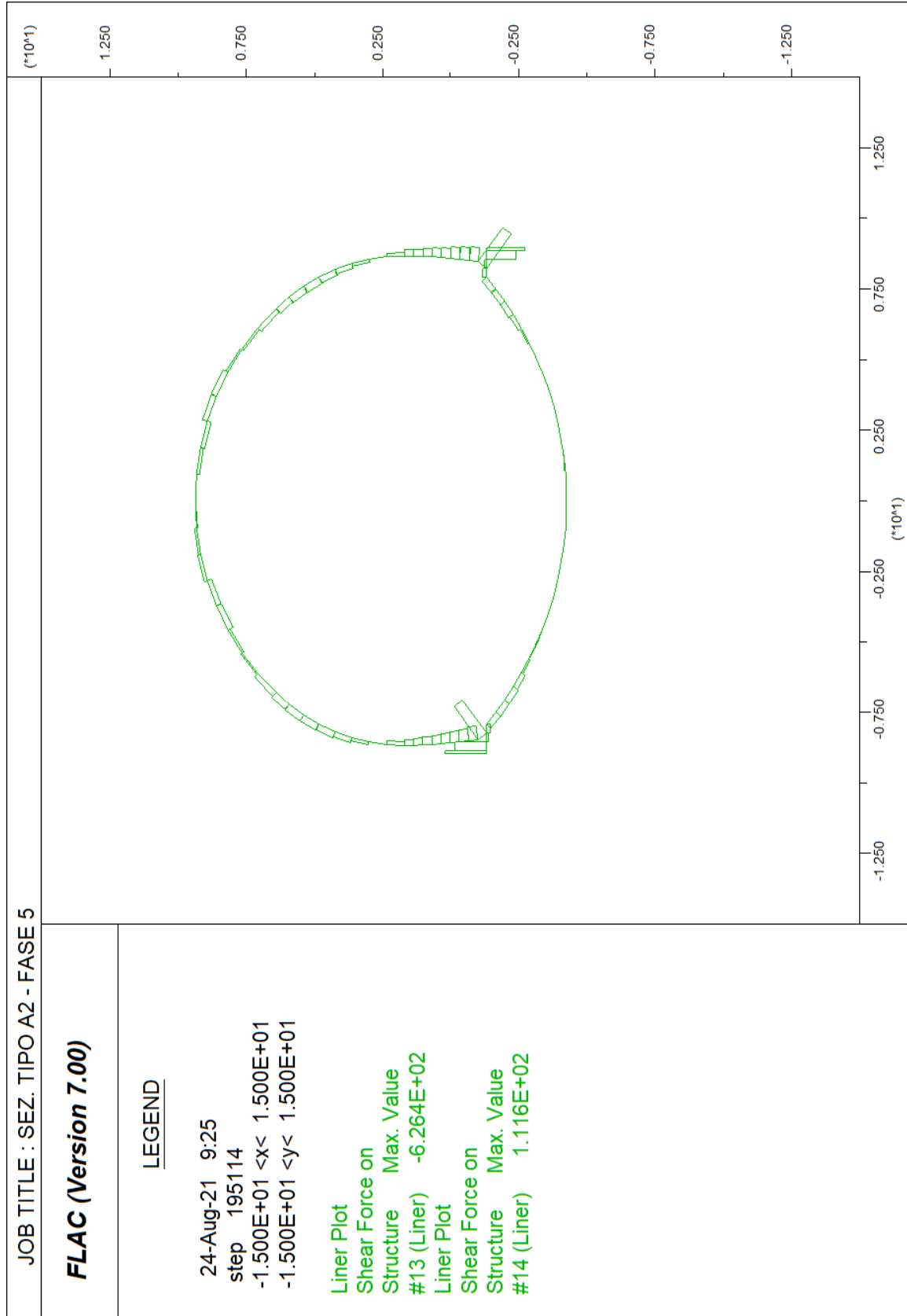


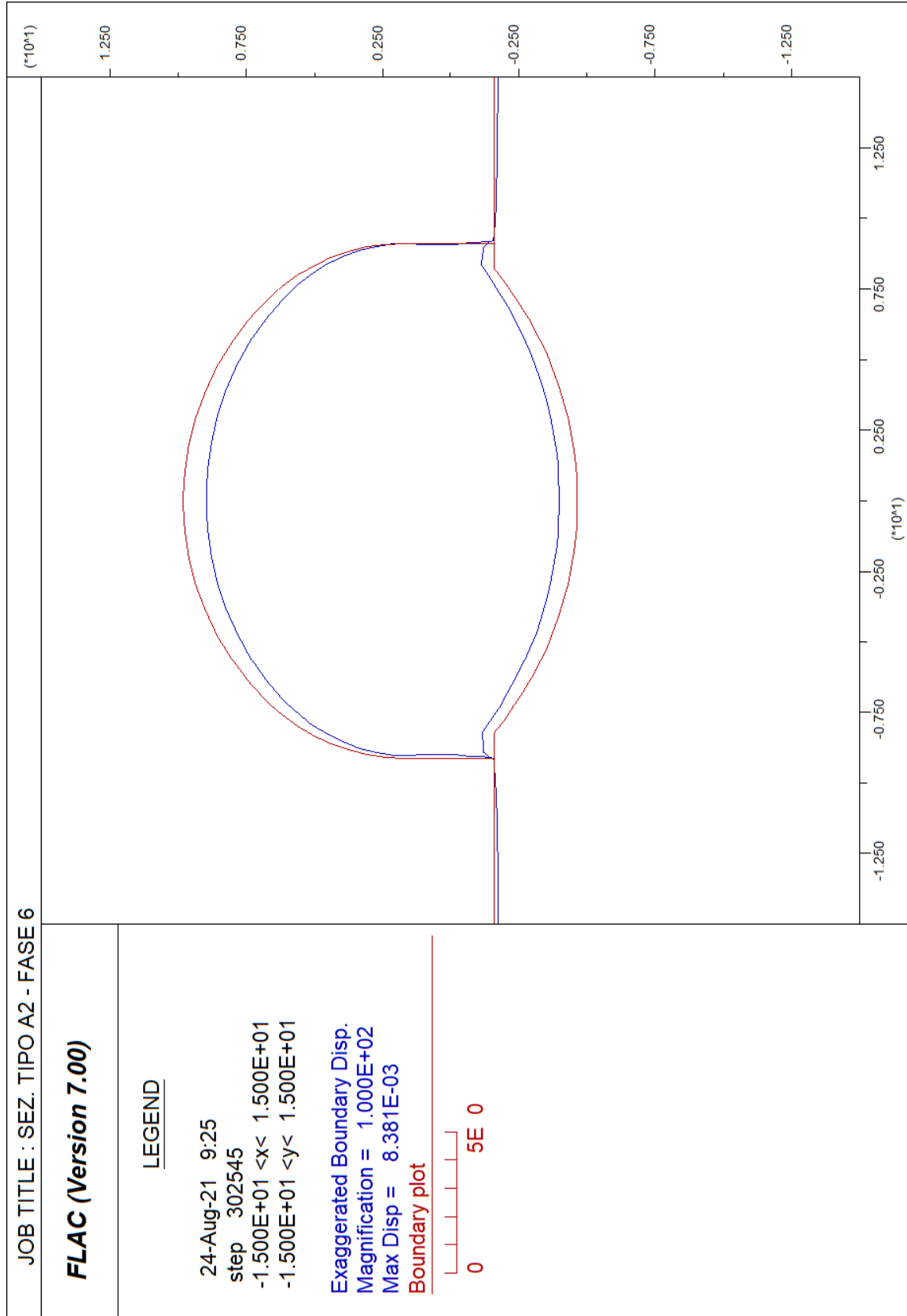


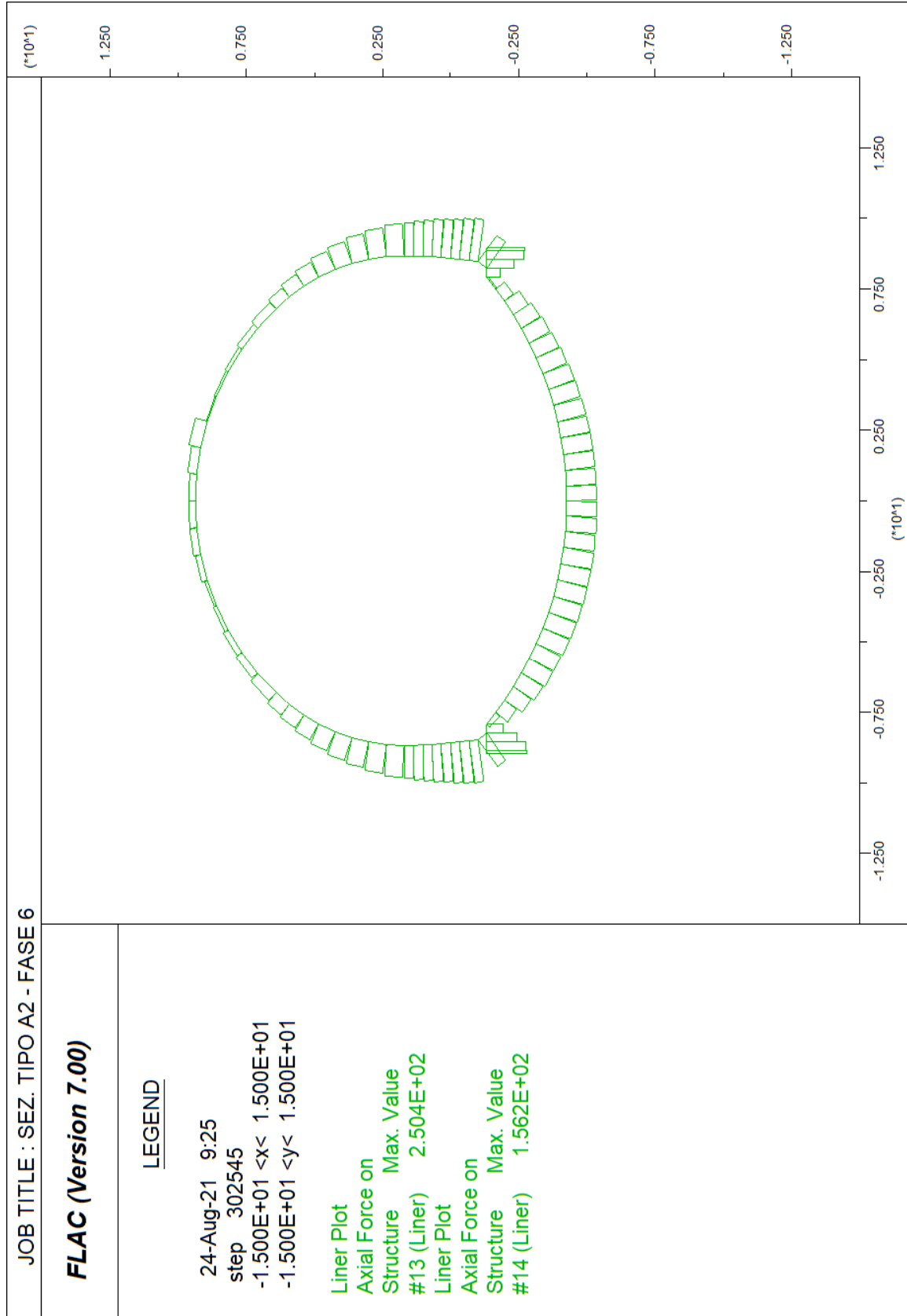


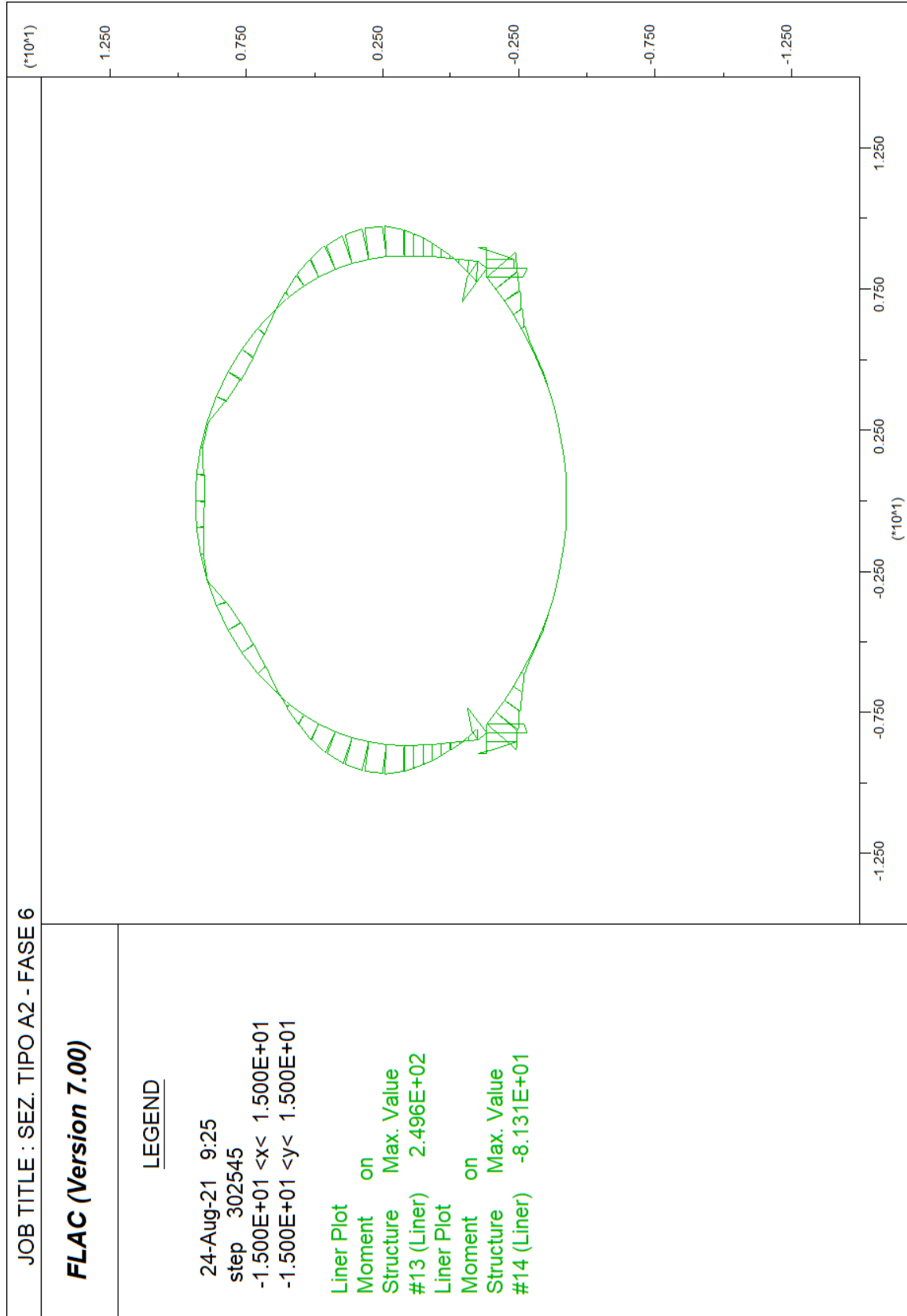


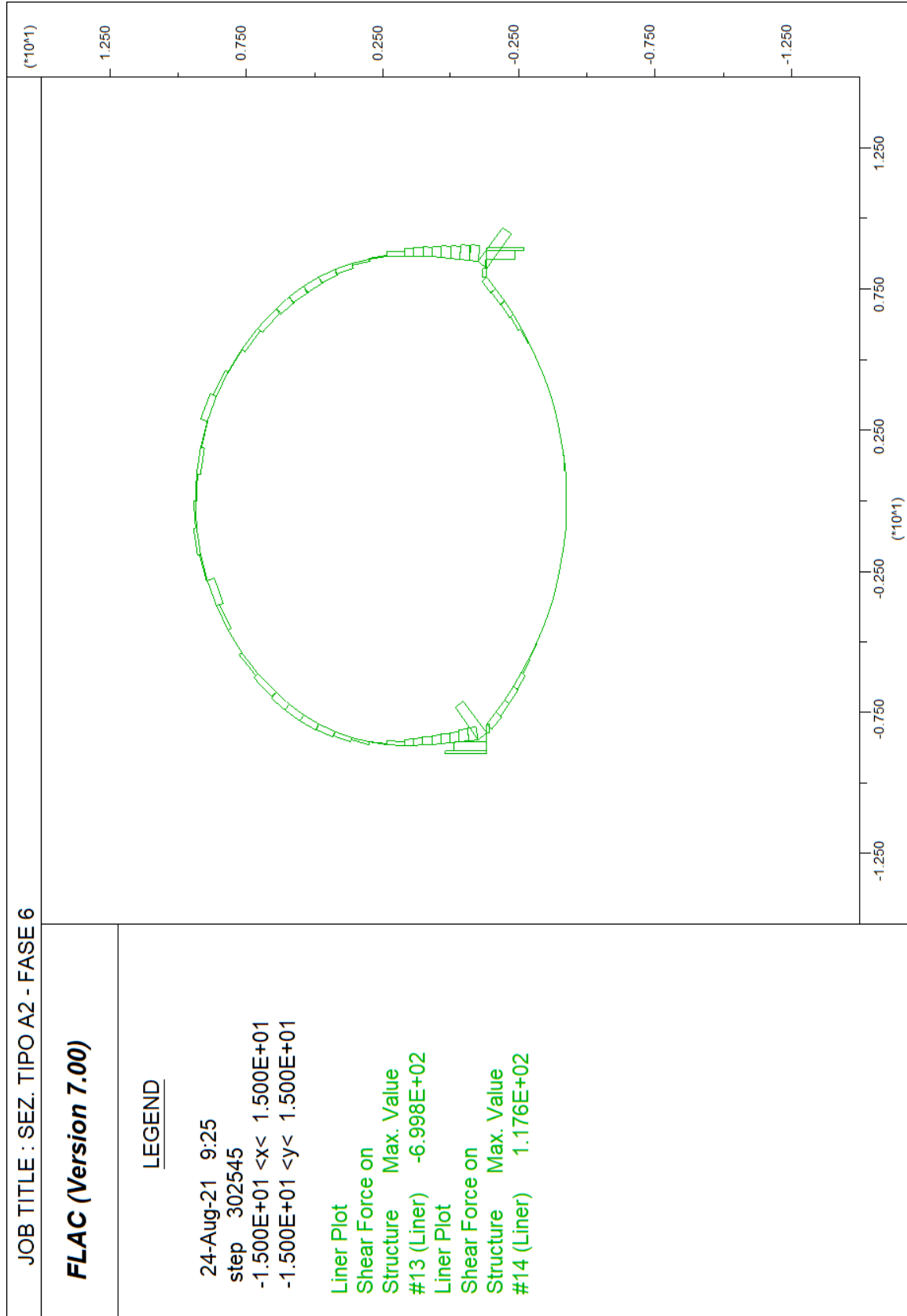






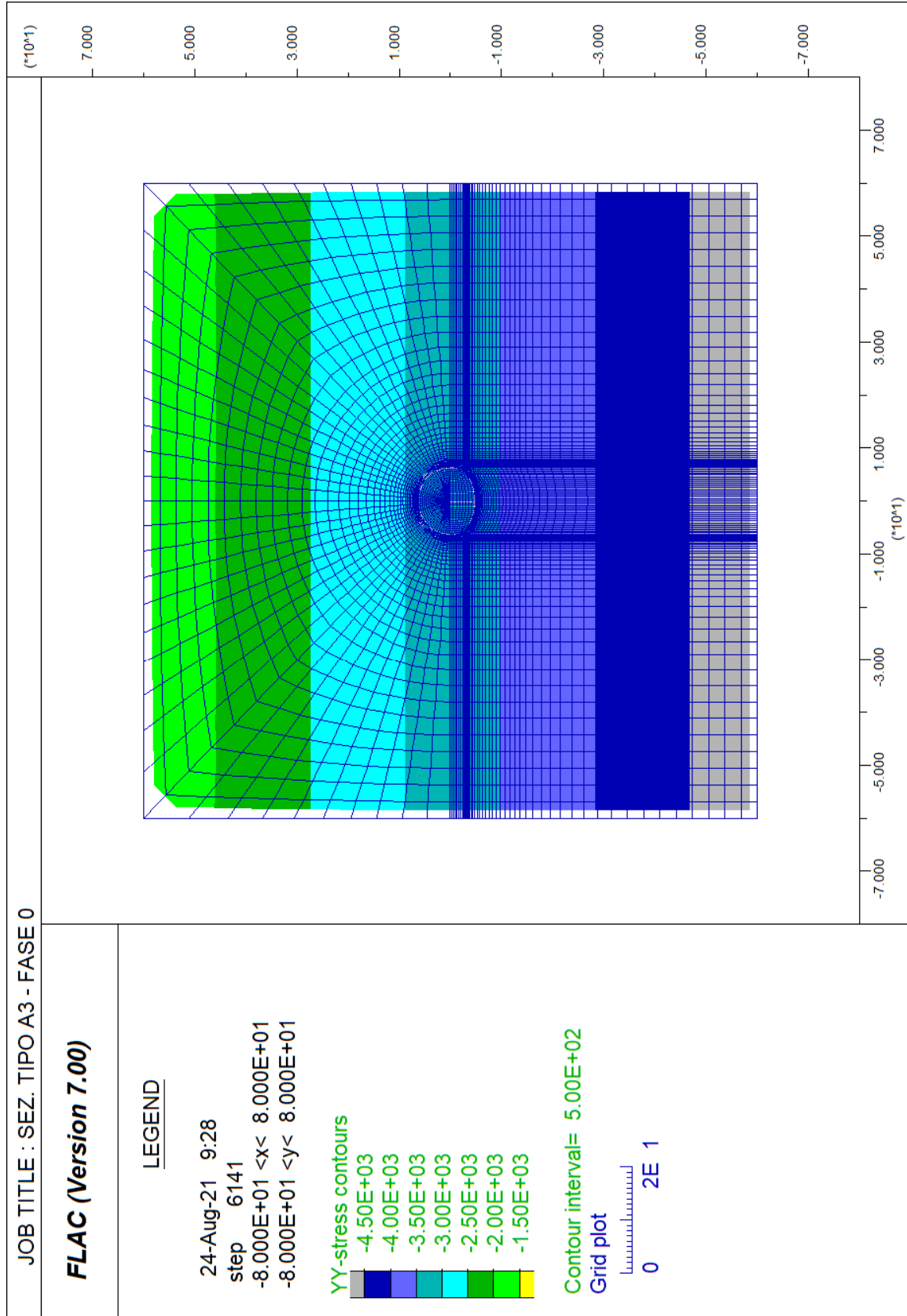


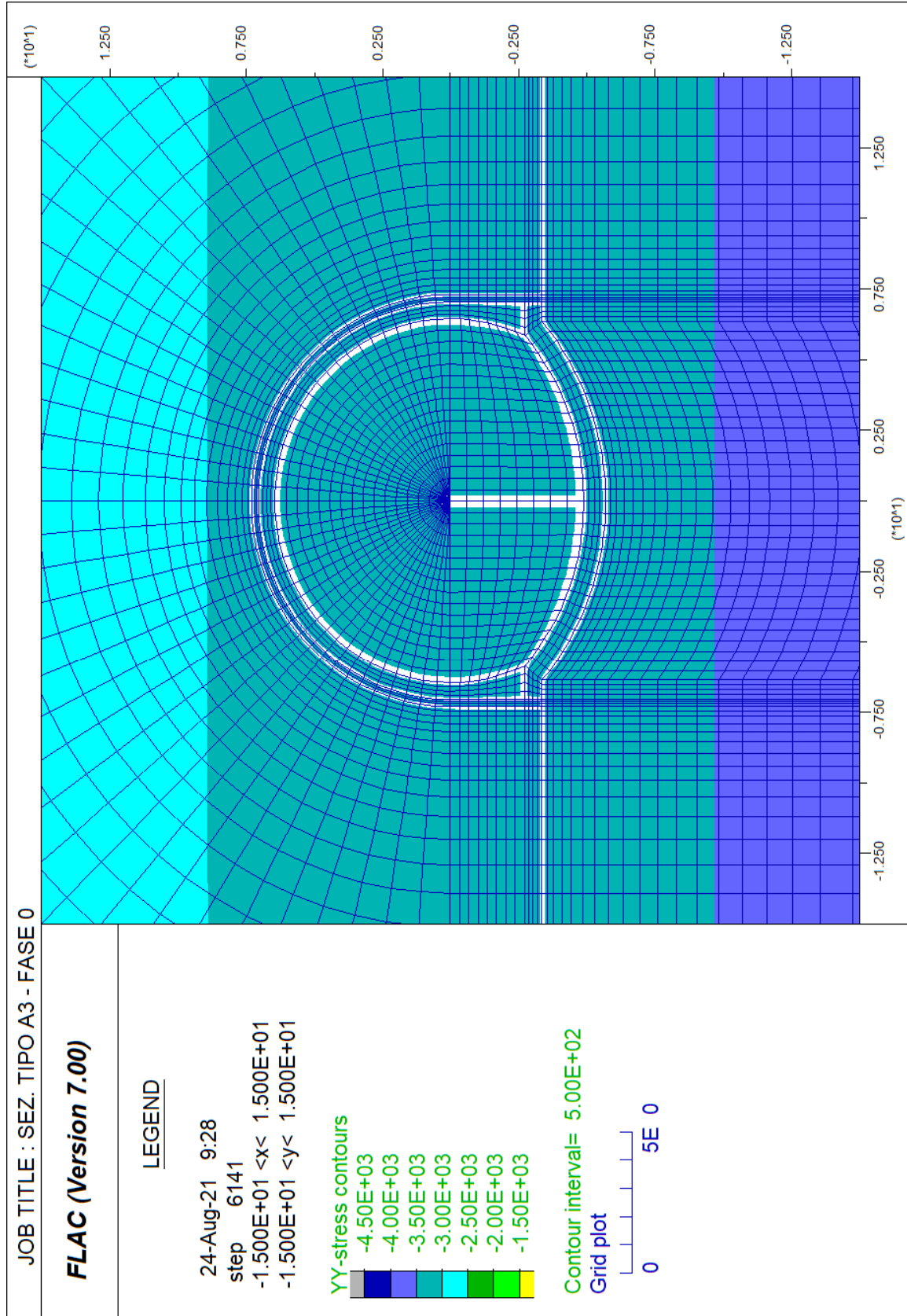


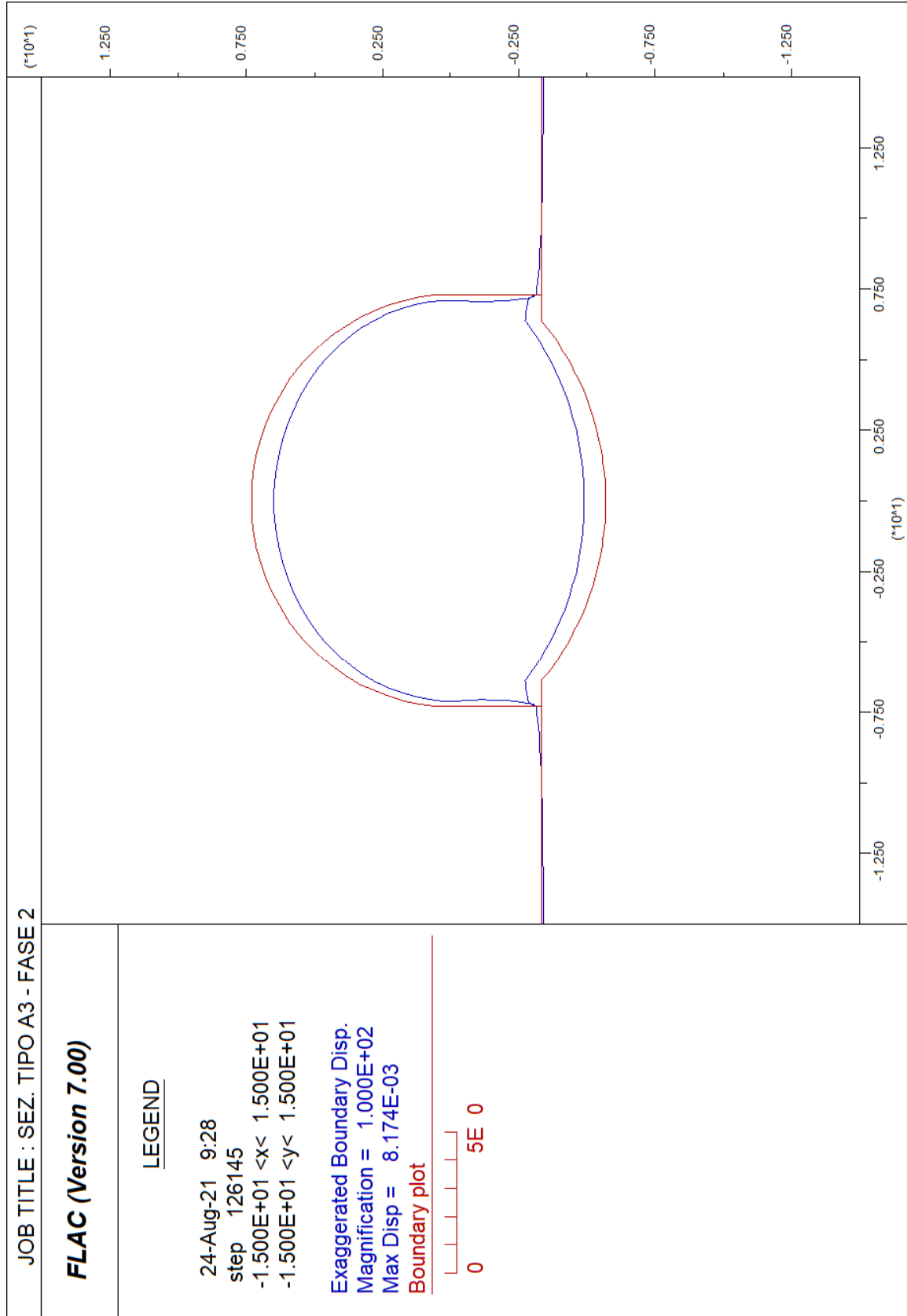


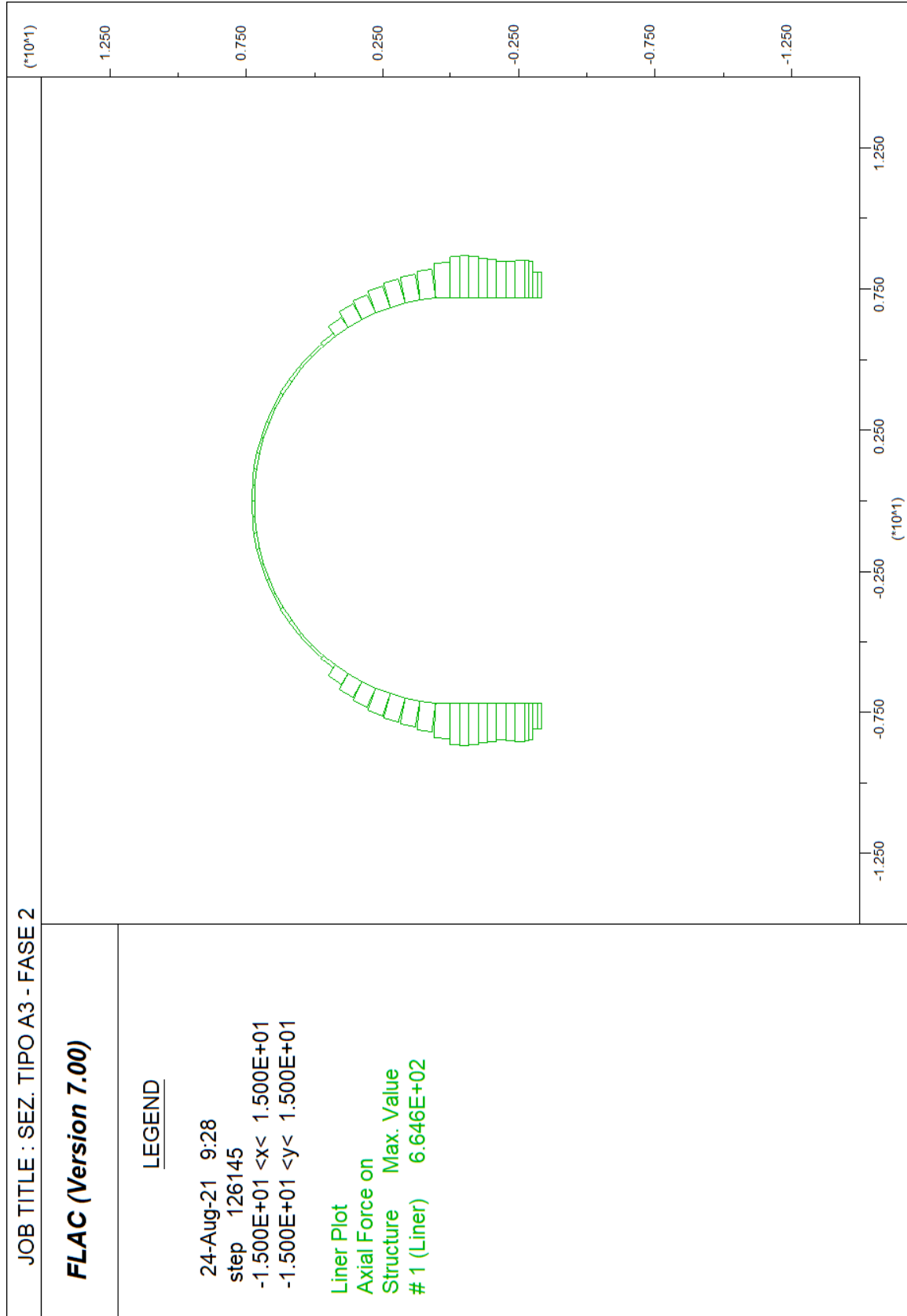
ALLEGATO N. 5.A3.1

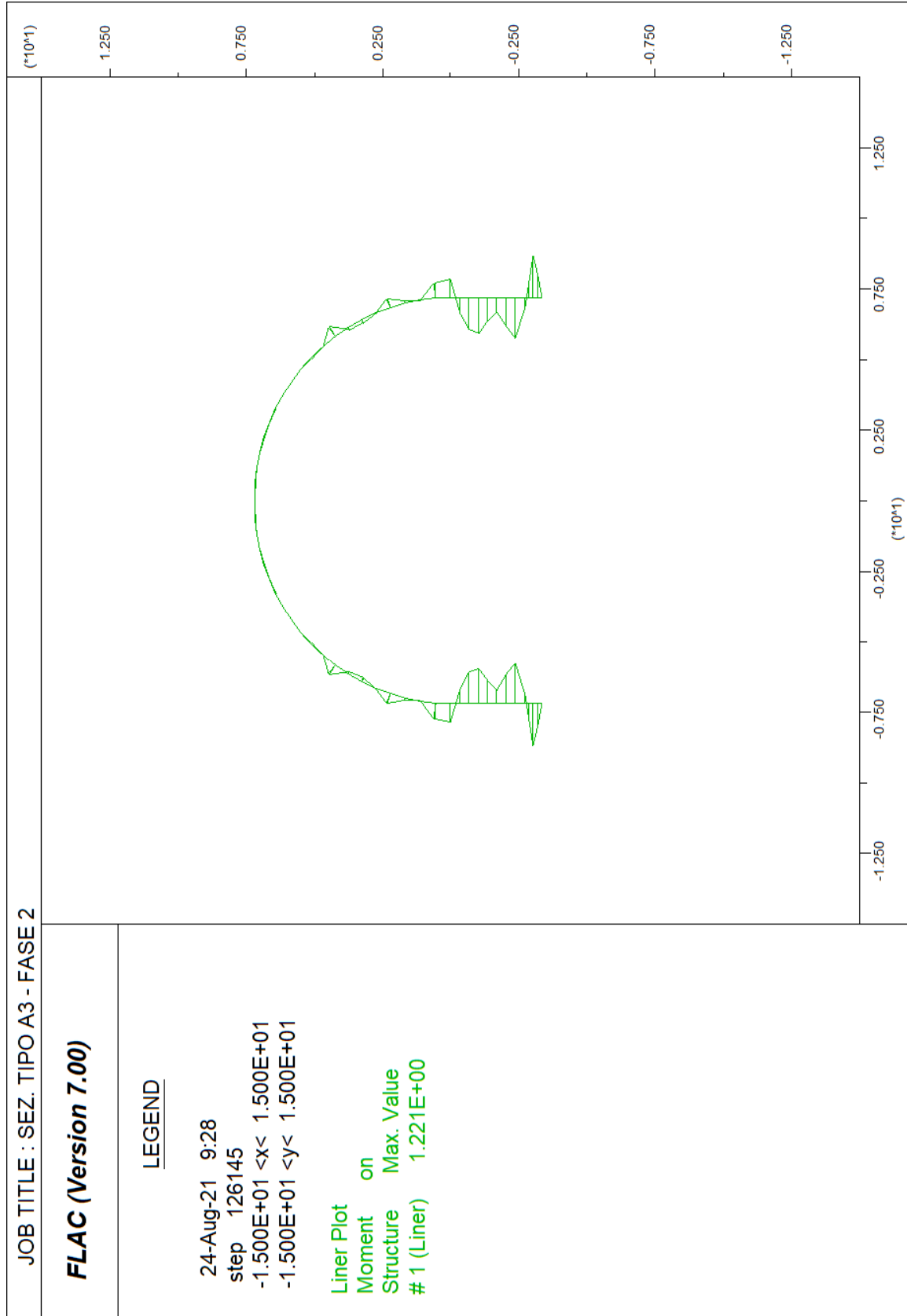
**ANALISI F.D.M. (FLAC)
SEZIONE TIPO A3**

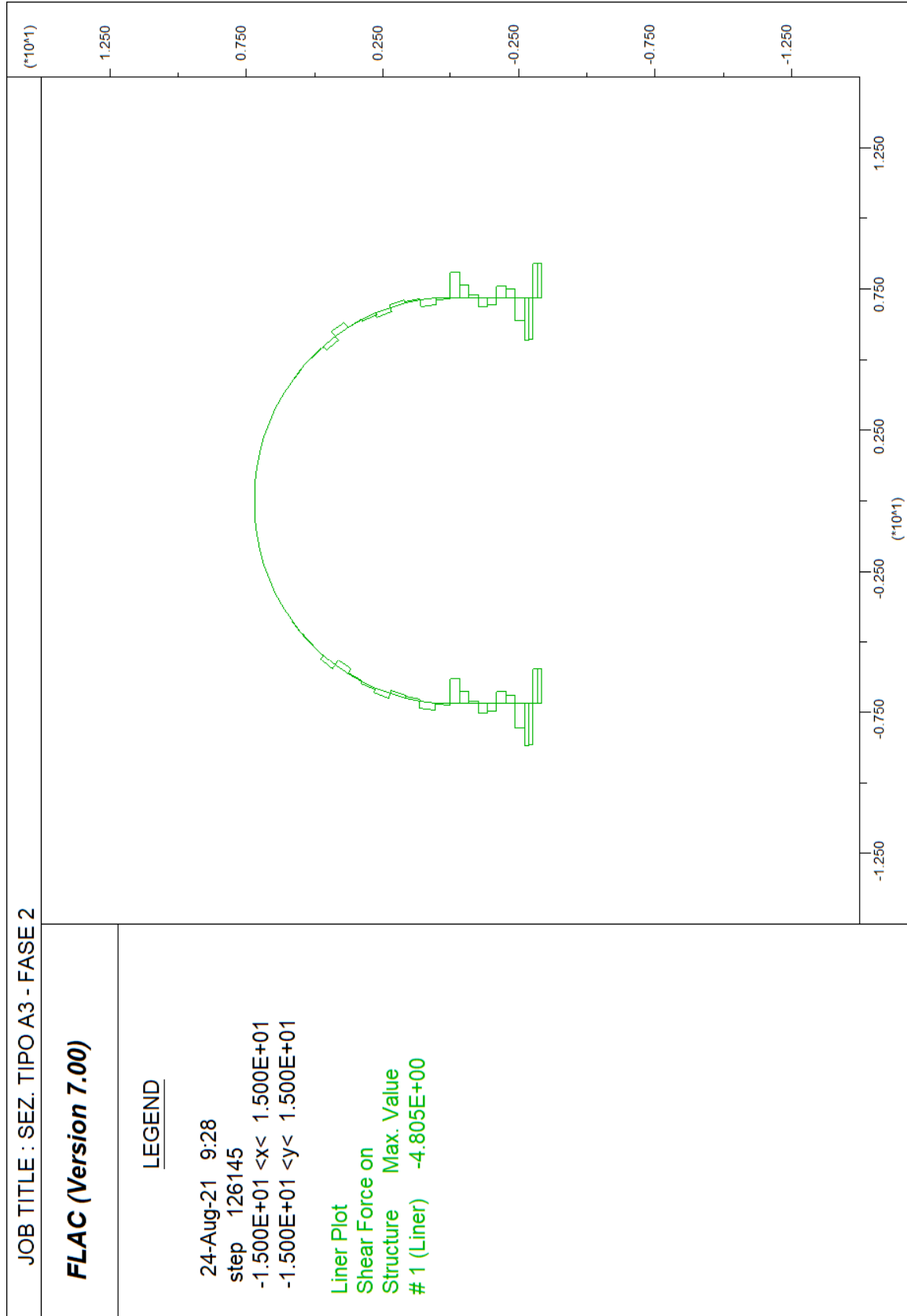


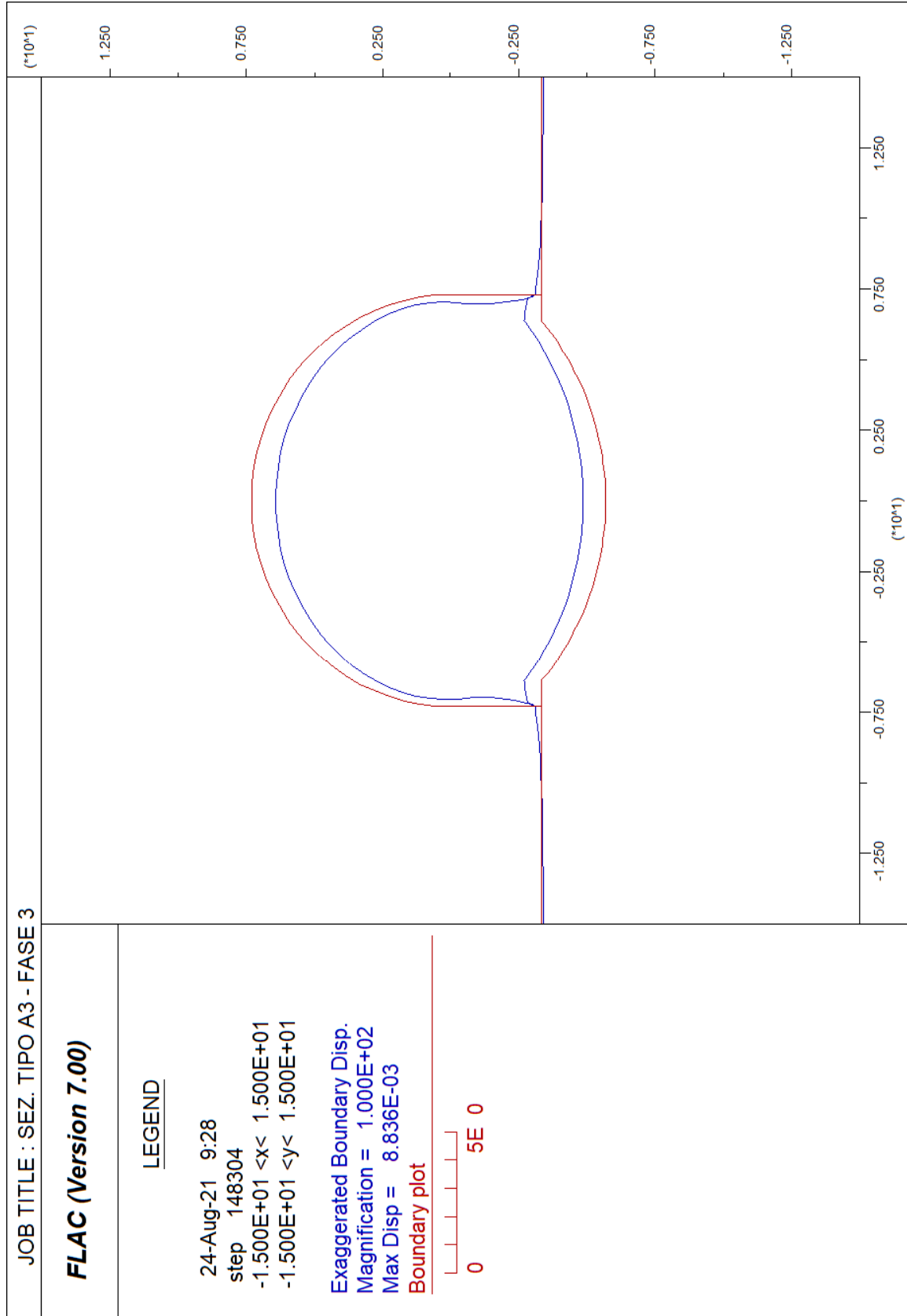


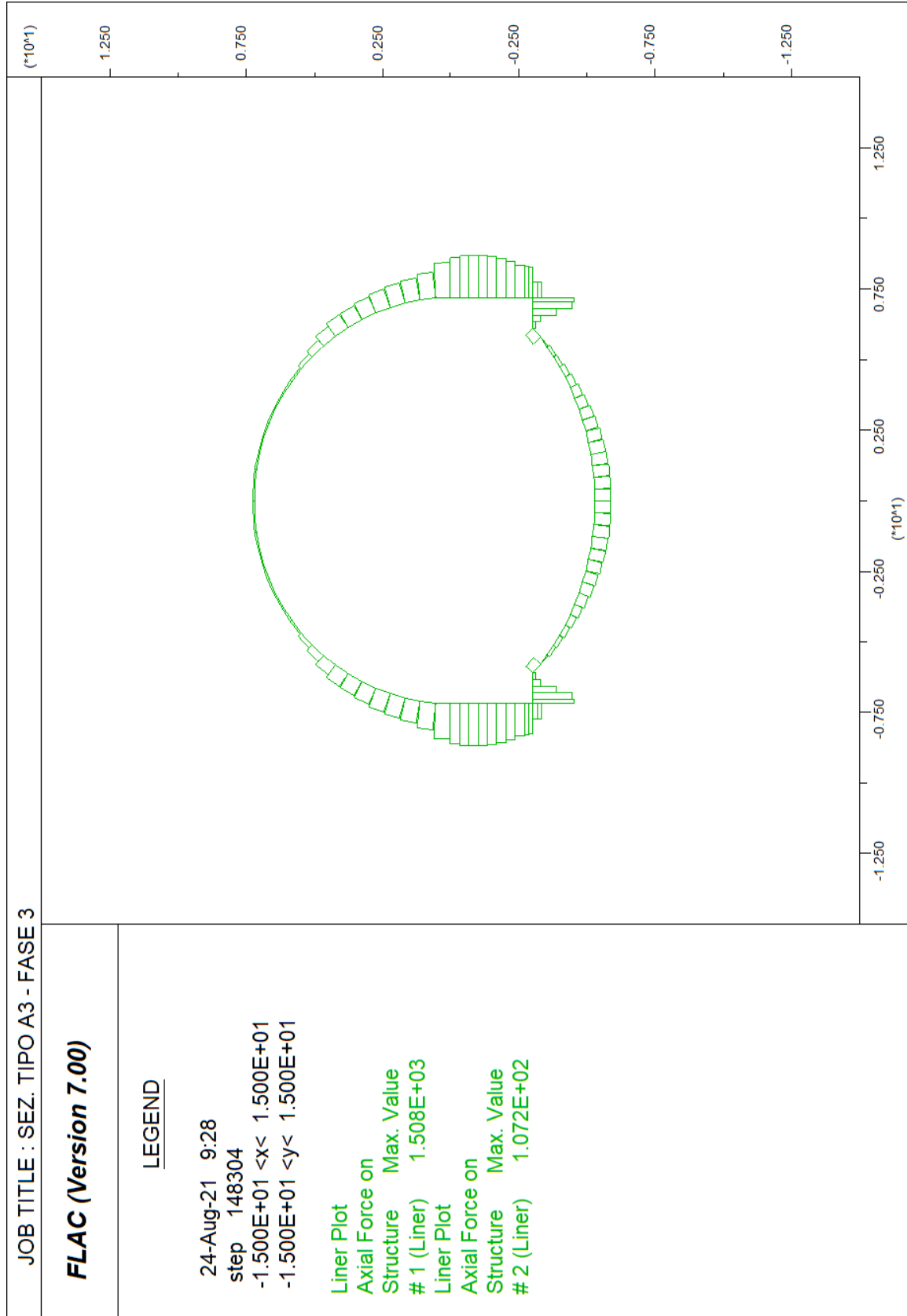


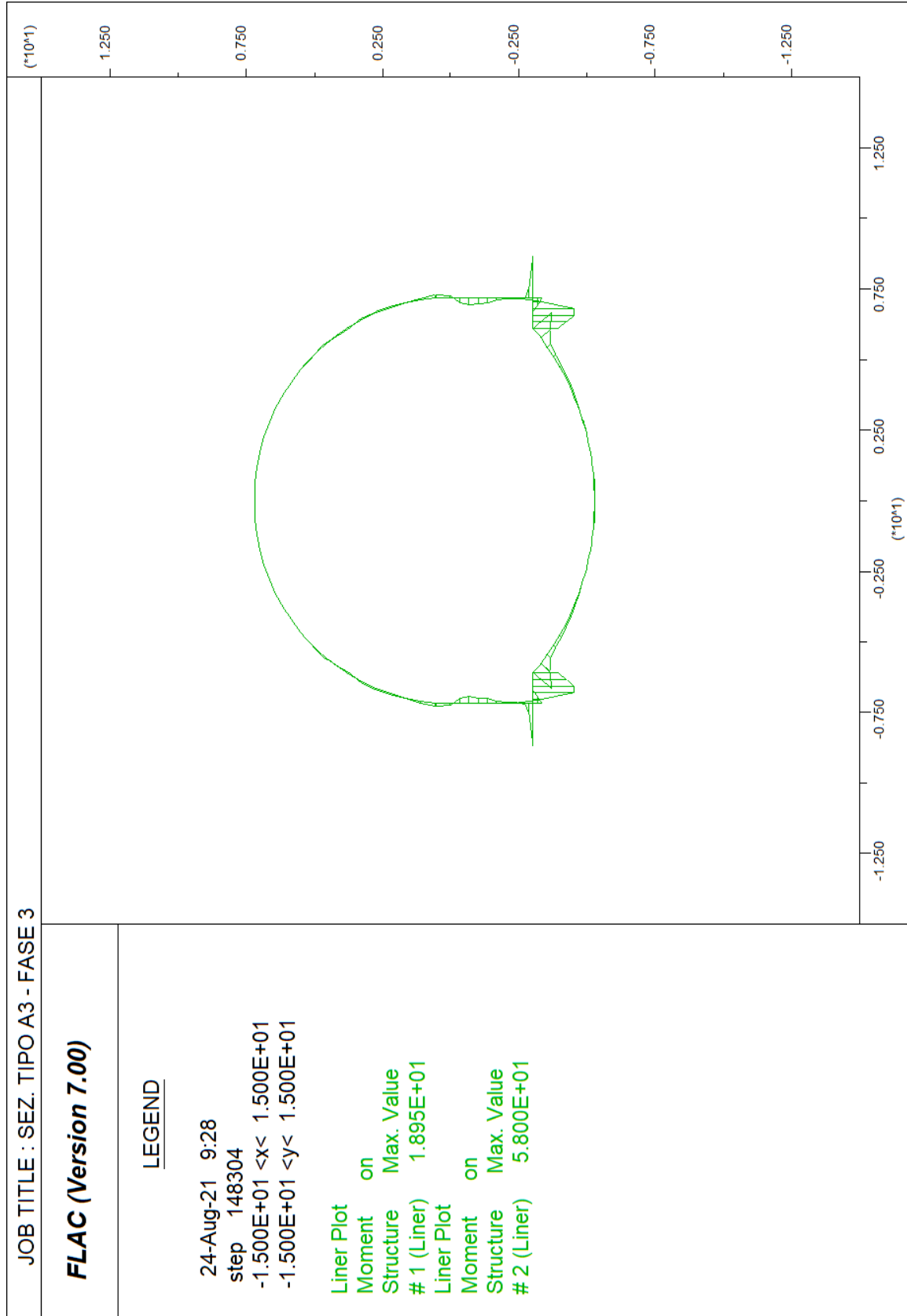


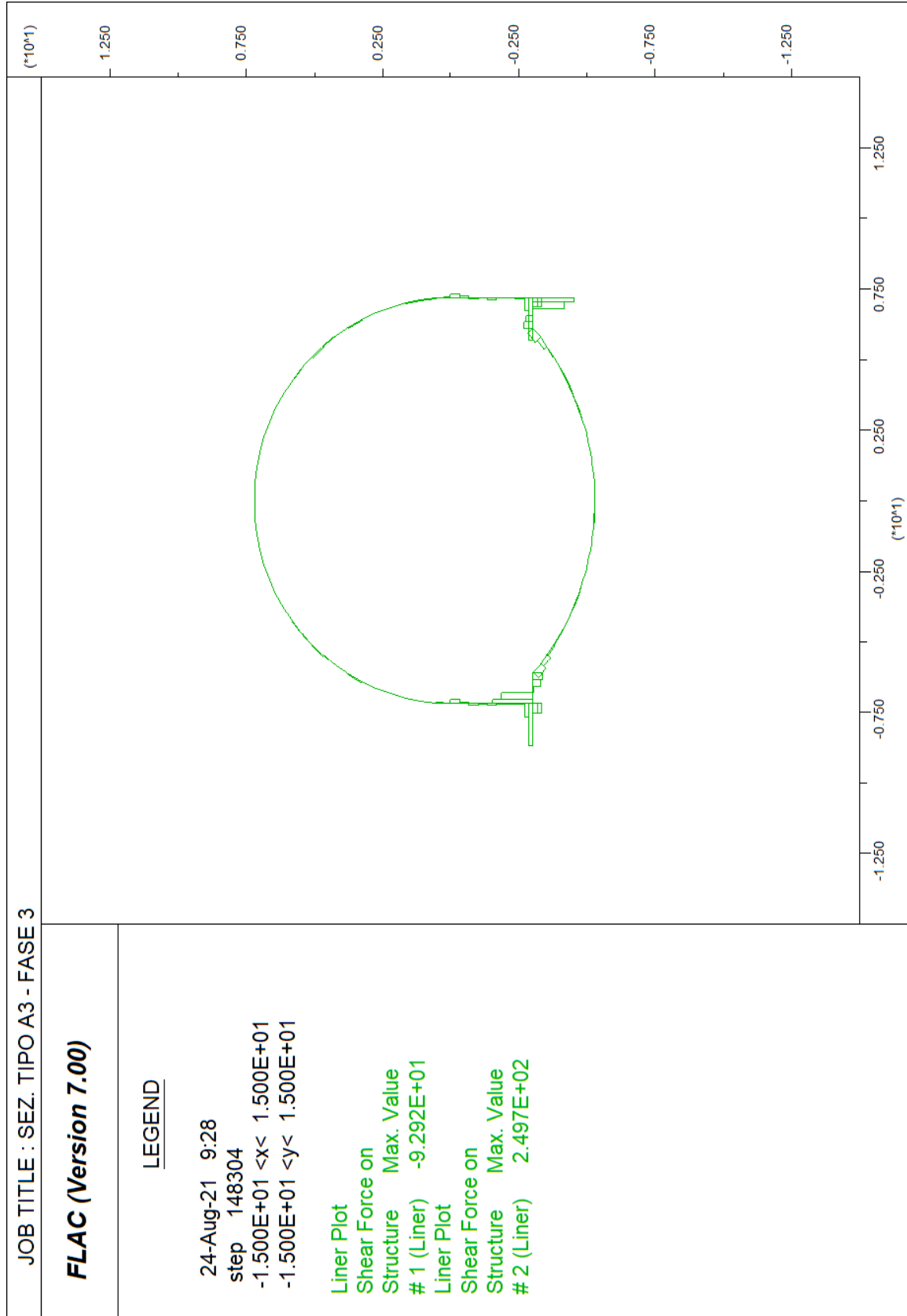


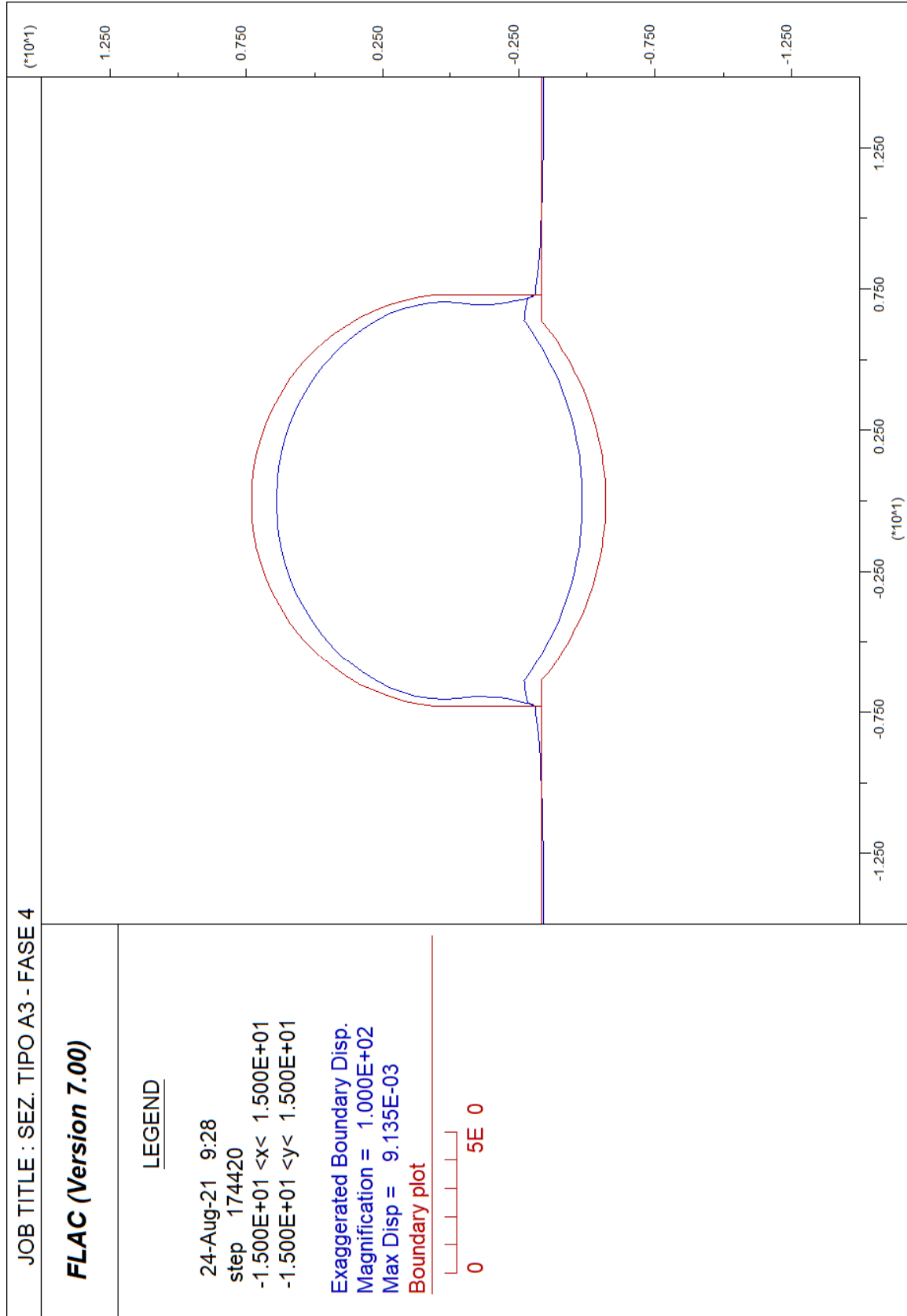


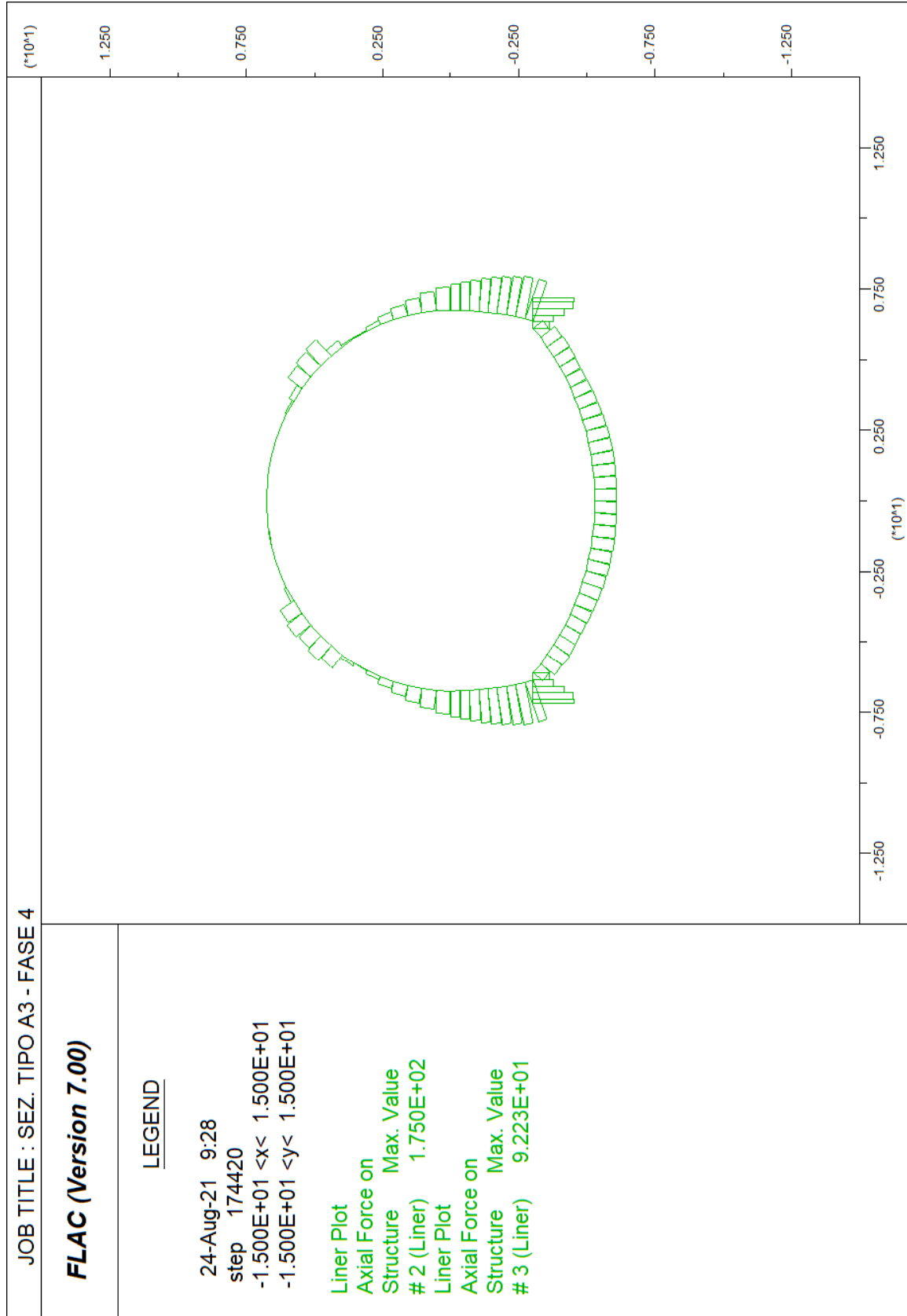


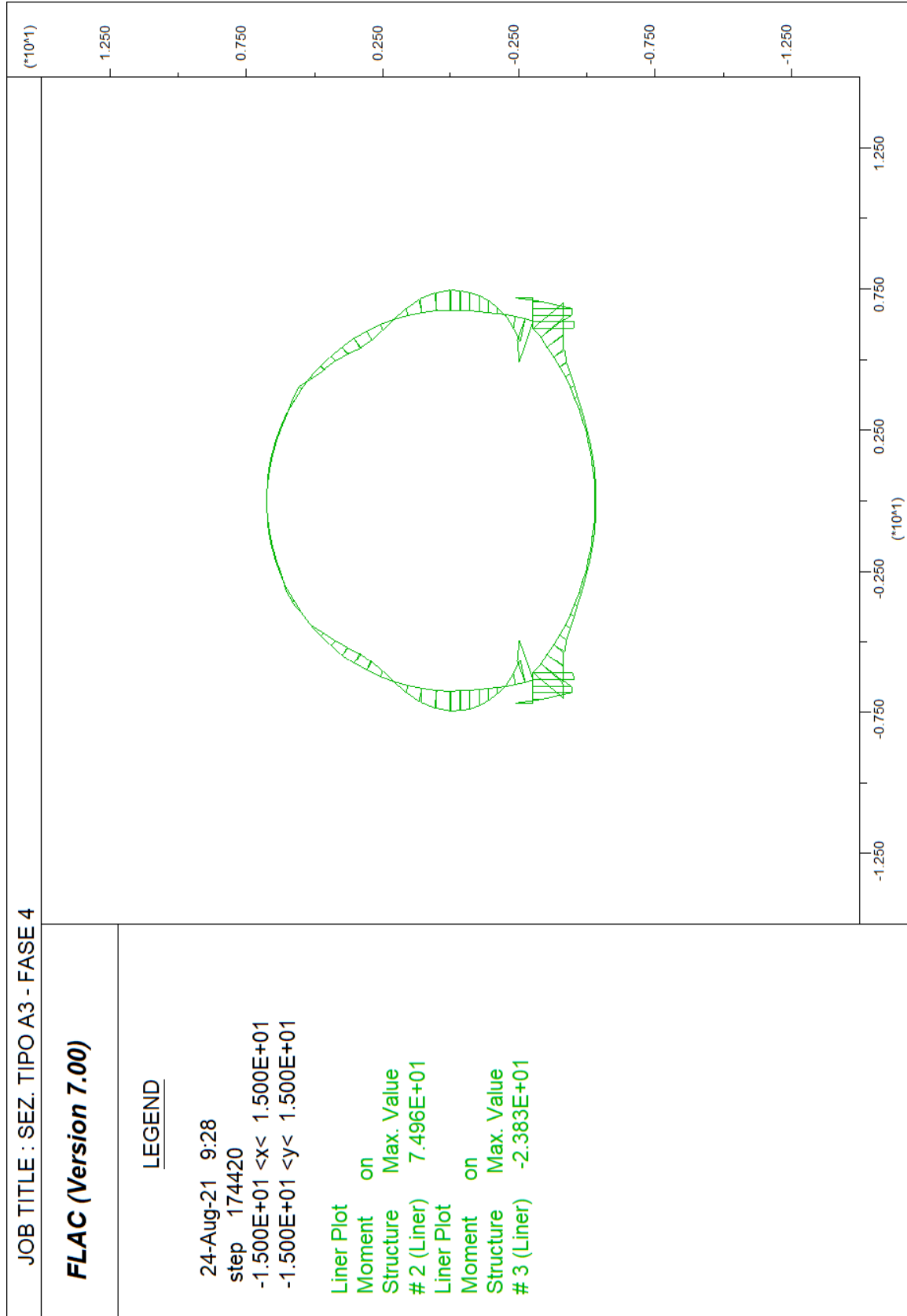


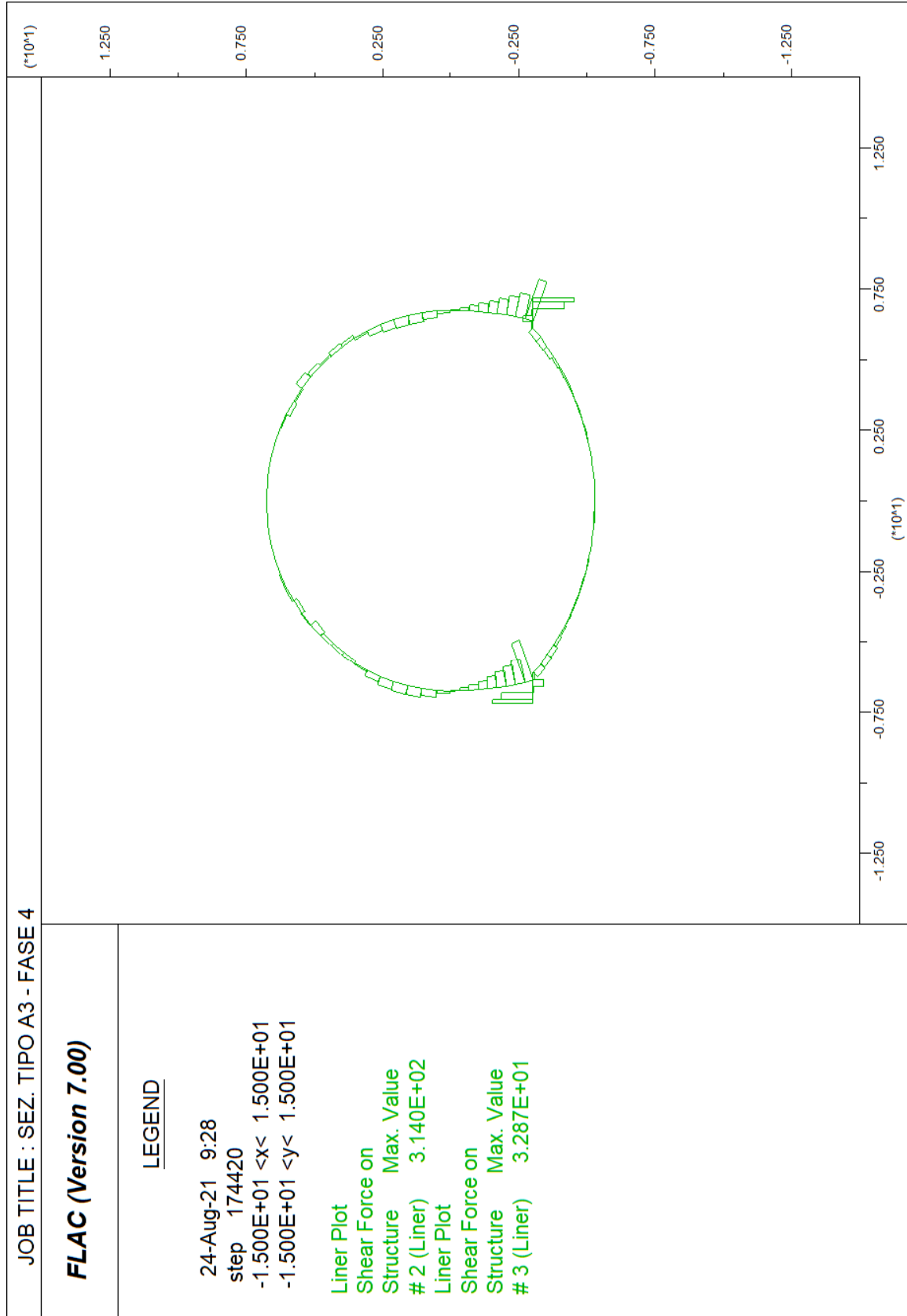


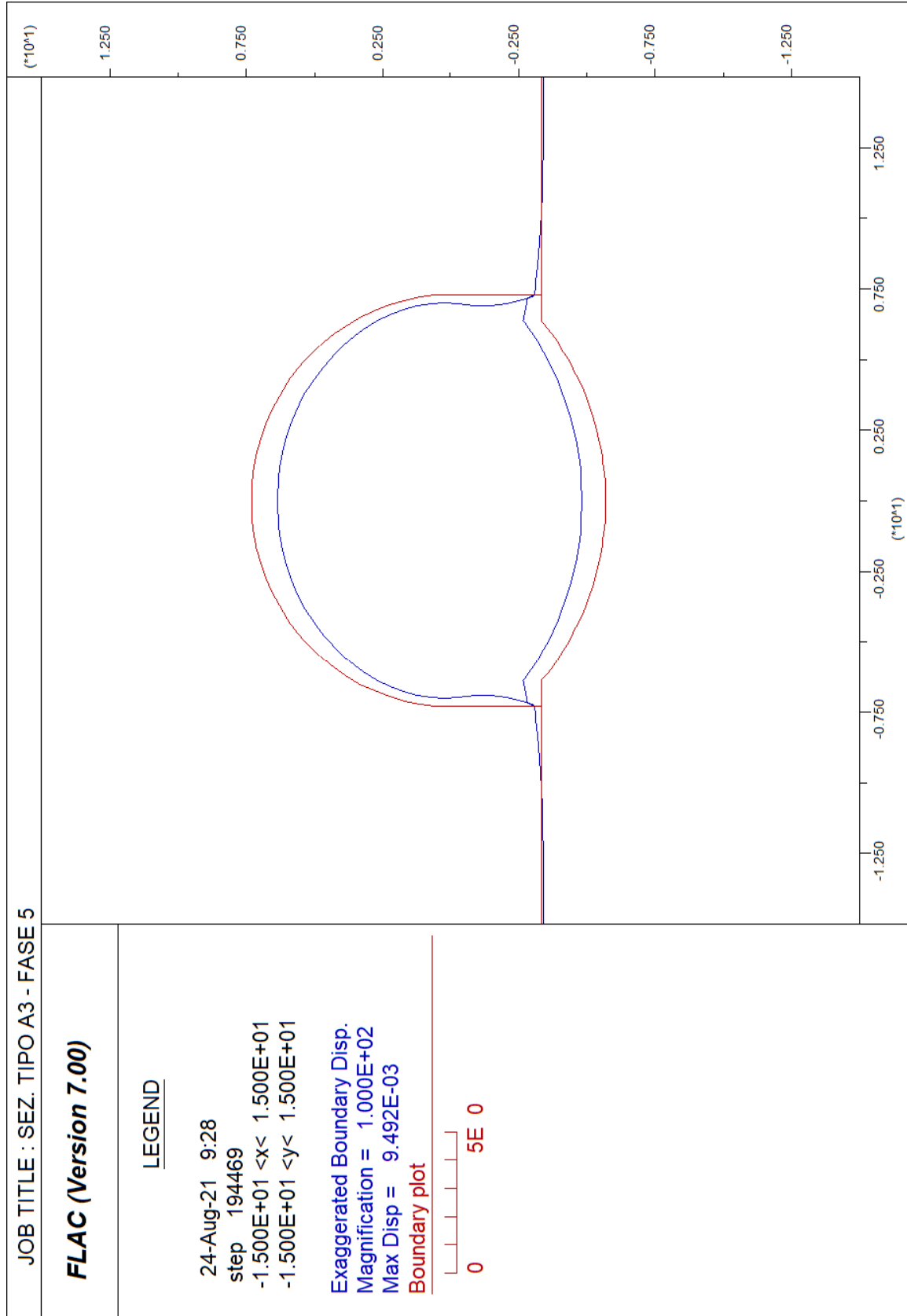


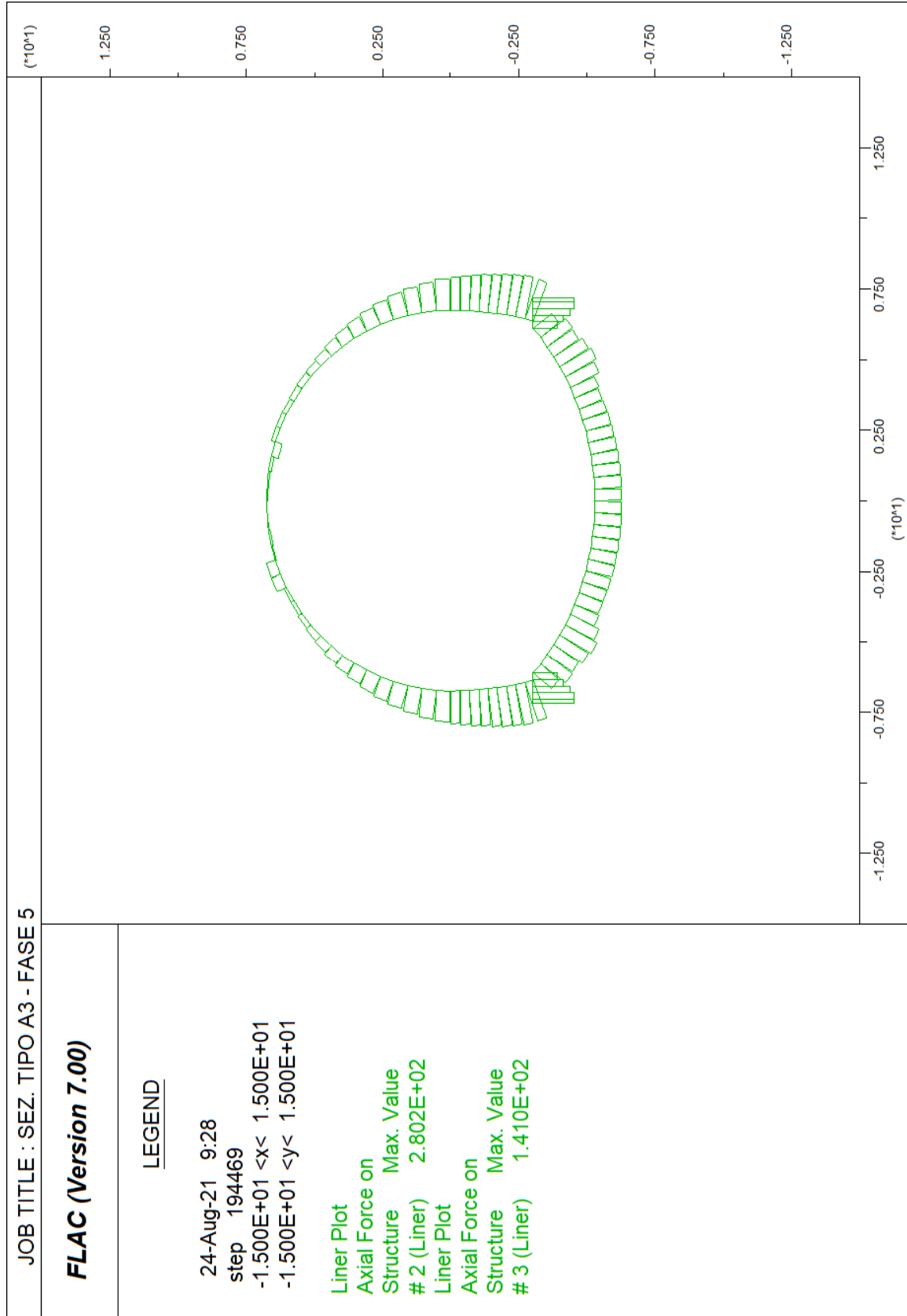


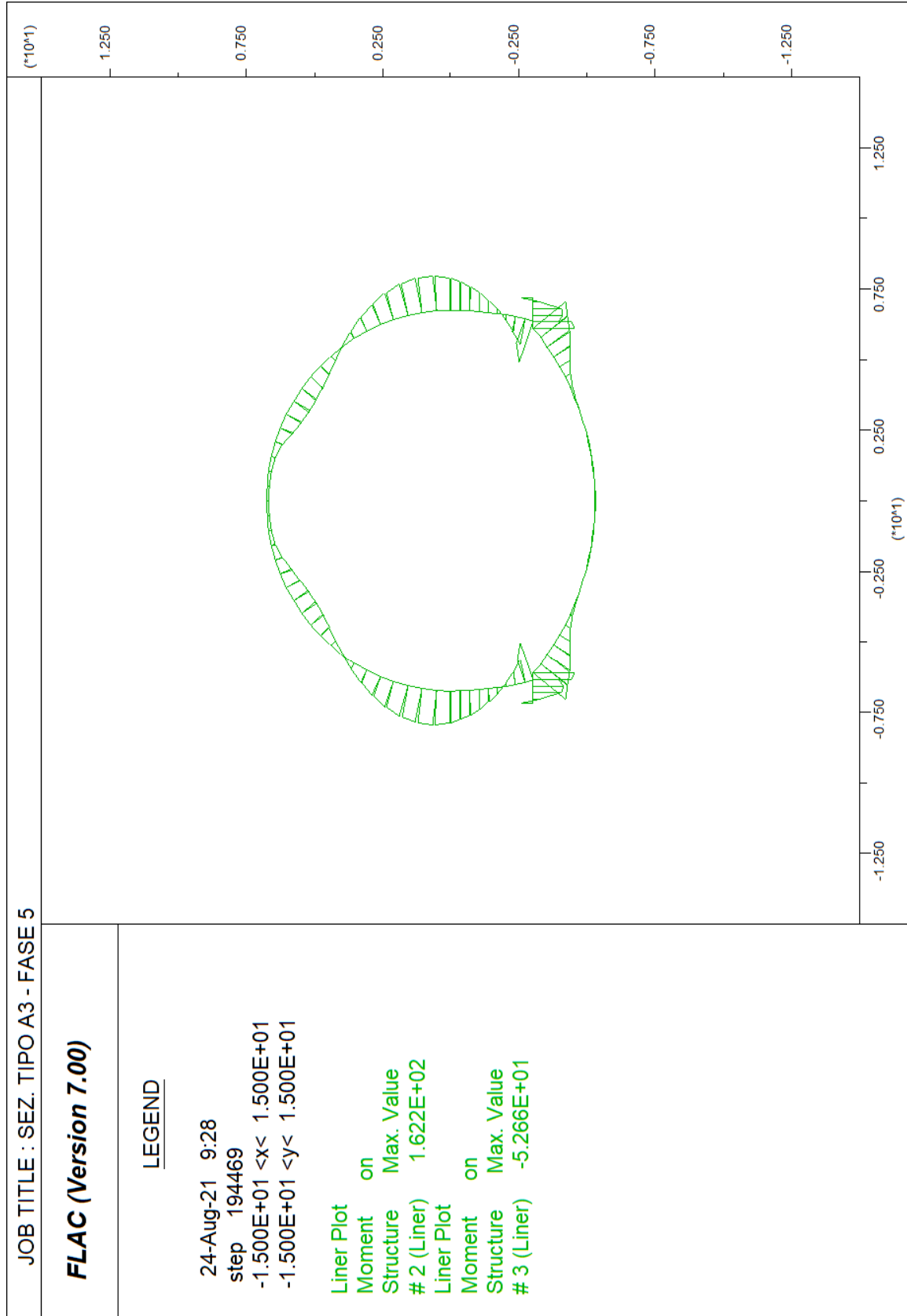


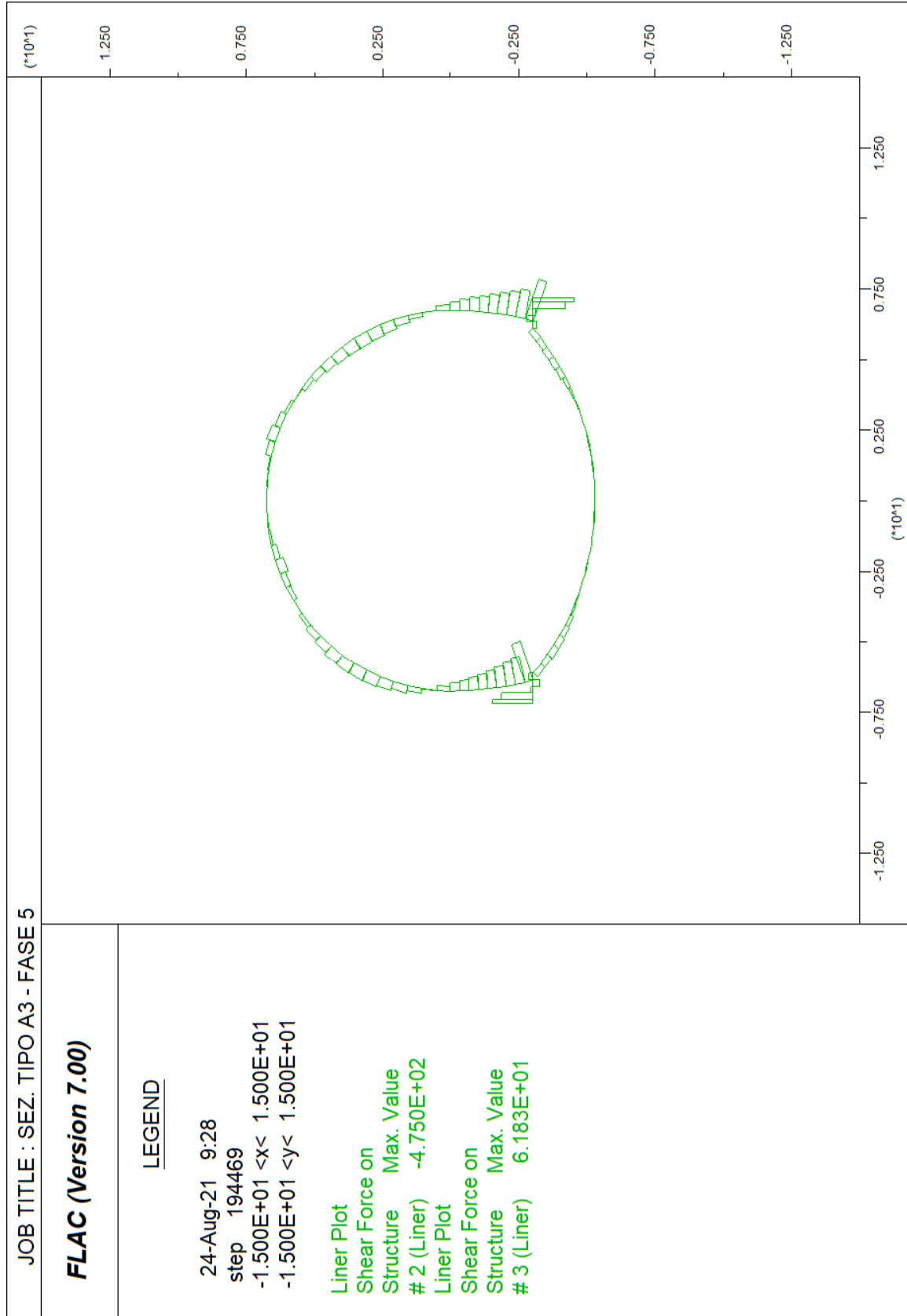


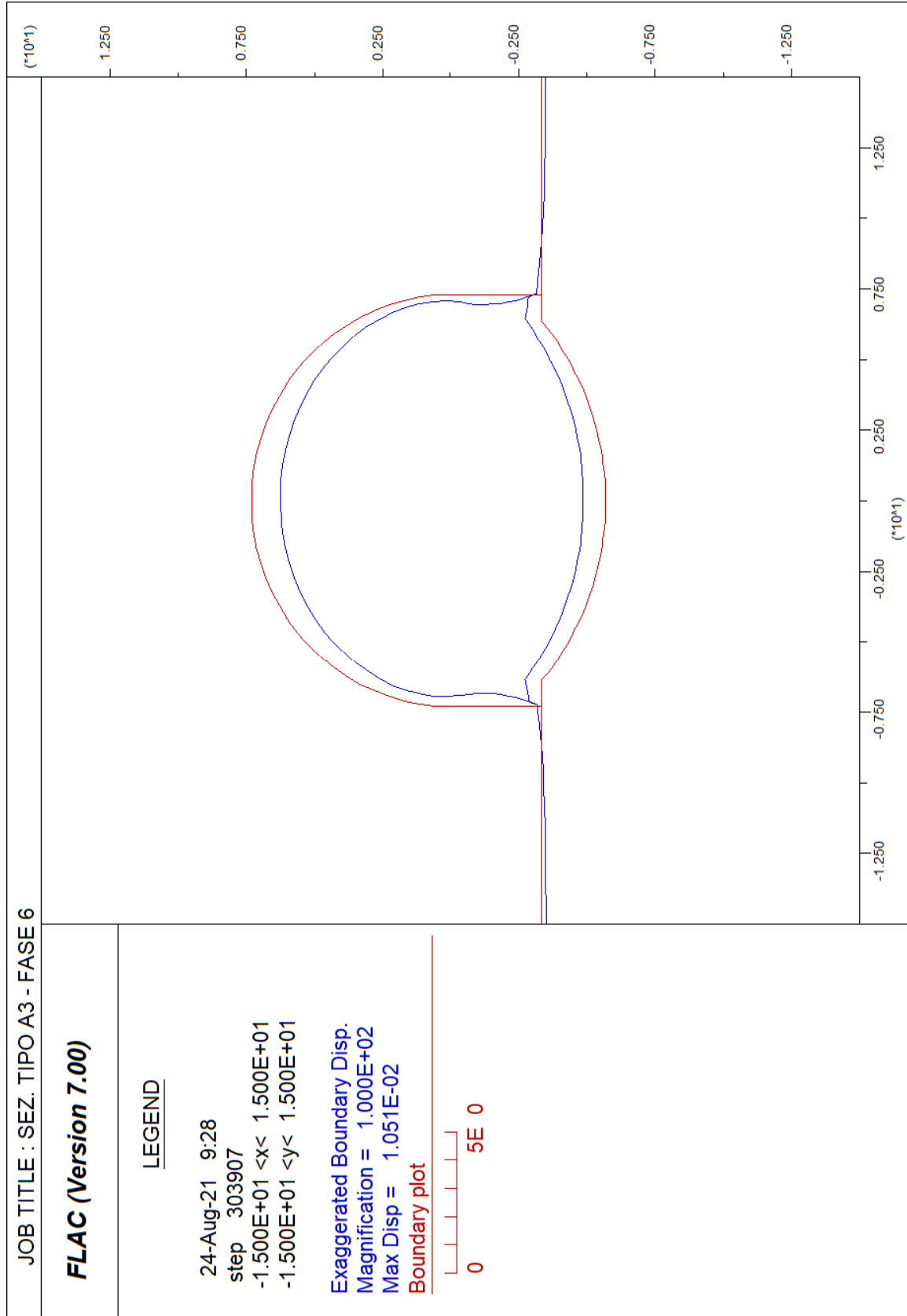


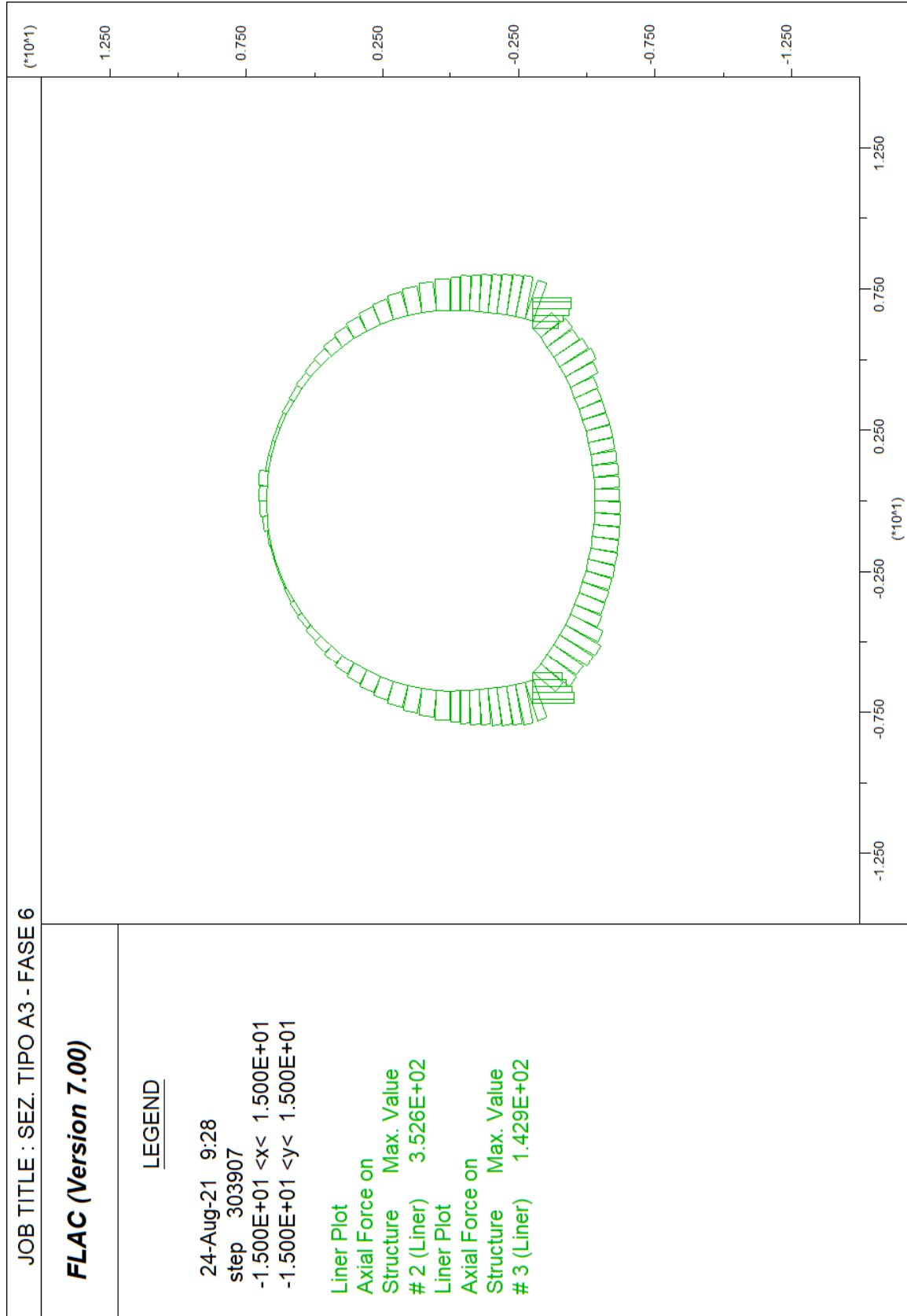


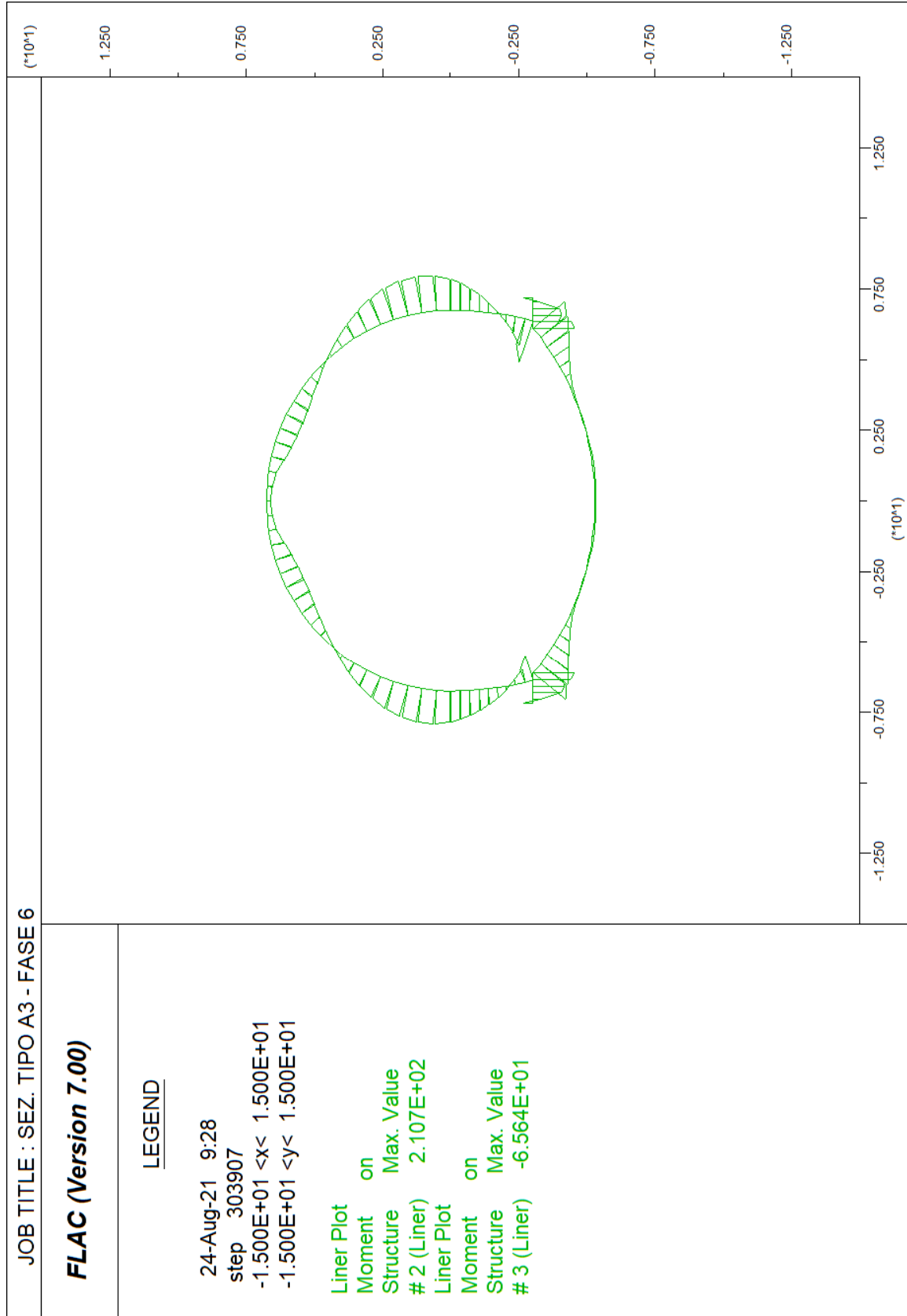


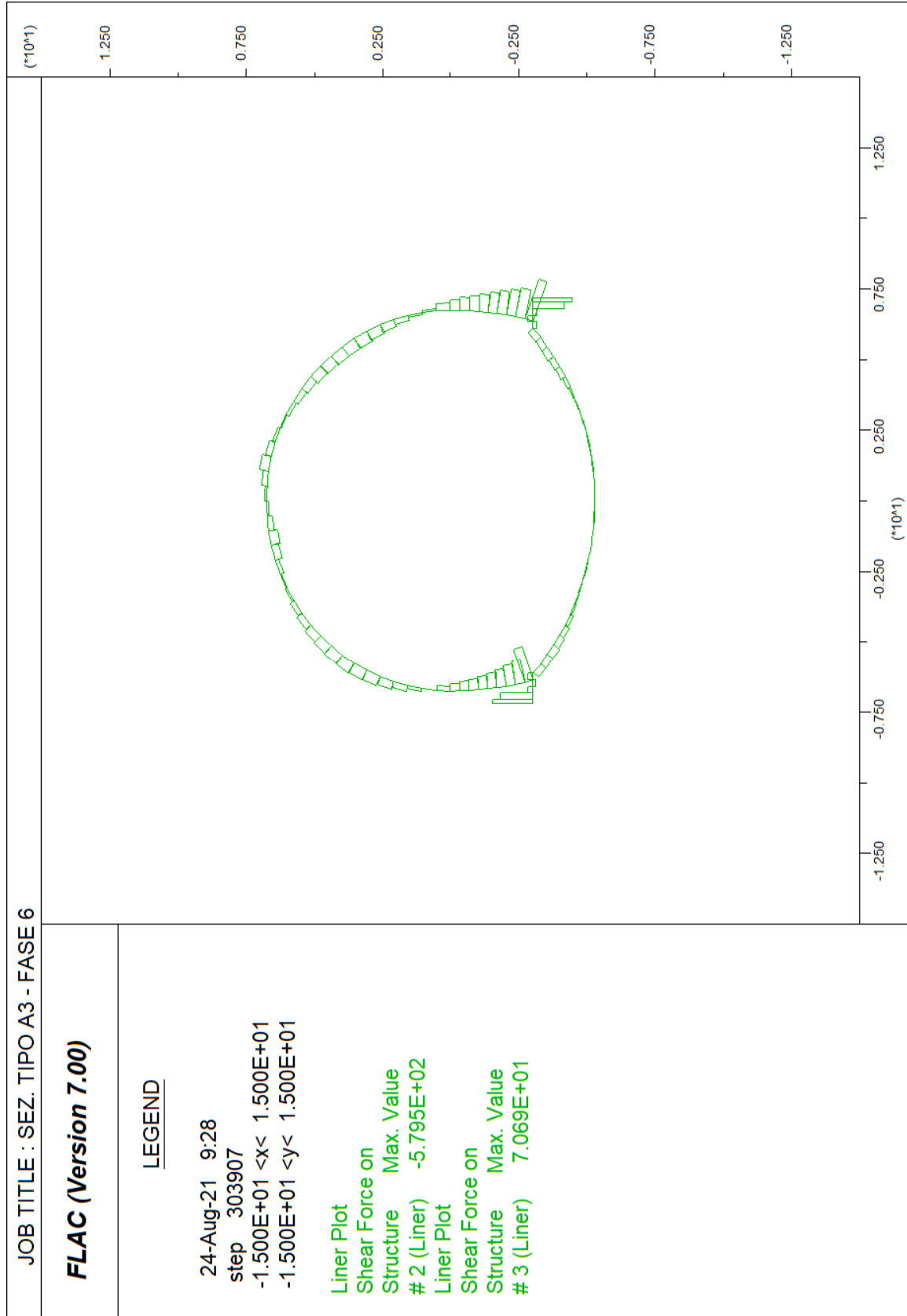






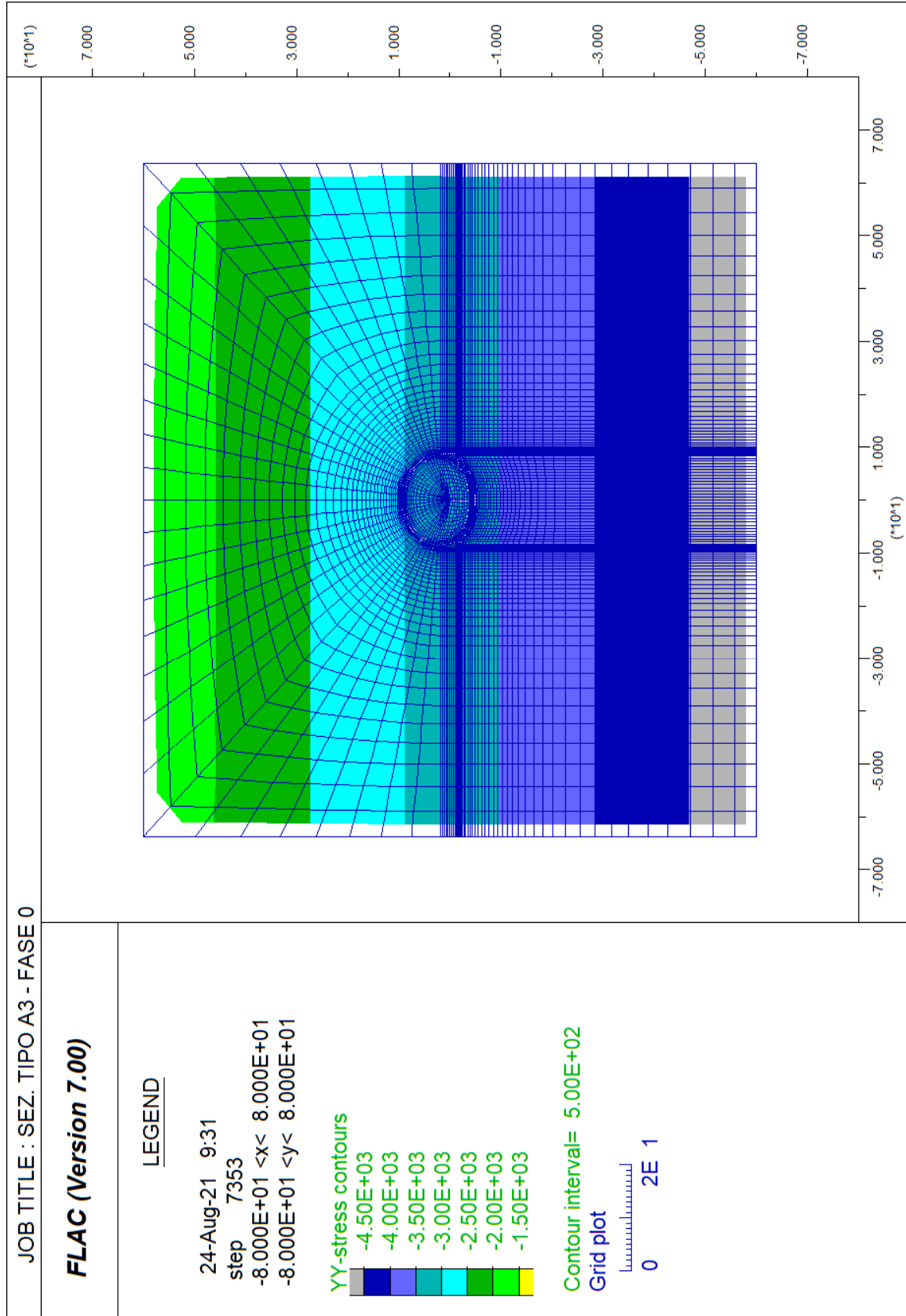


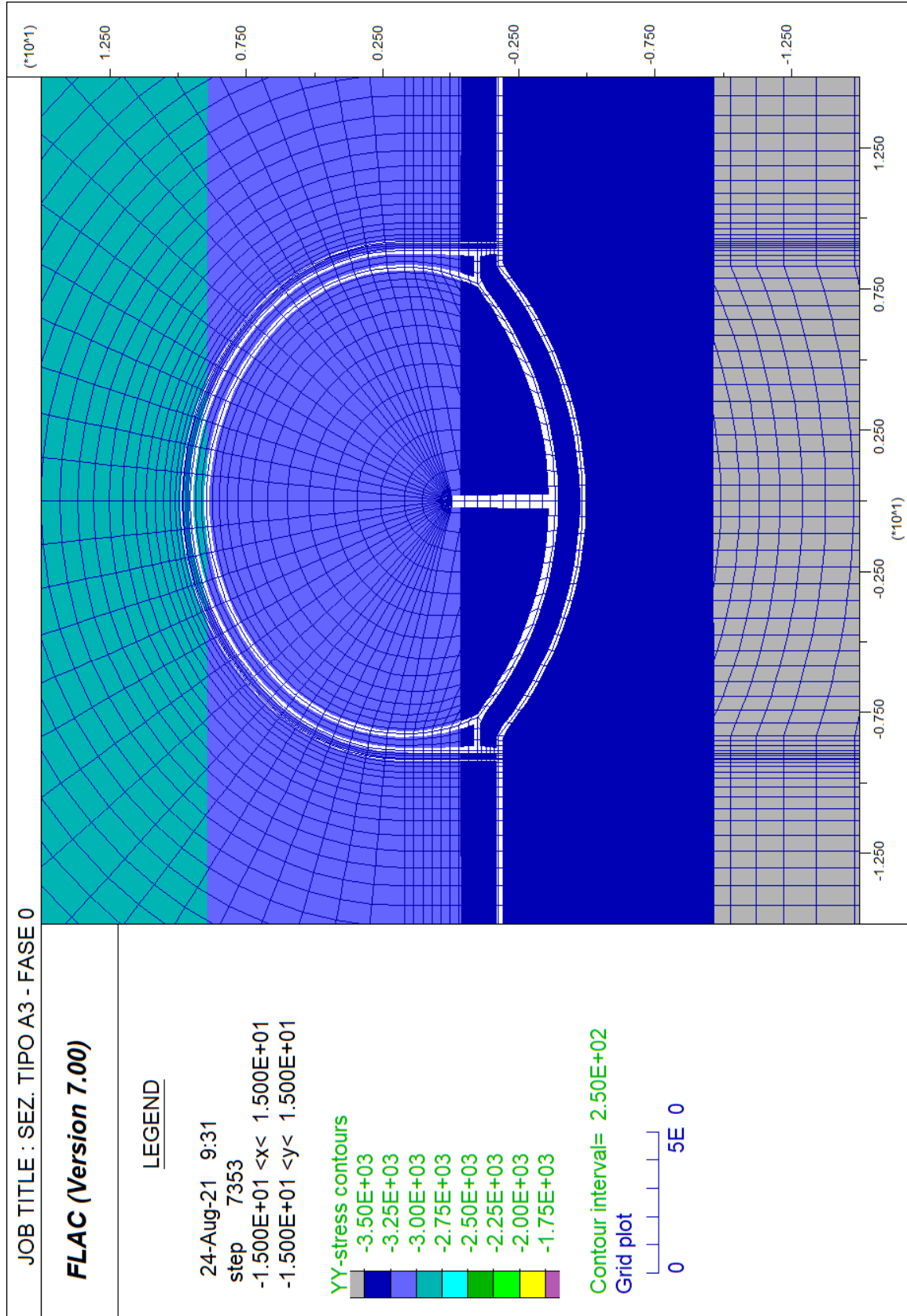


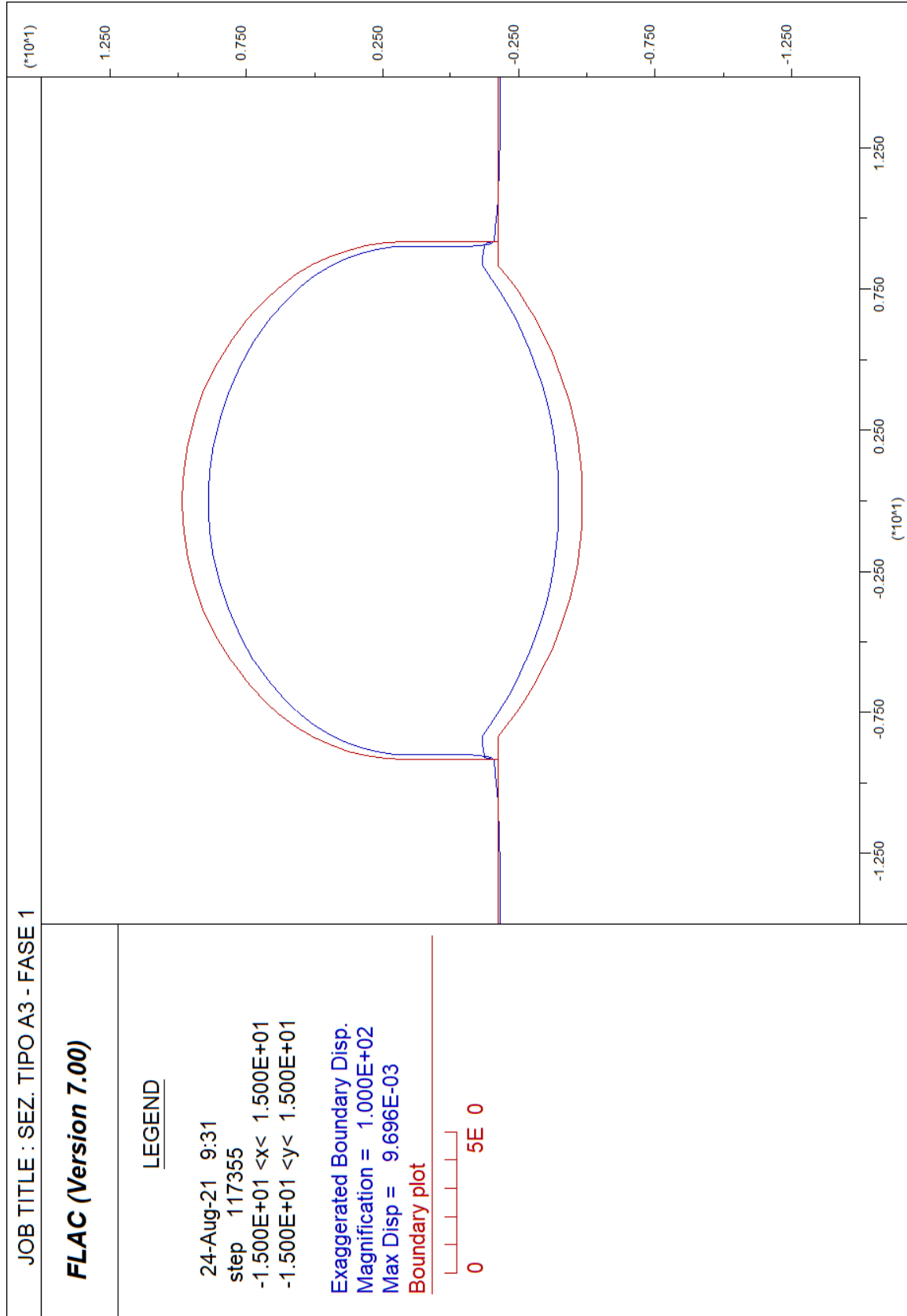


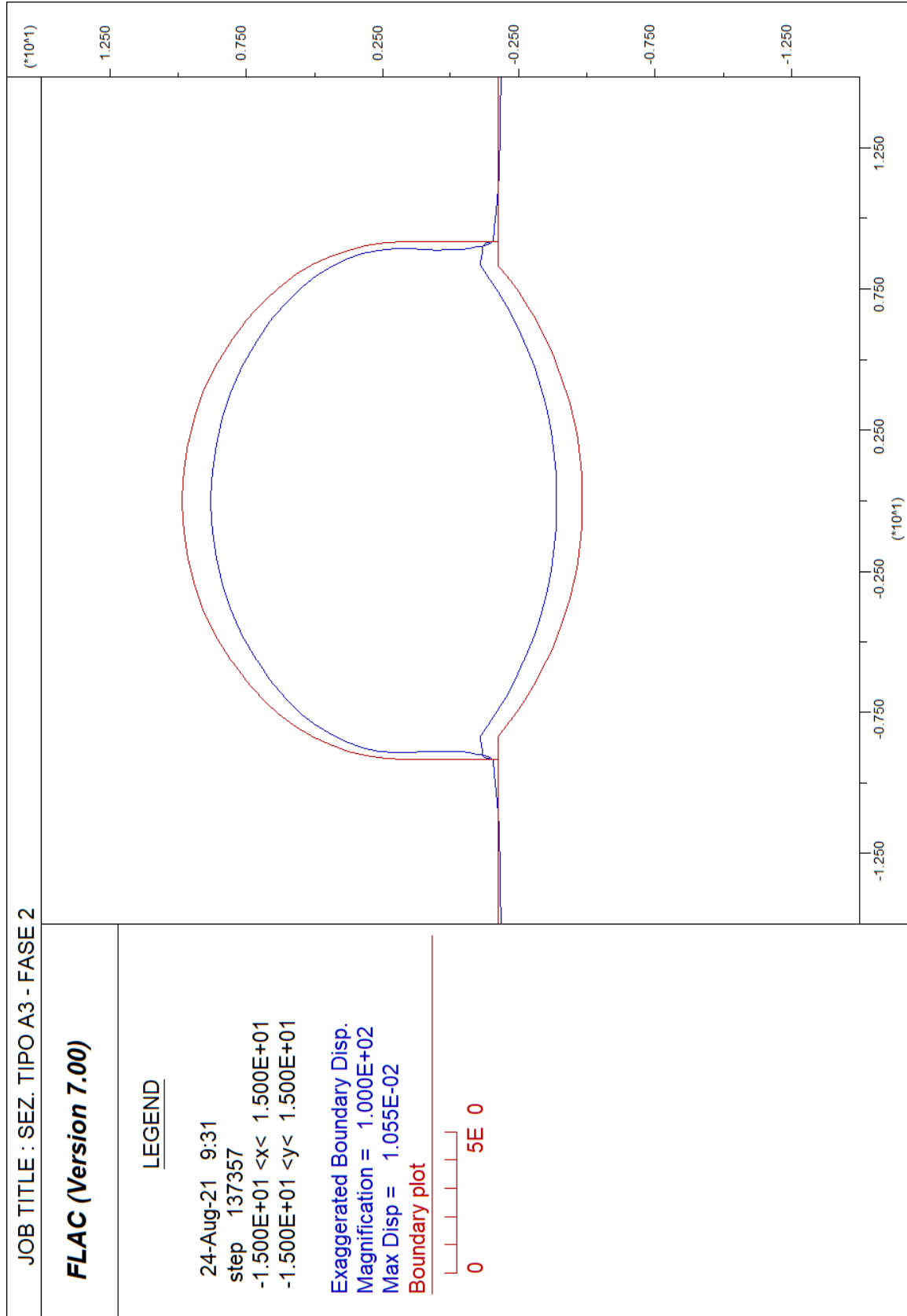
ALLEGATO N. 5.A3.2

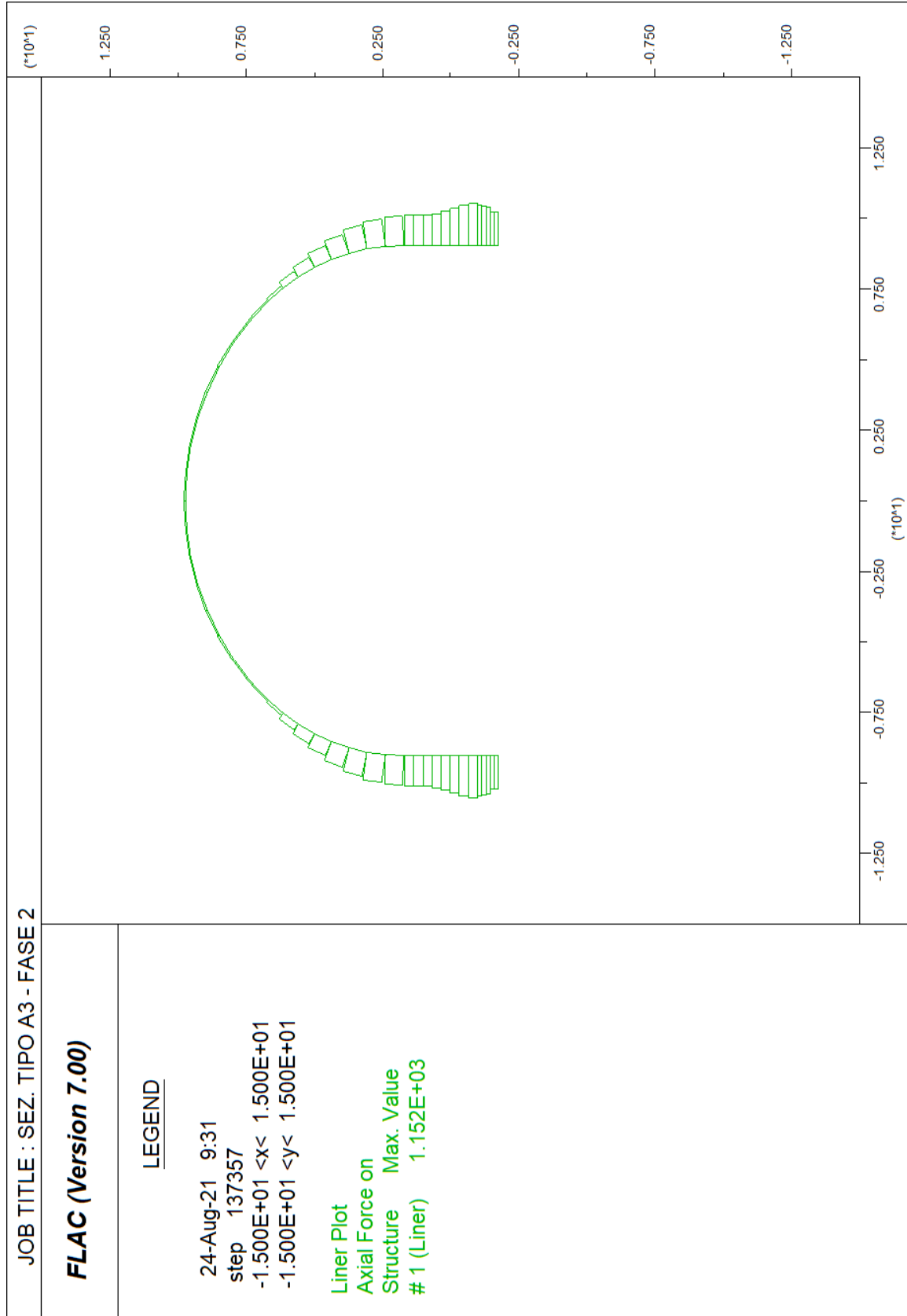
**ANALISI F.D.M. (FLAC)
SEZIONE TIPO A3
CON PIAZZOLA DI SOSTA**

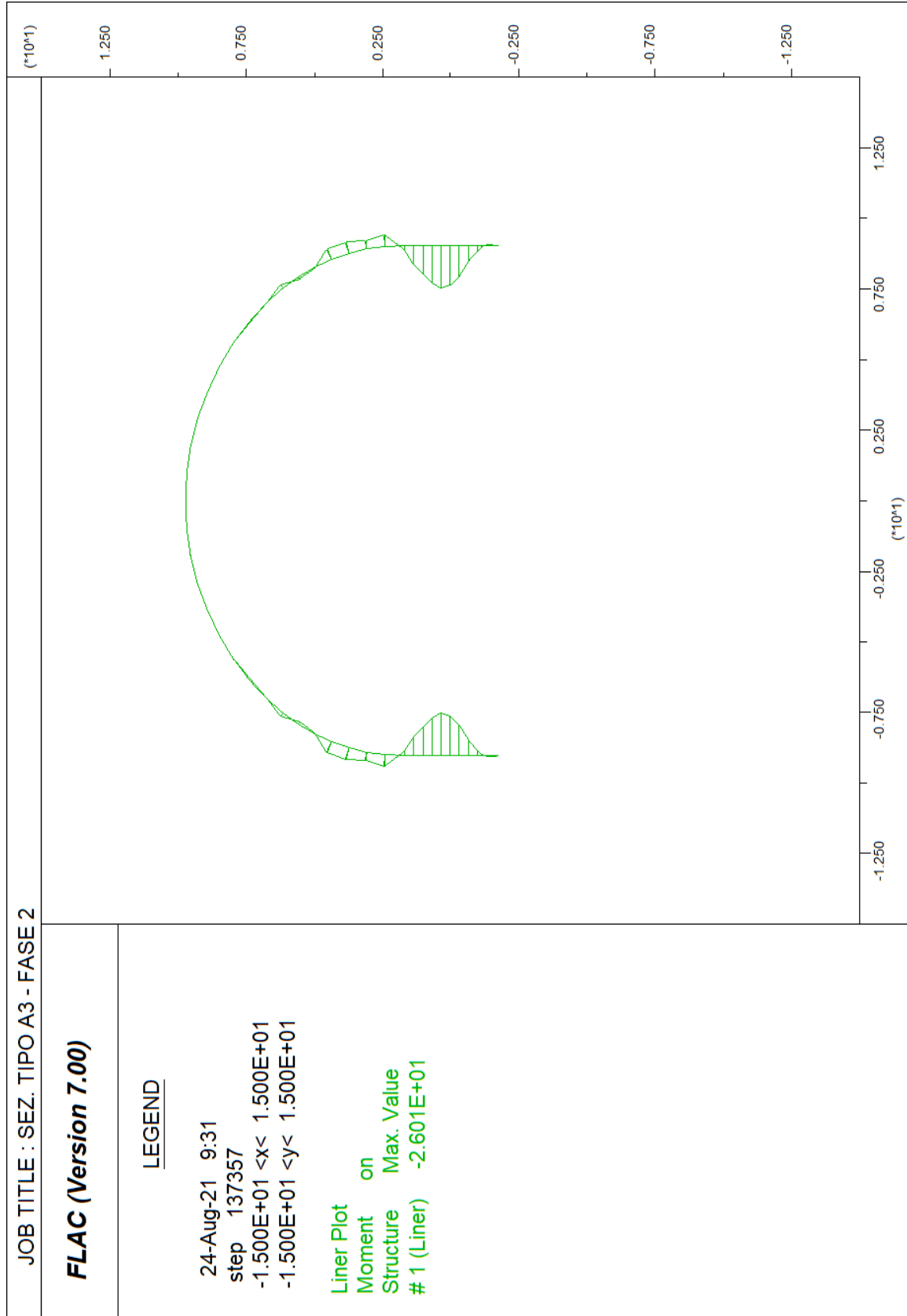


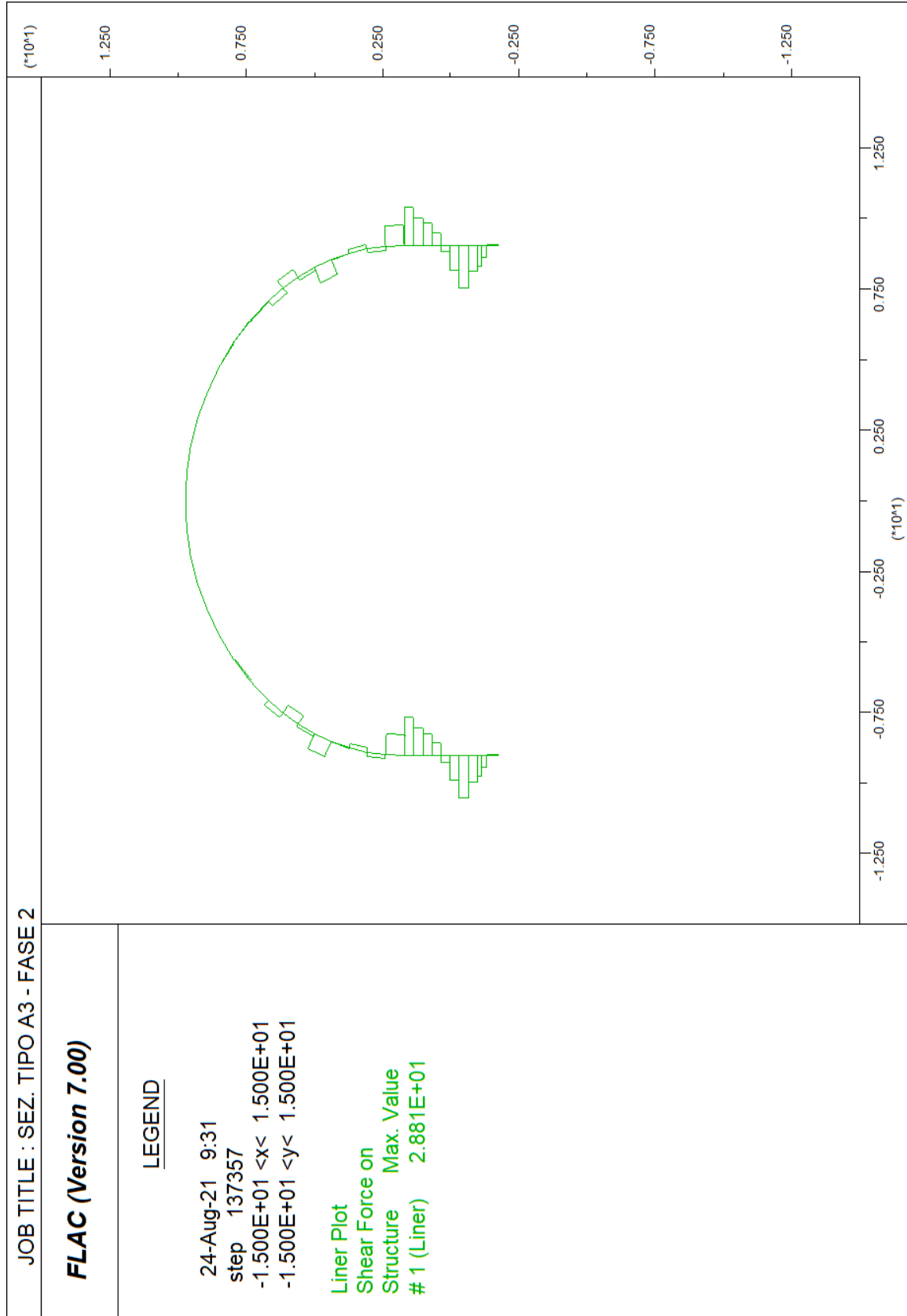


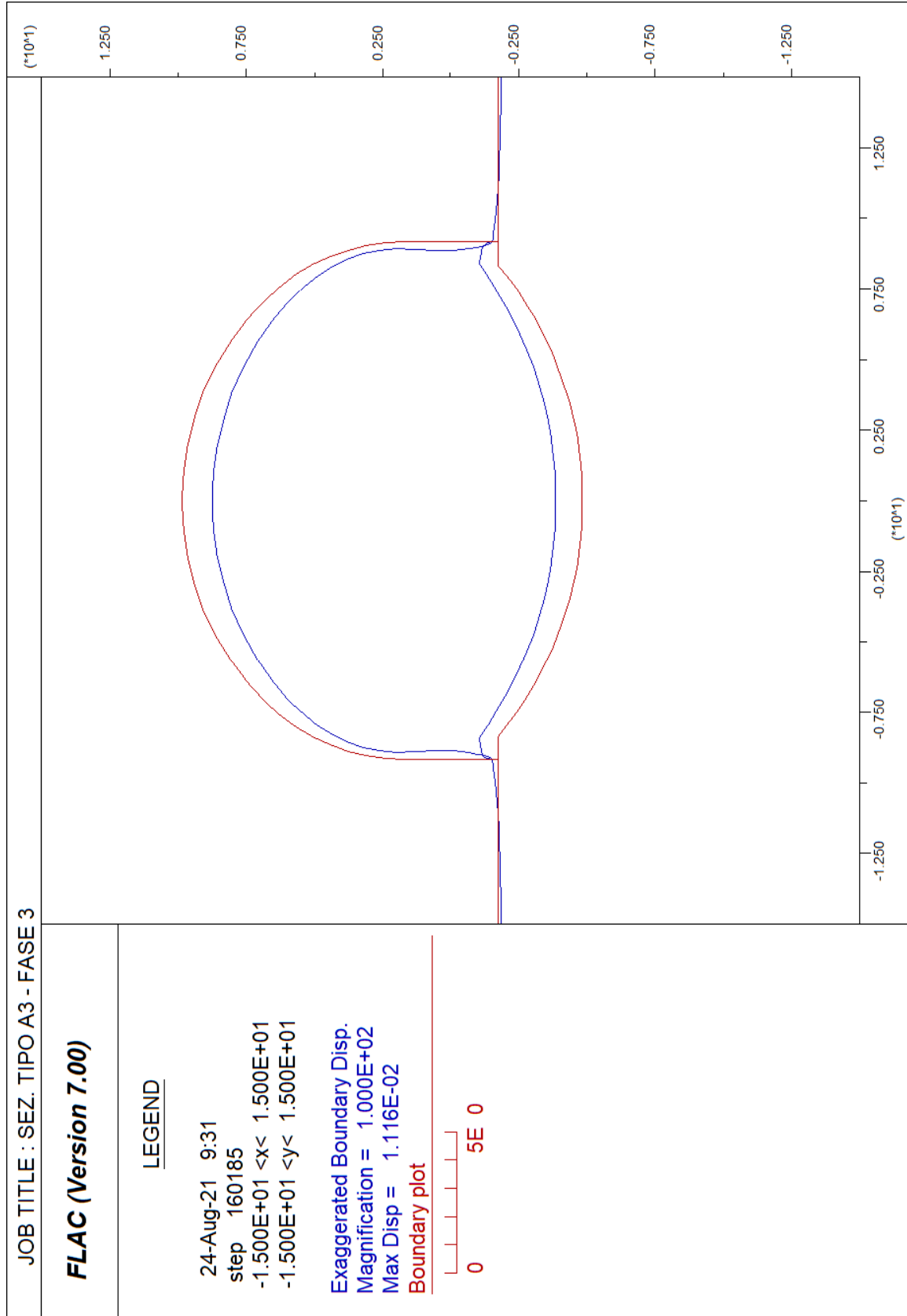


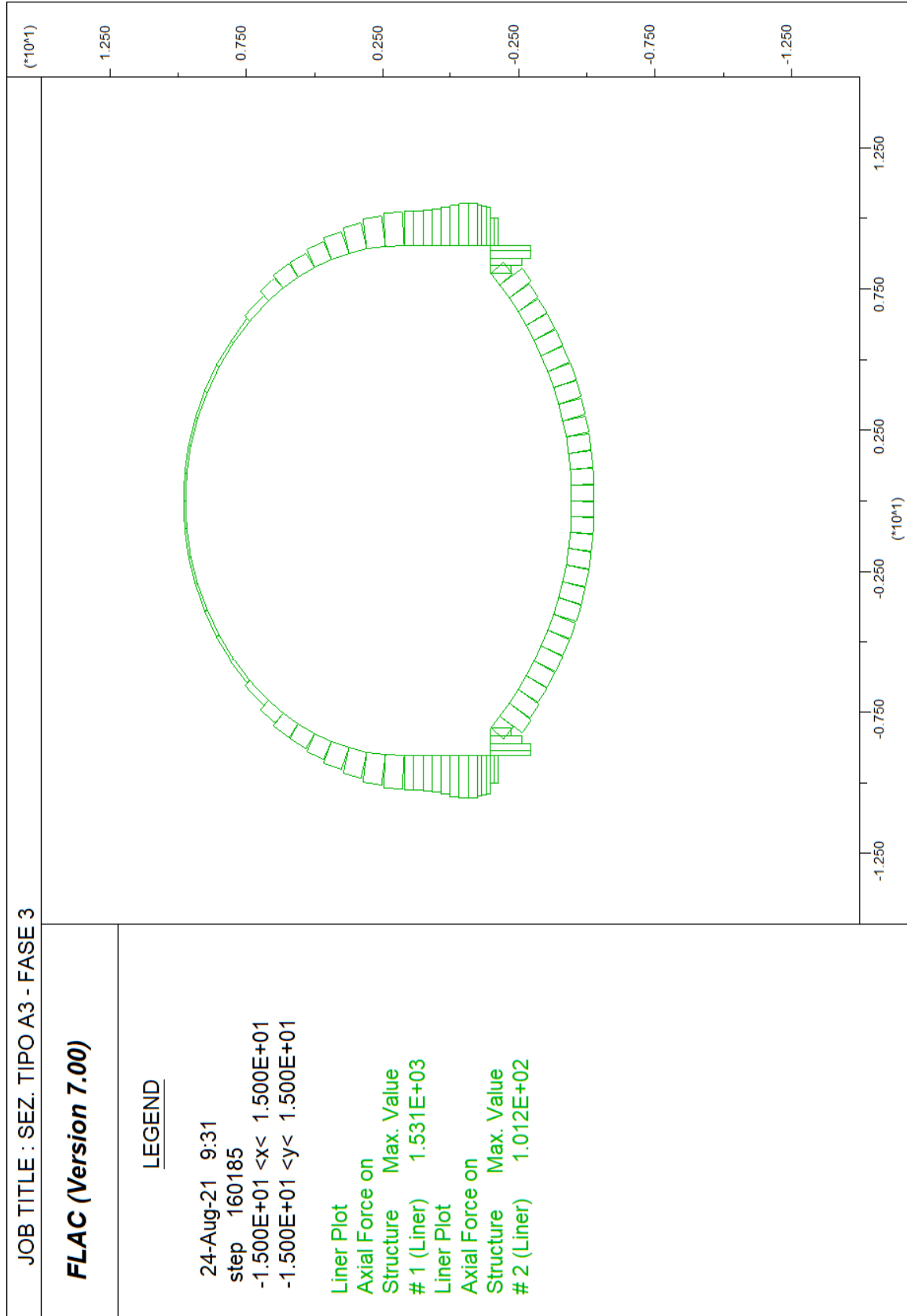


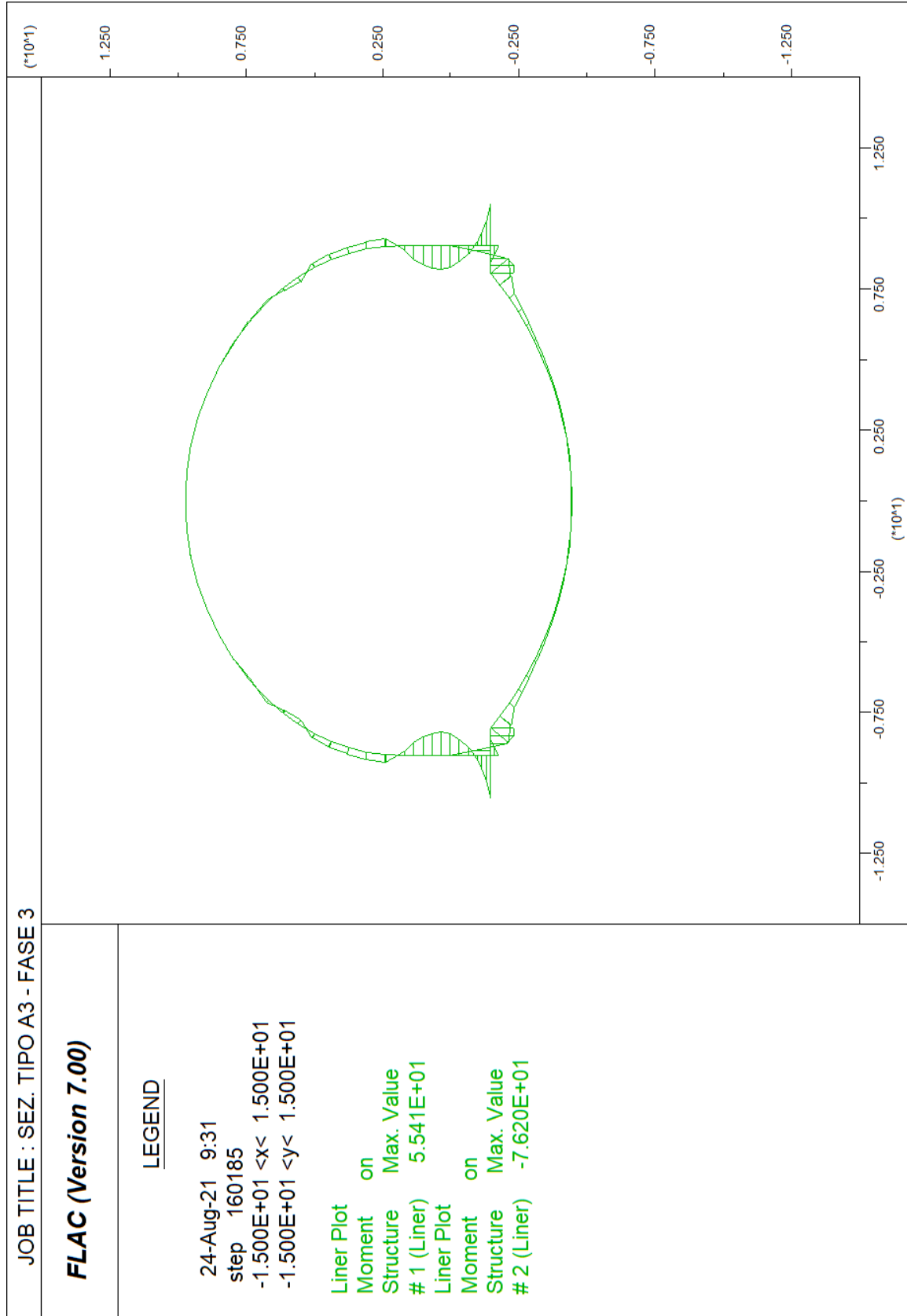


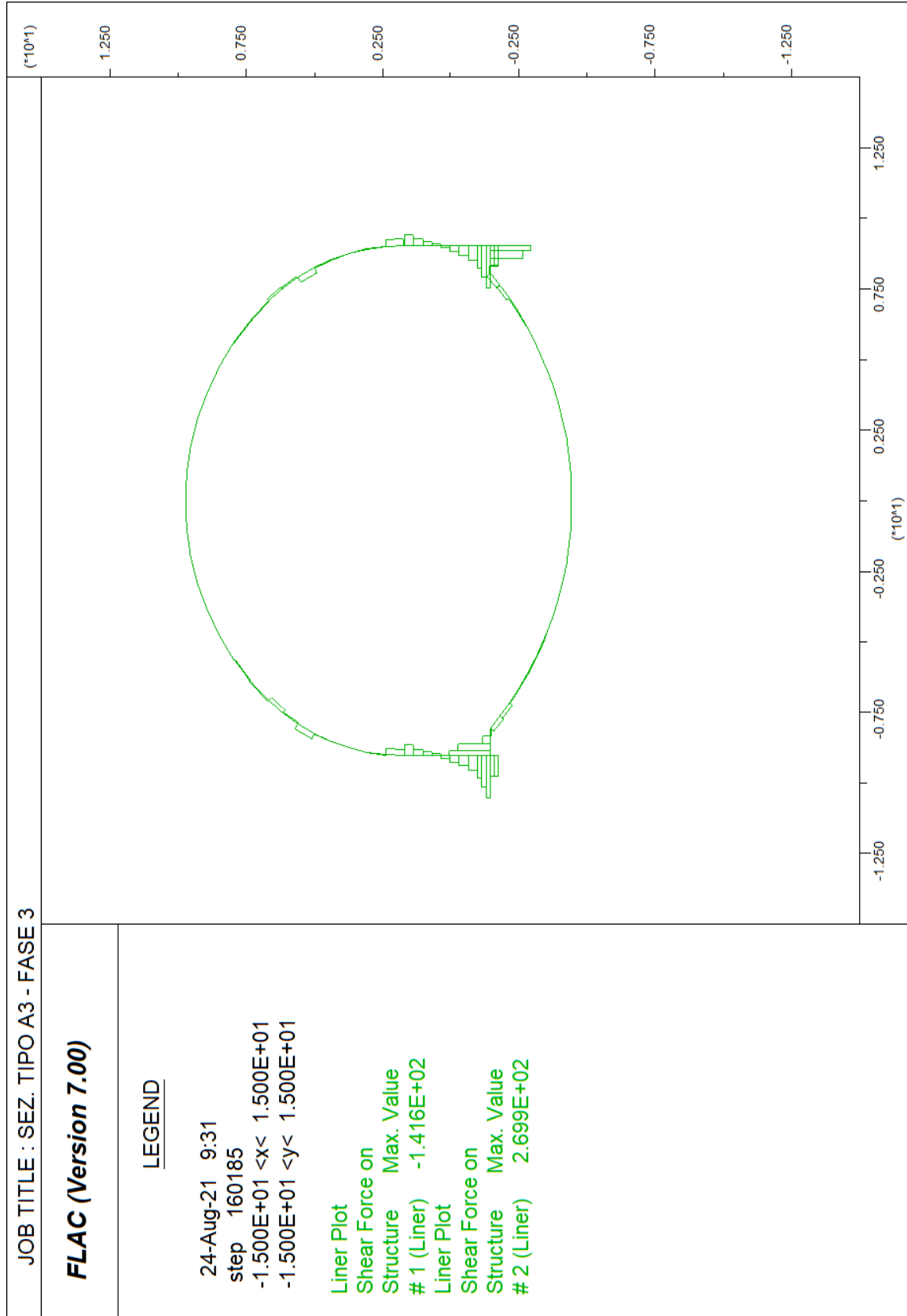


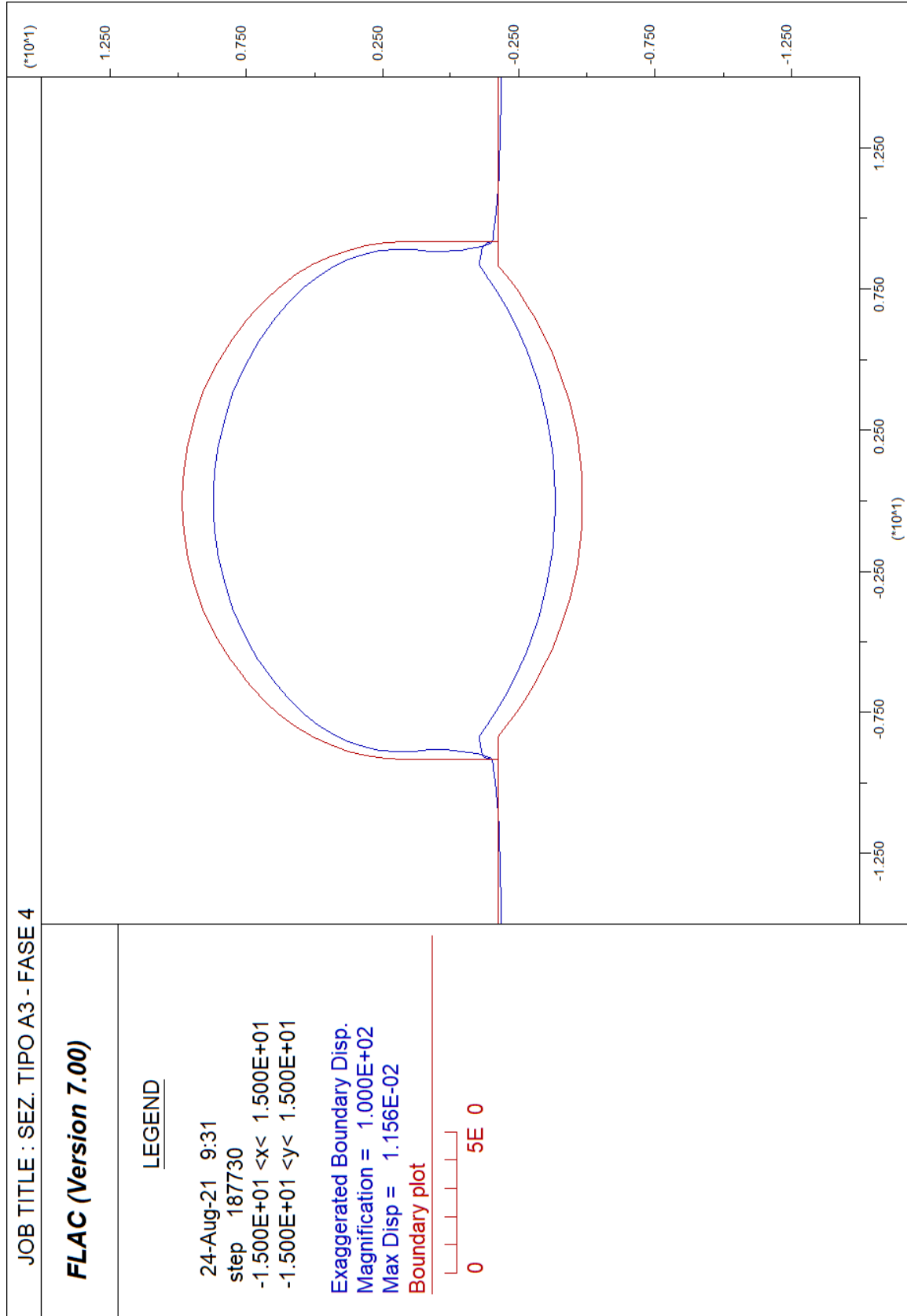


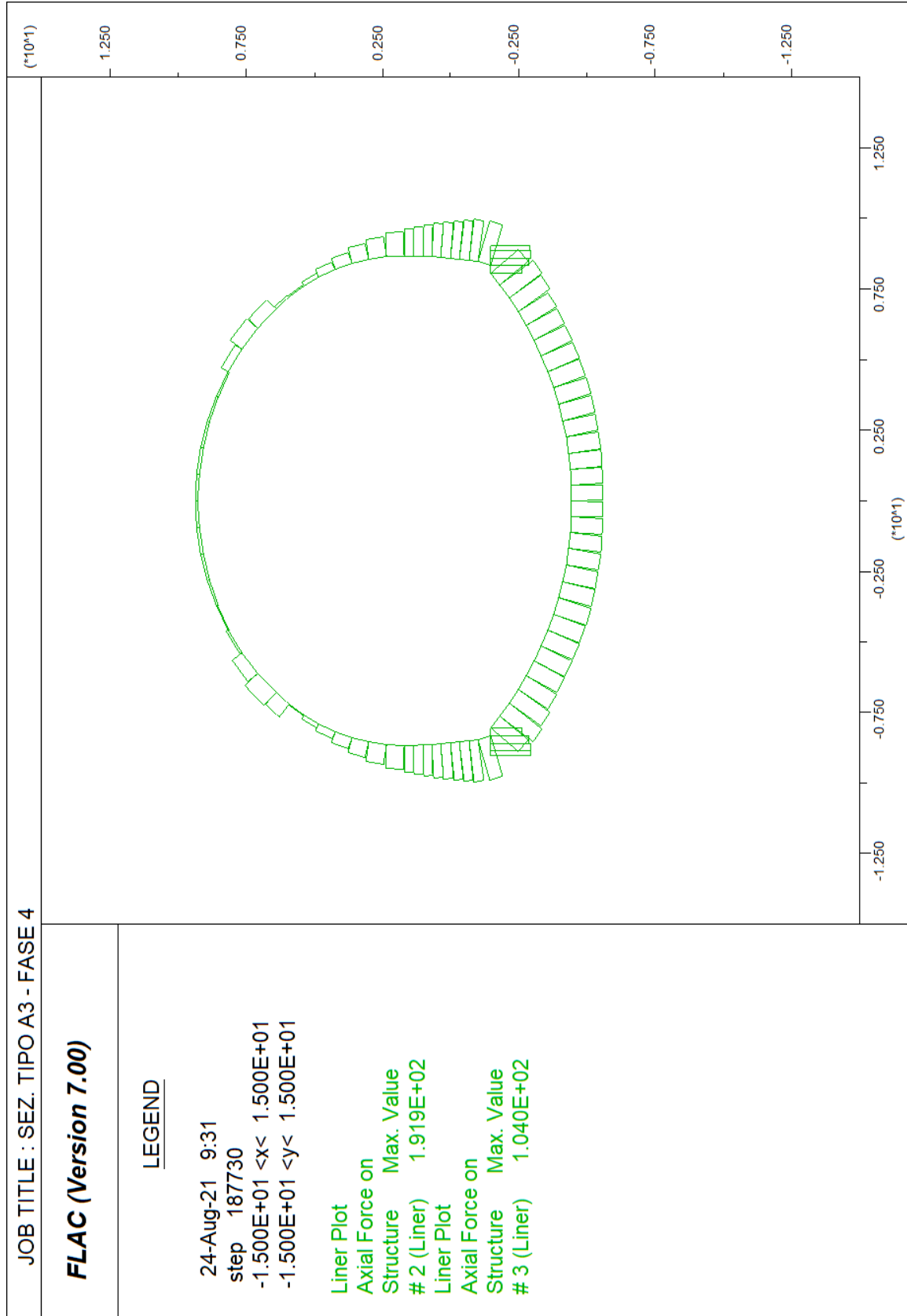


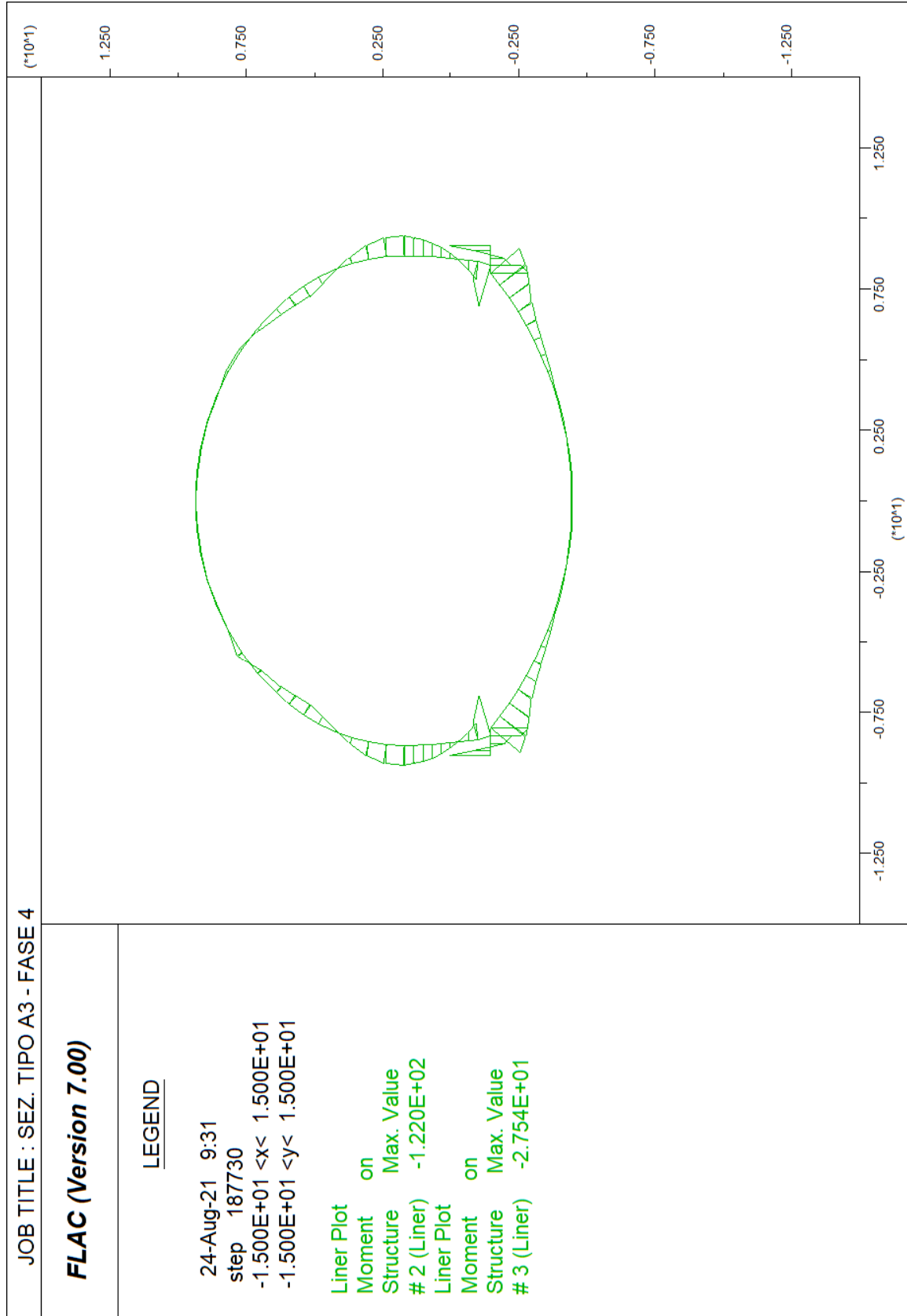


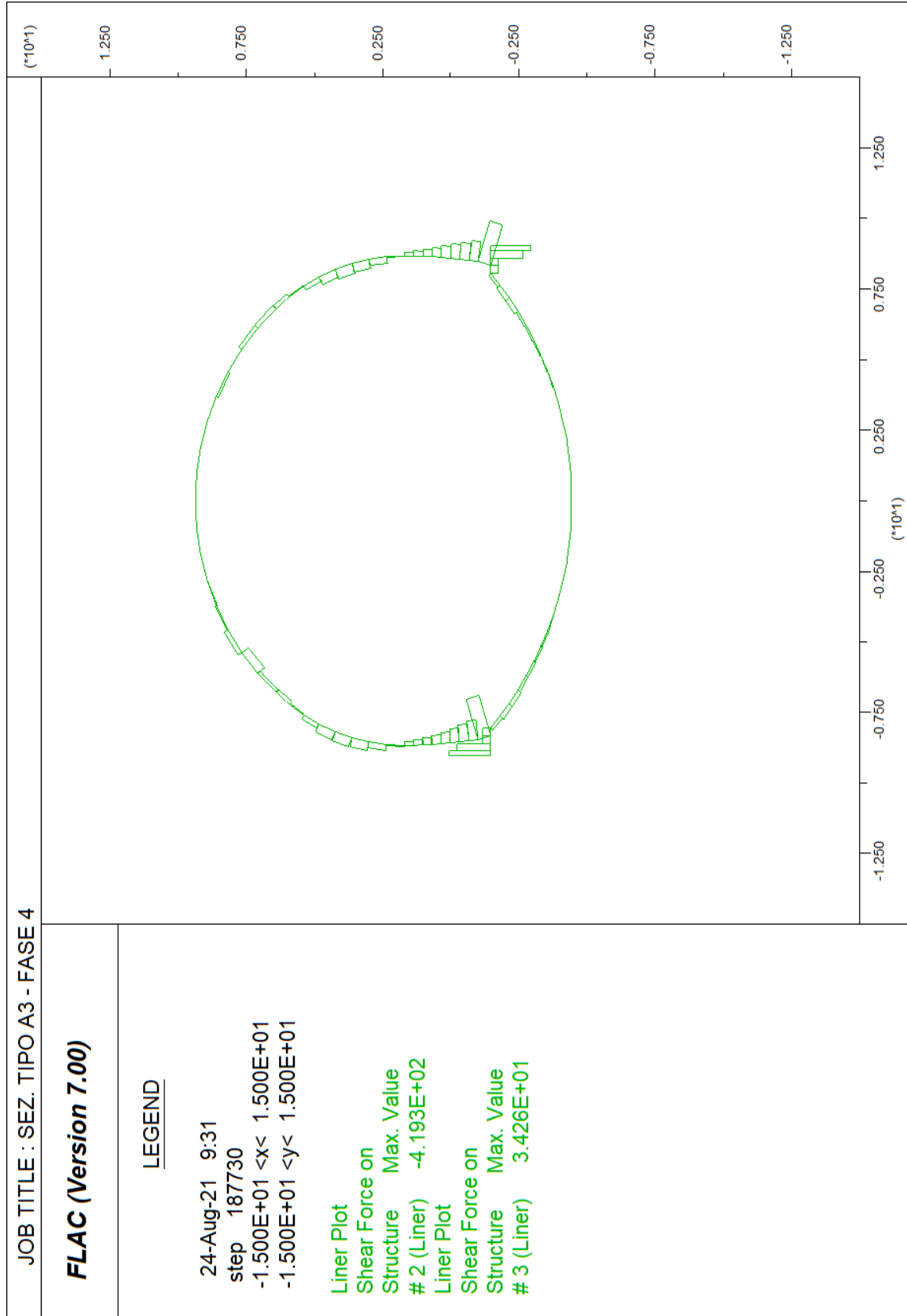


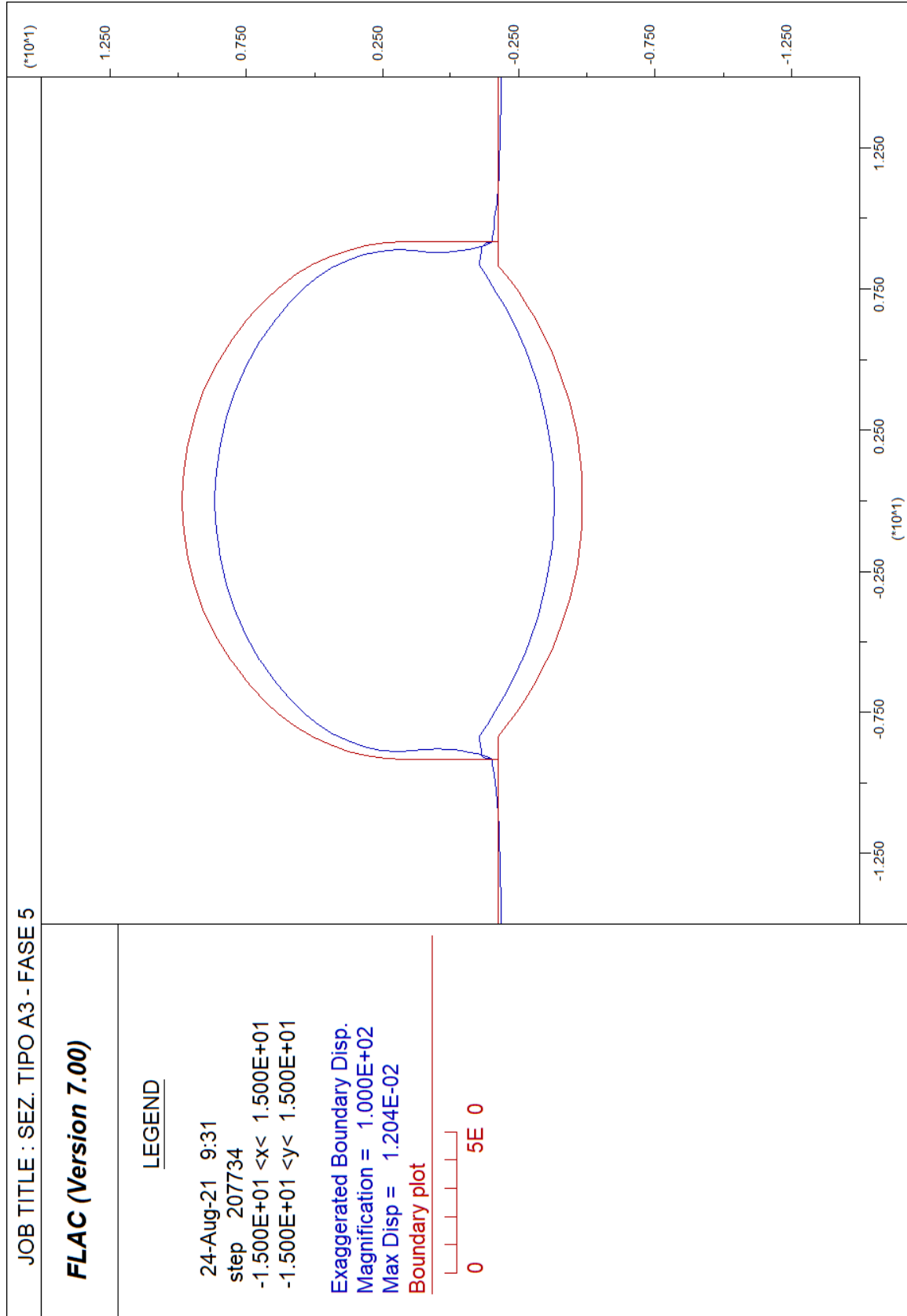


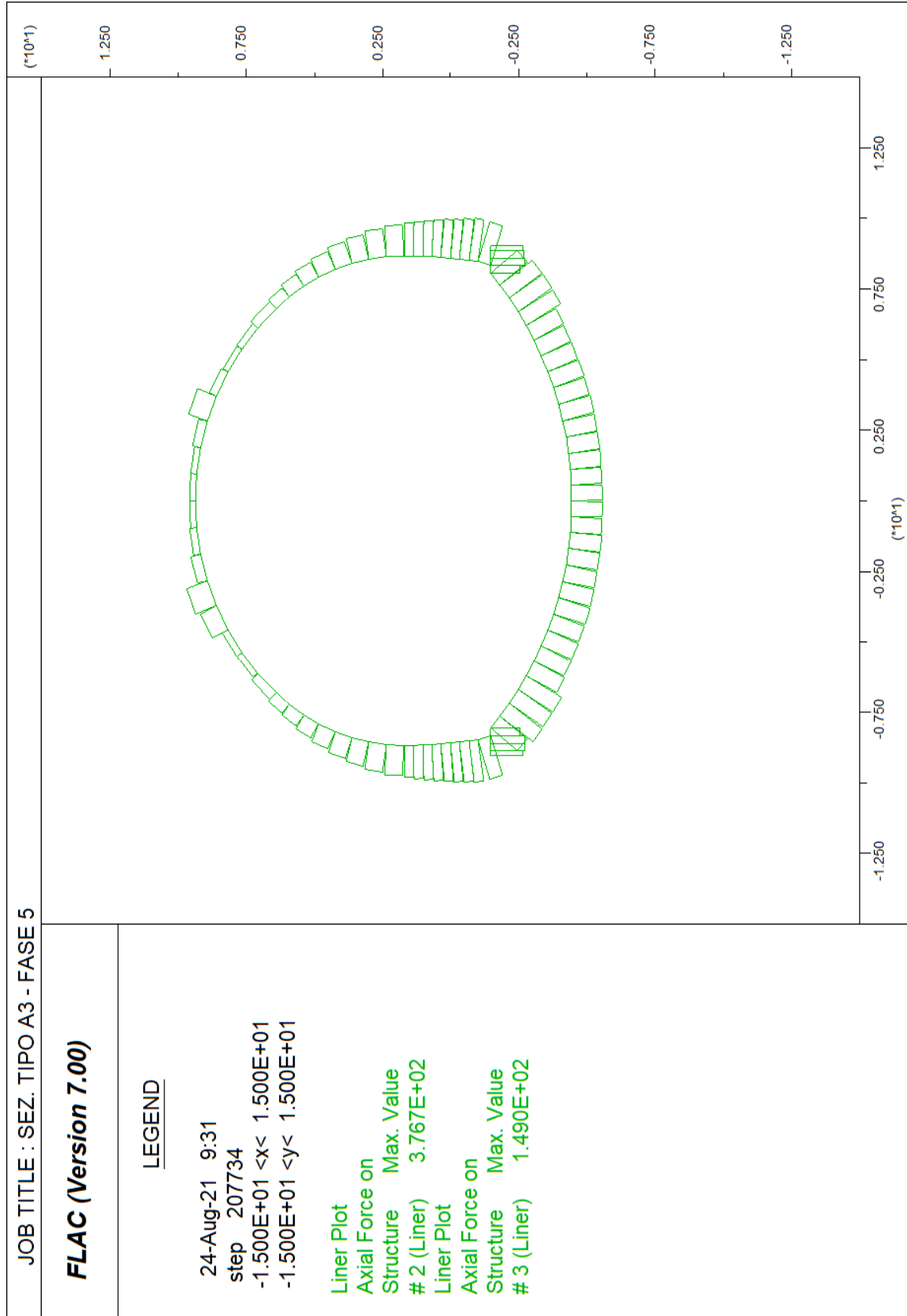


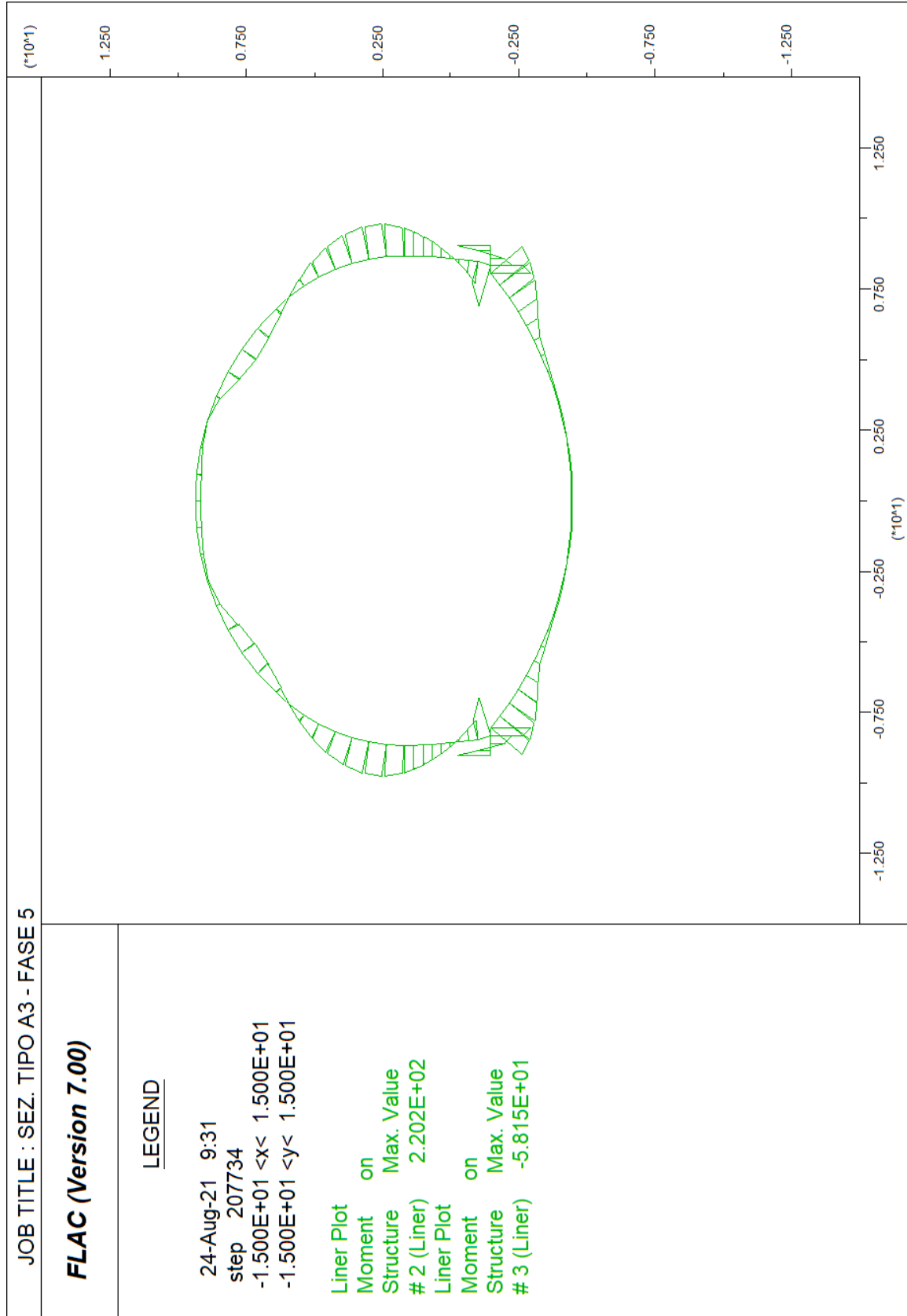


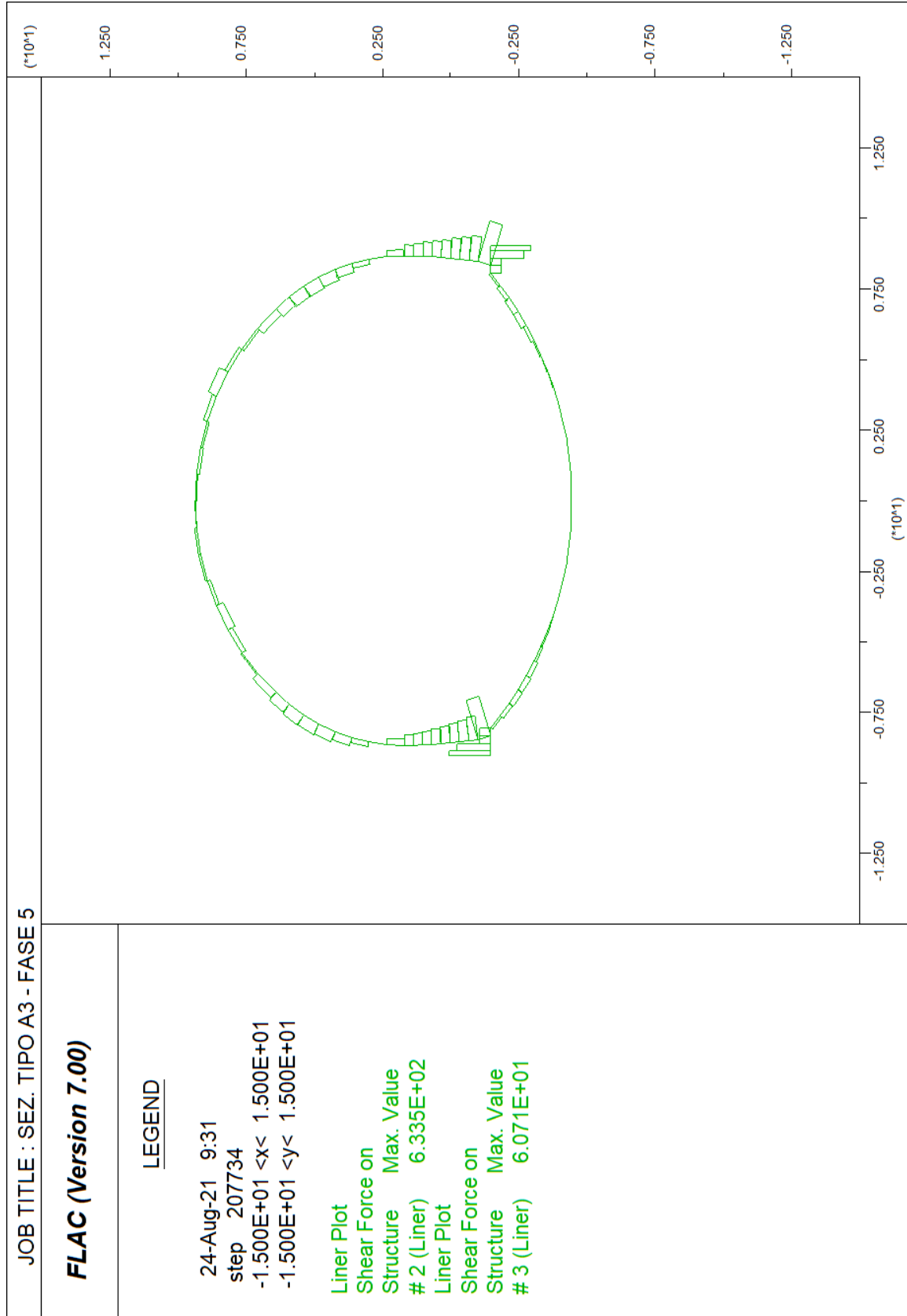


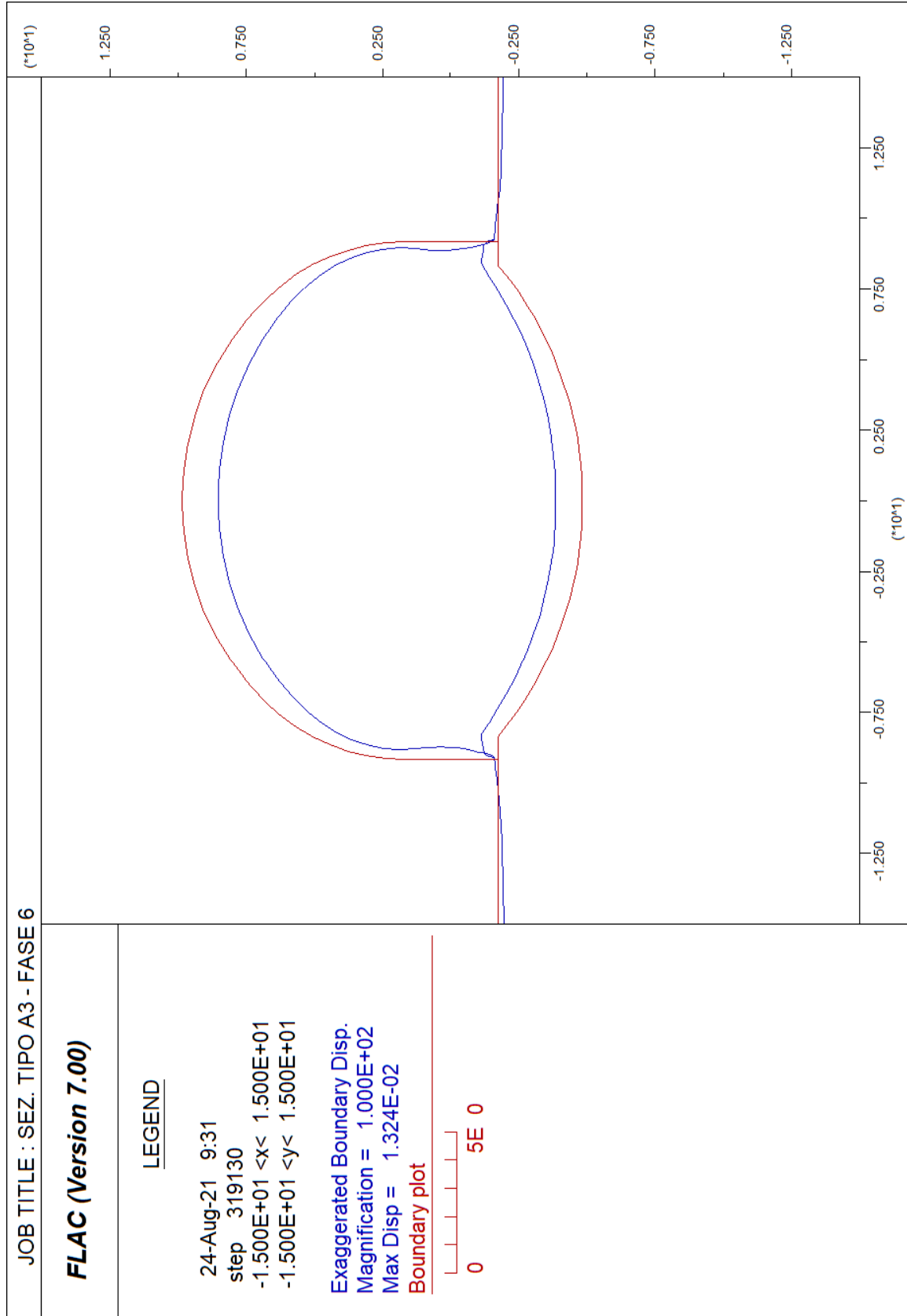


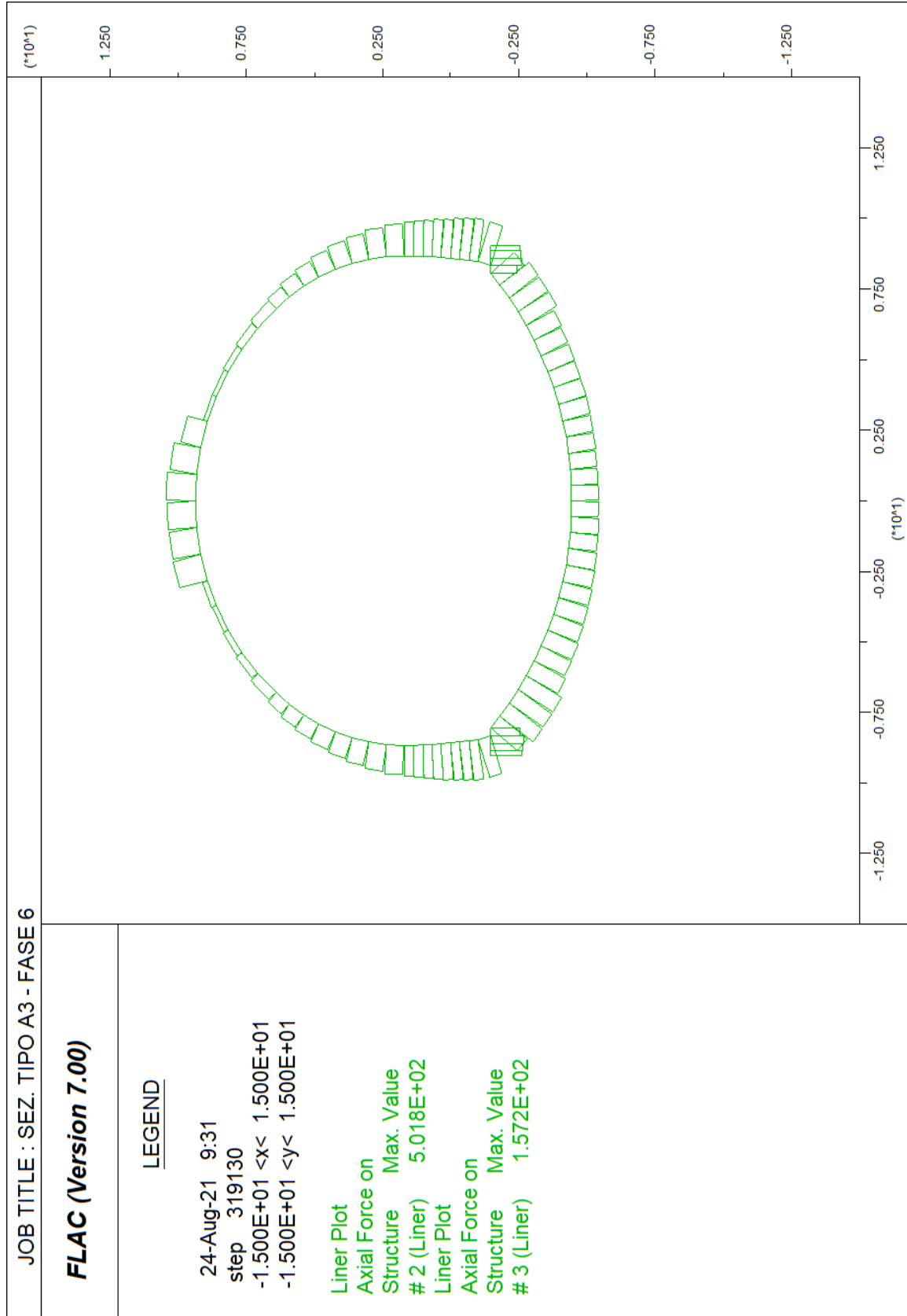


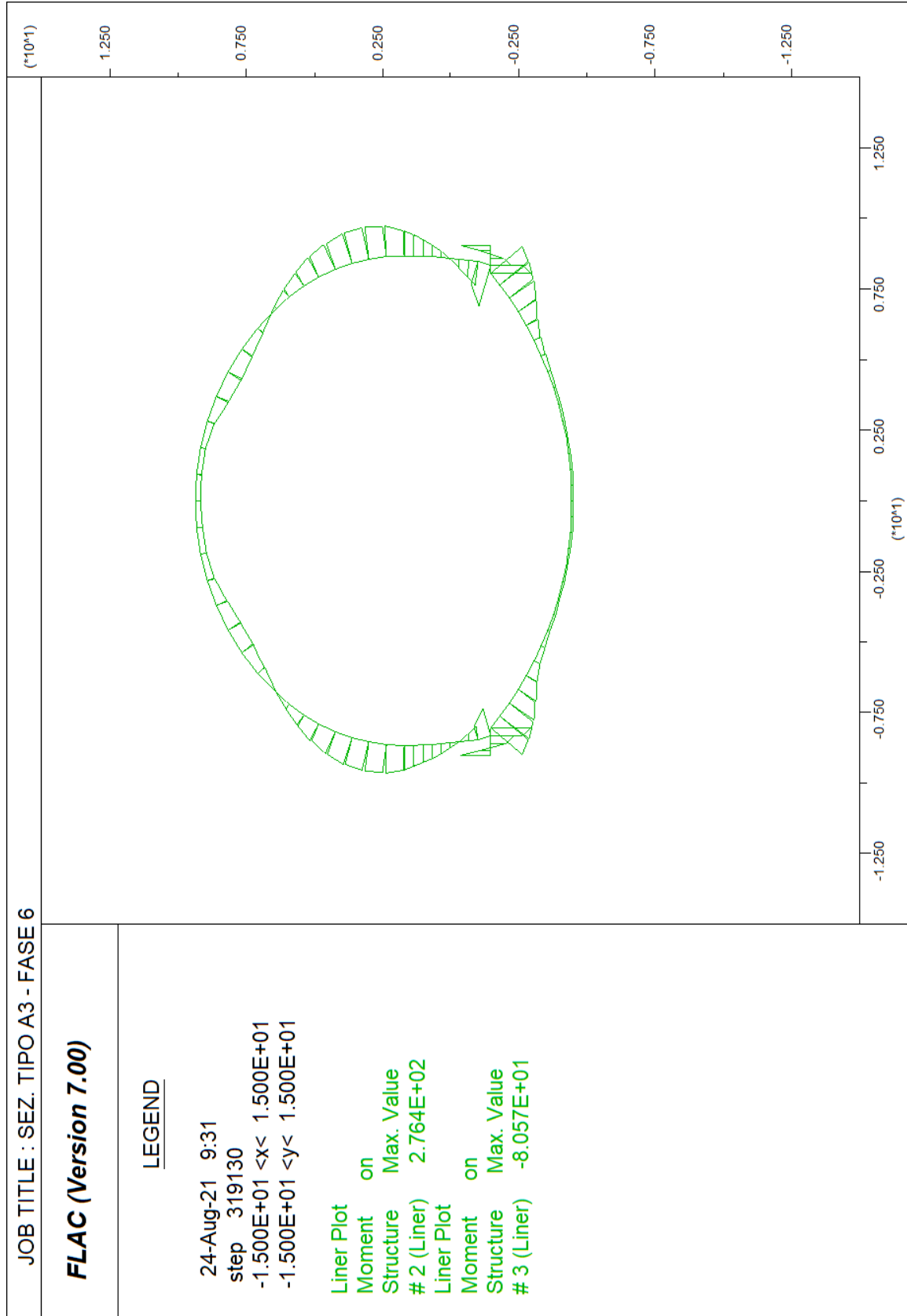


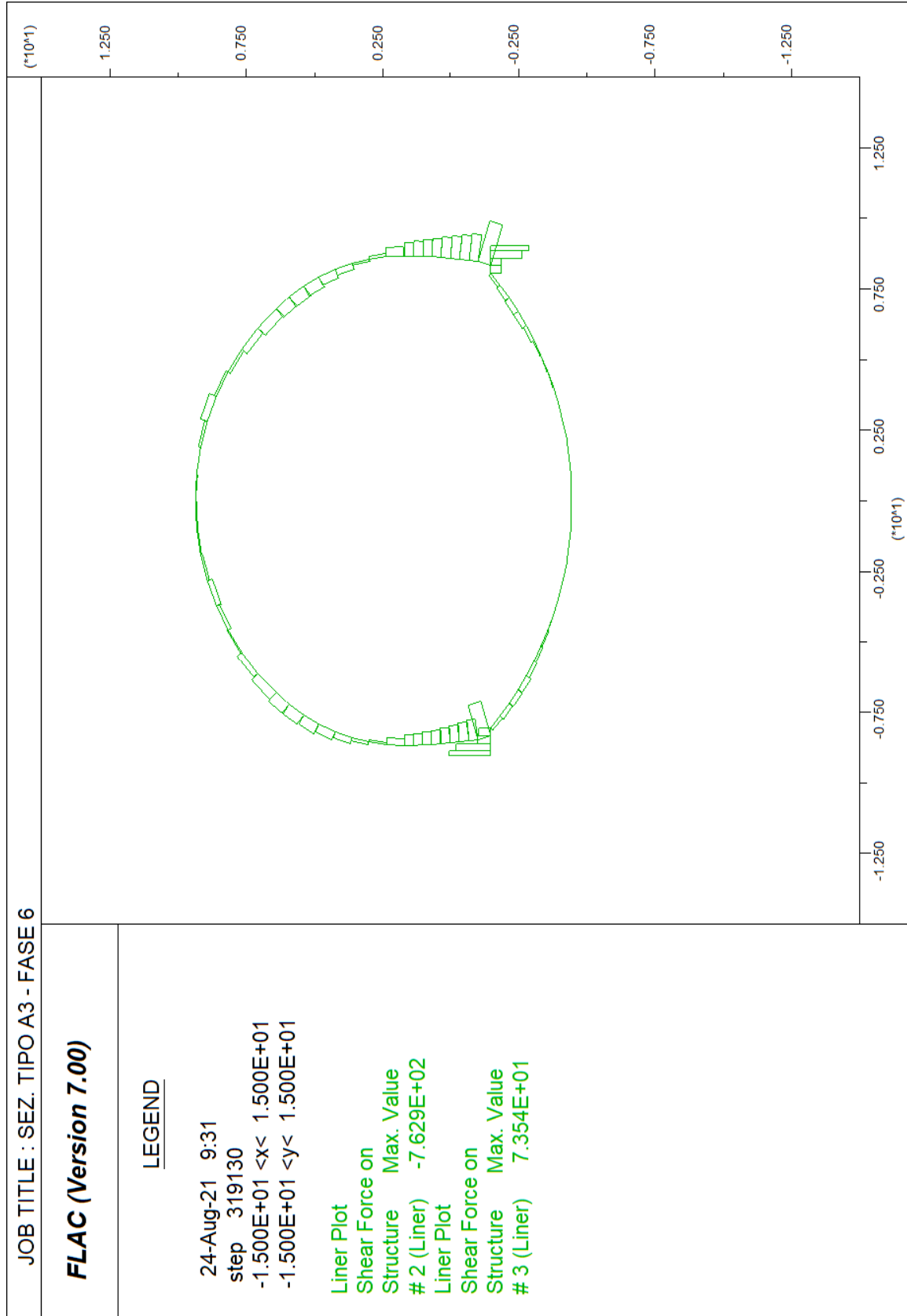






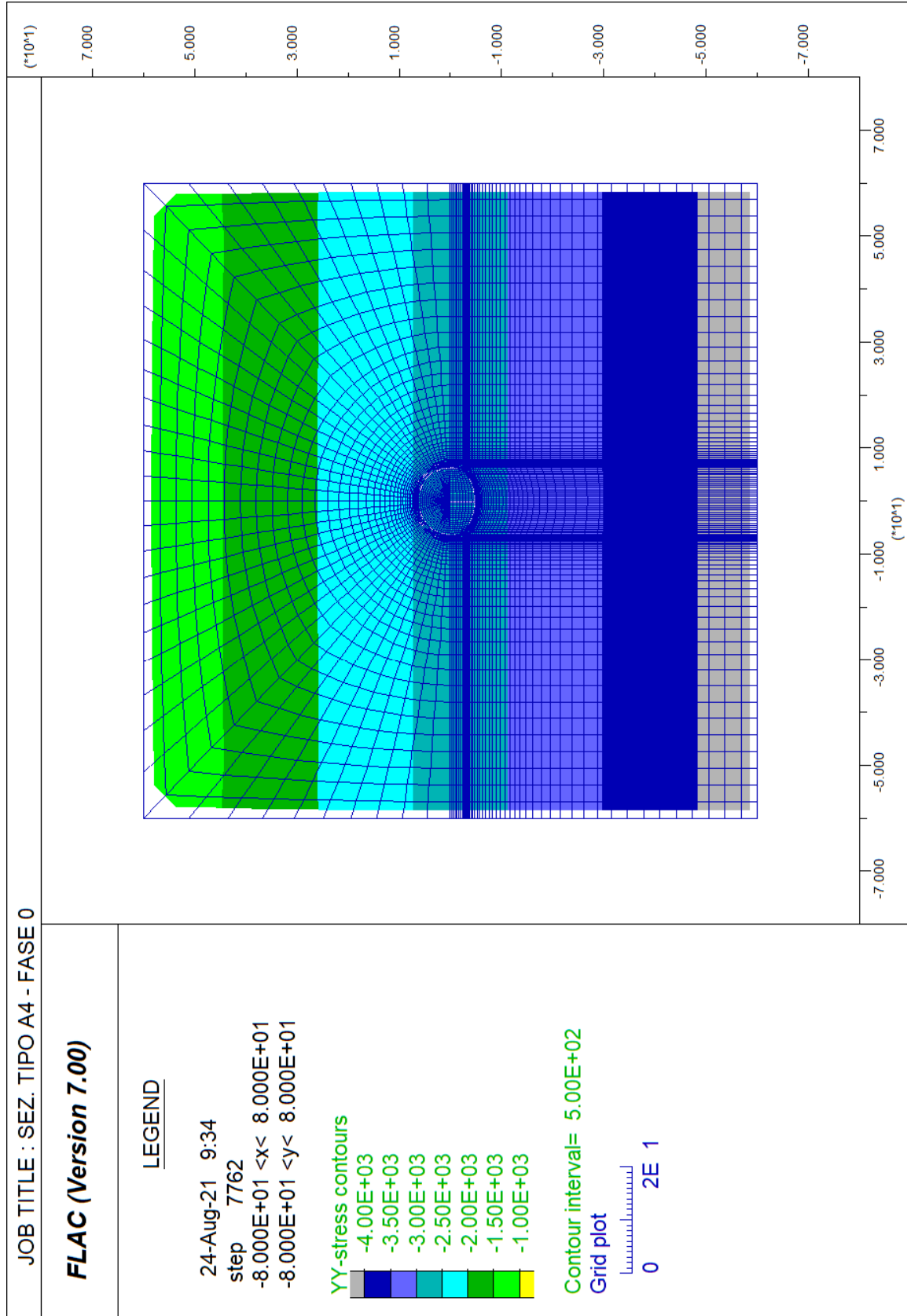


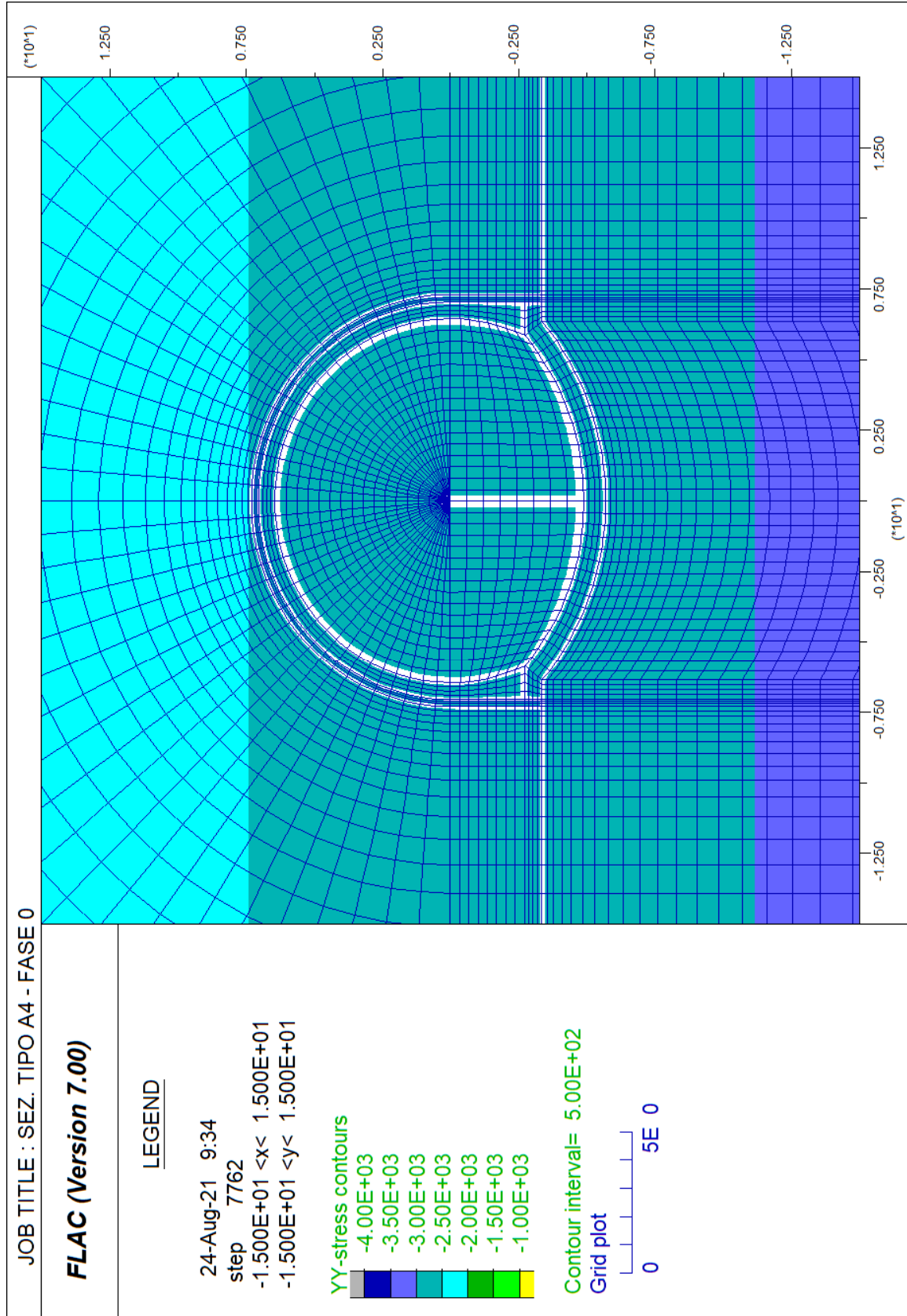


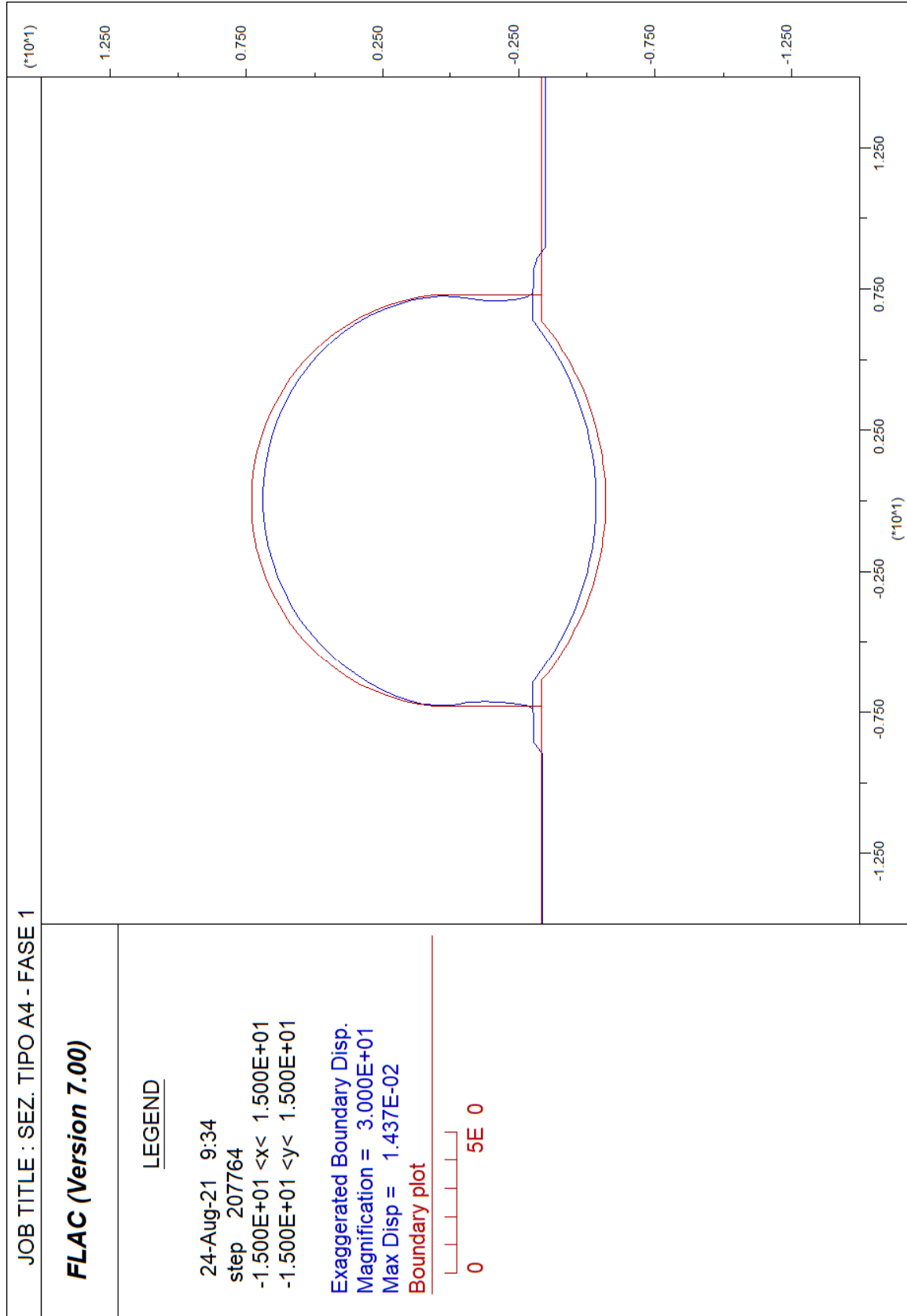


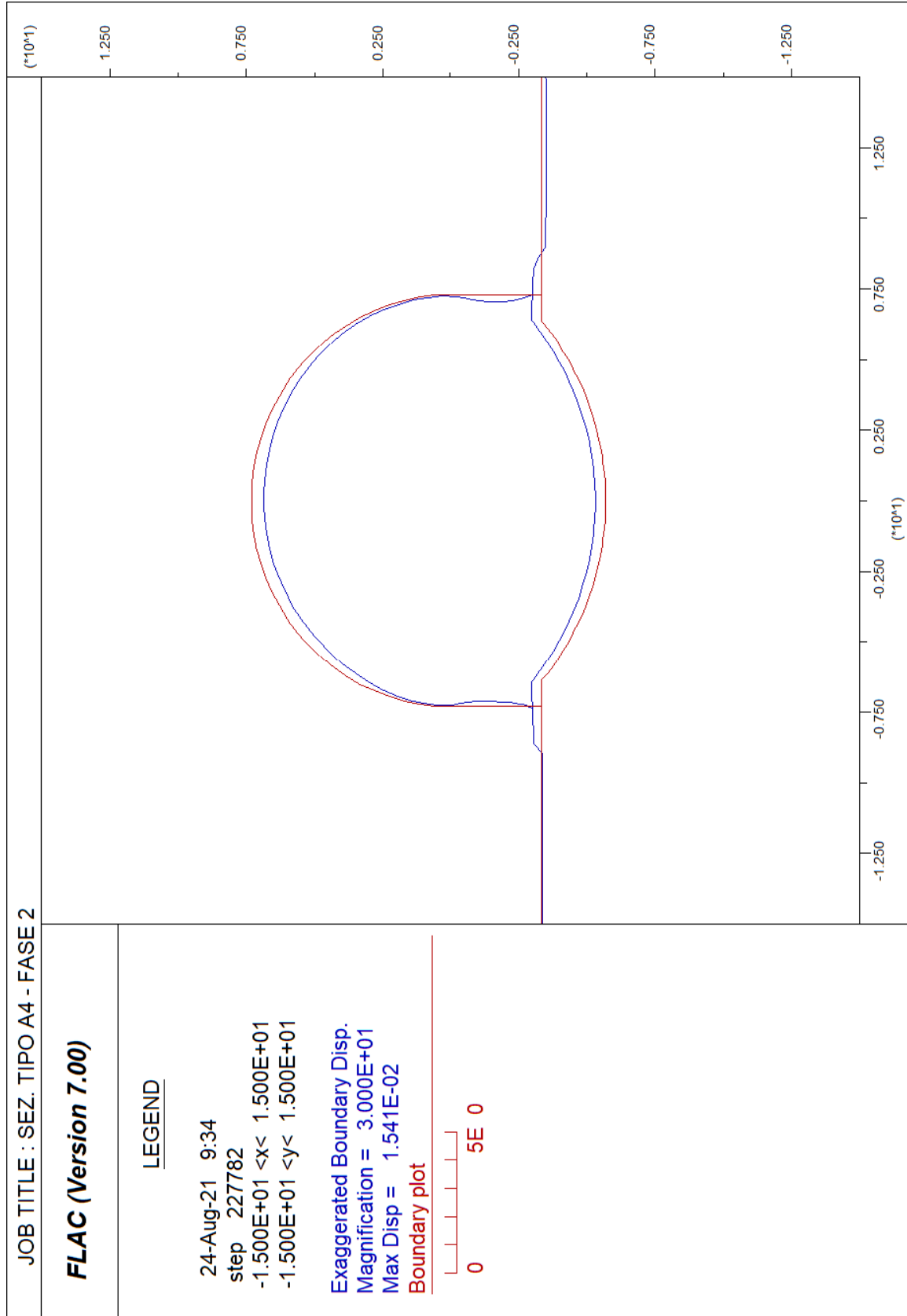
ALLEGATO N. 5.A4.1

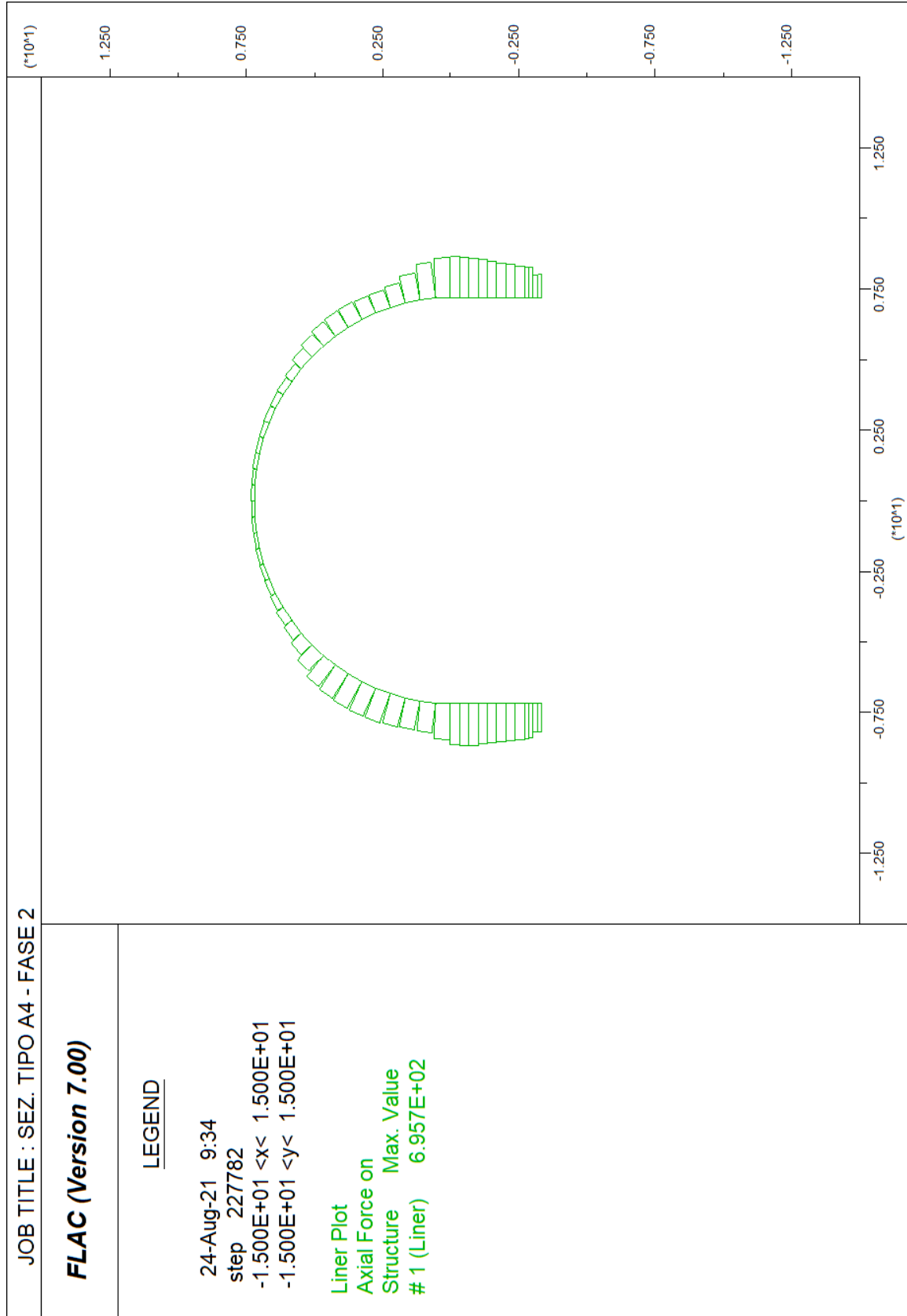
**ANALISI F.D.M. (FLAC)
SEZIONE TIPO A4**

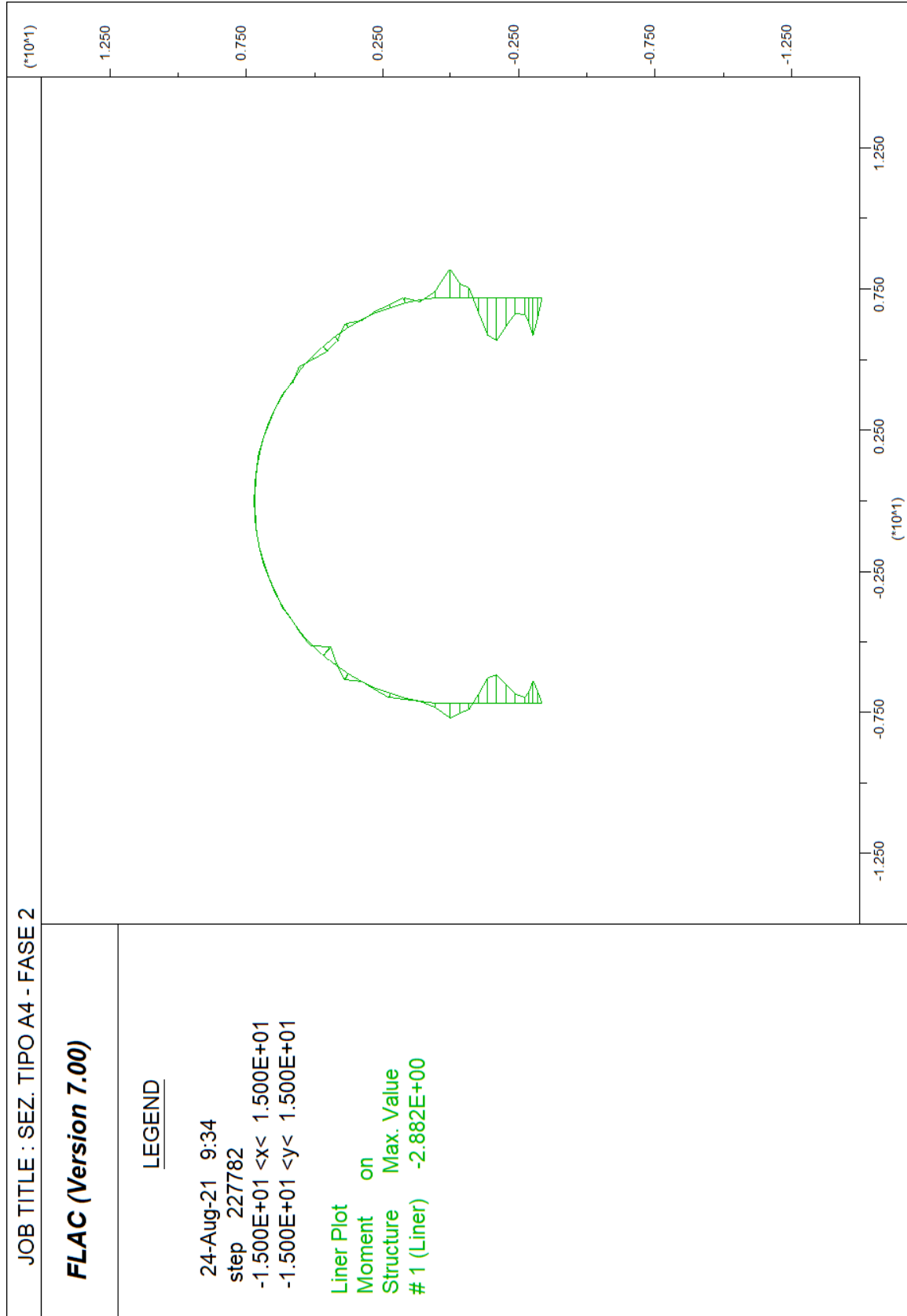


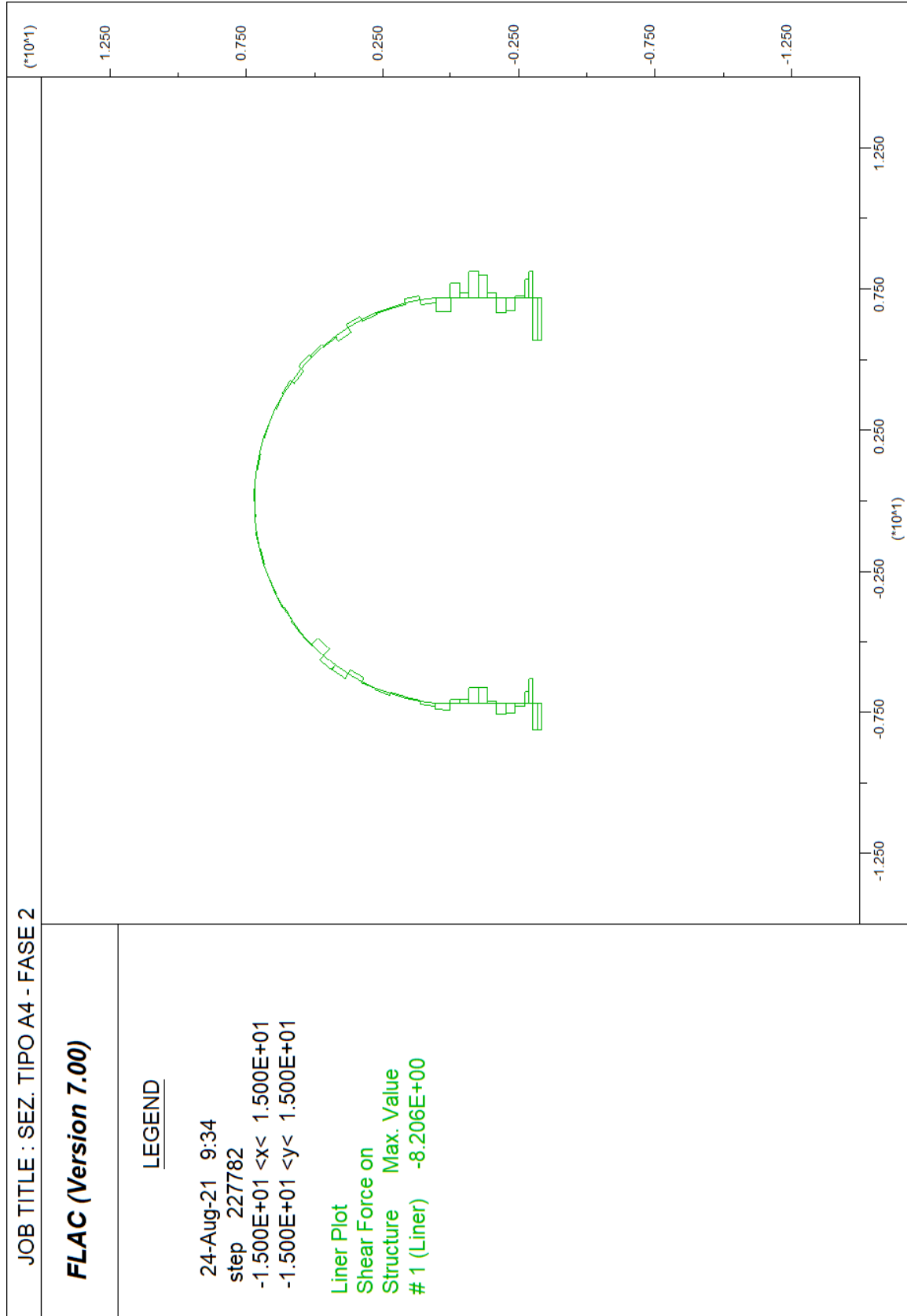


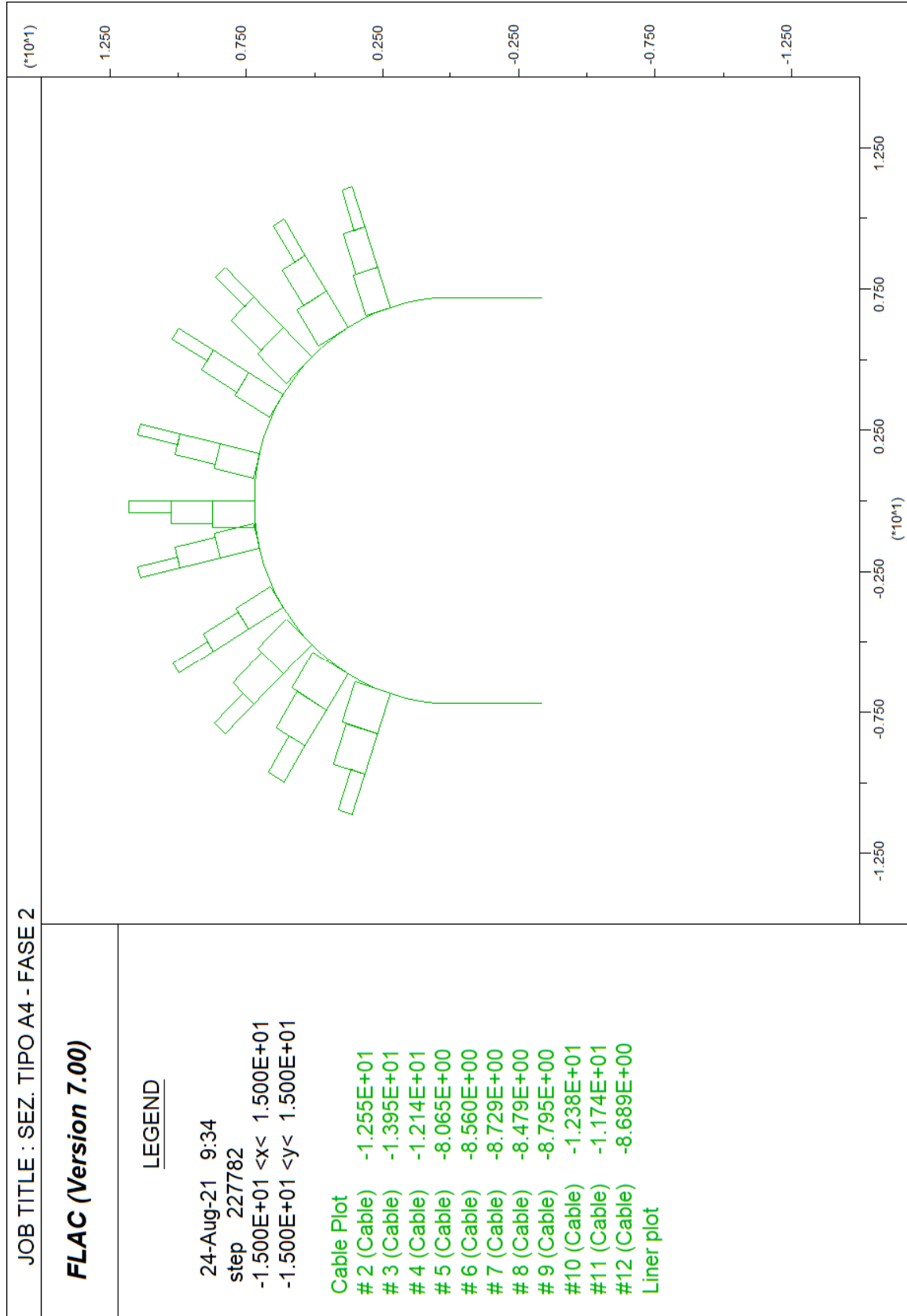


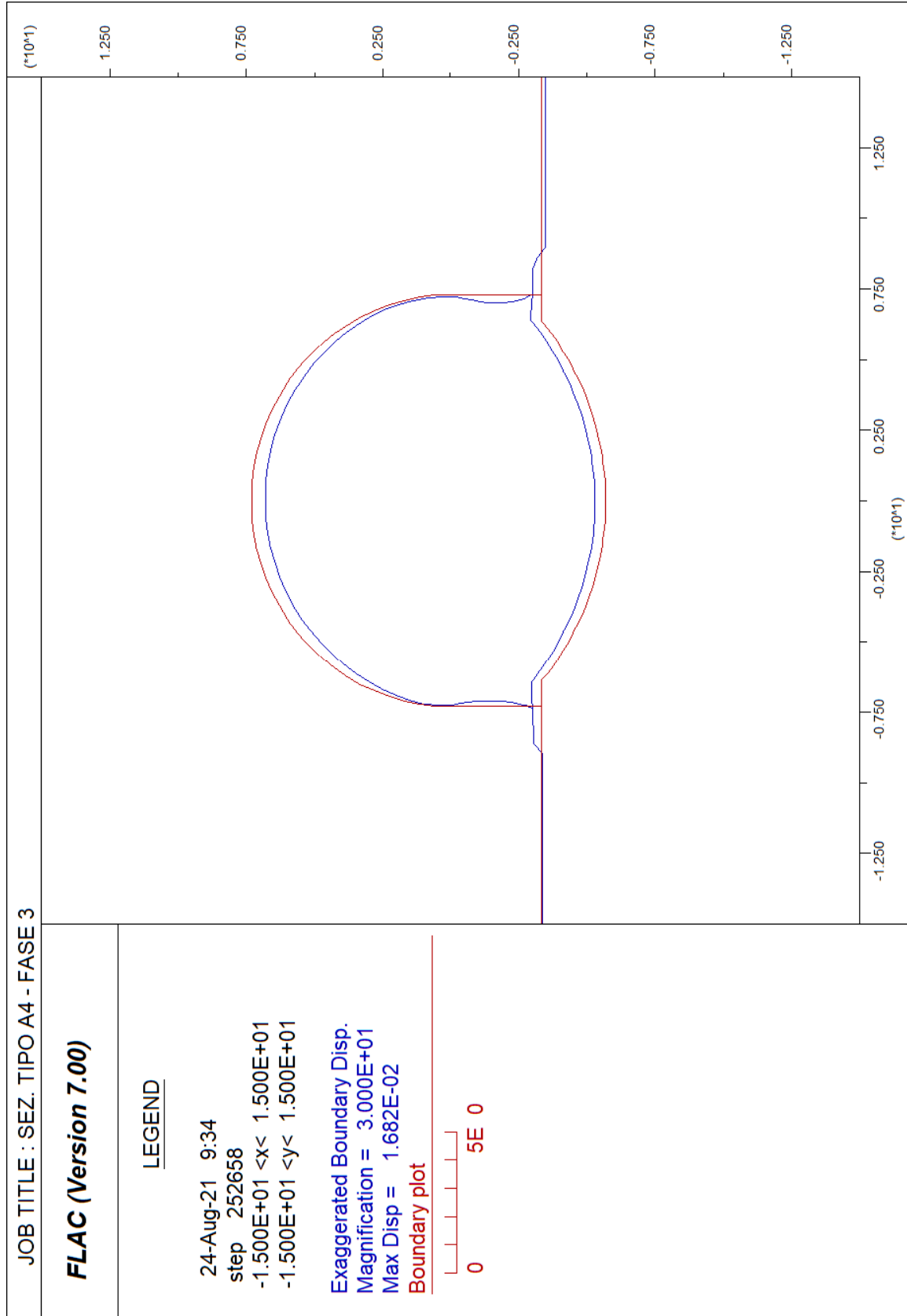


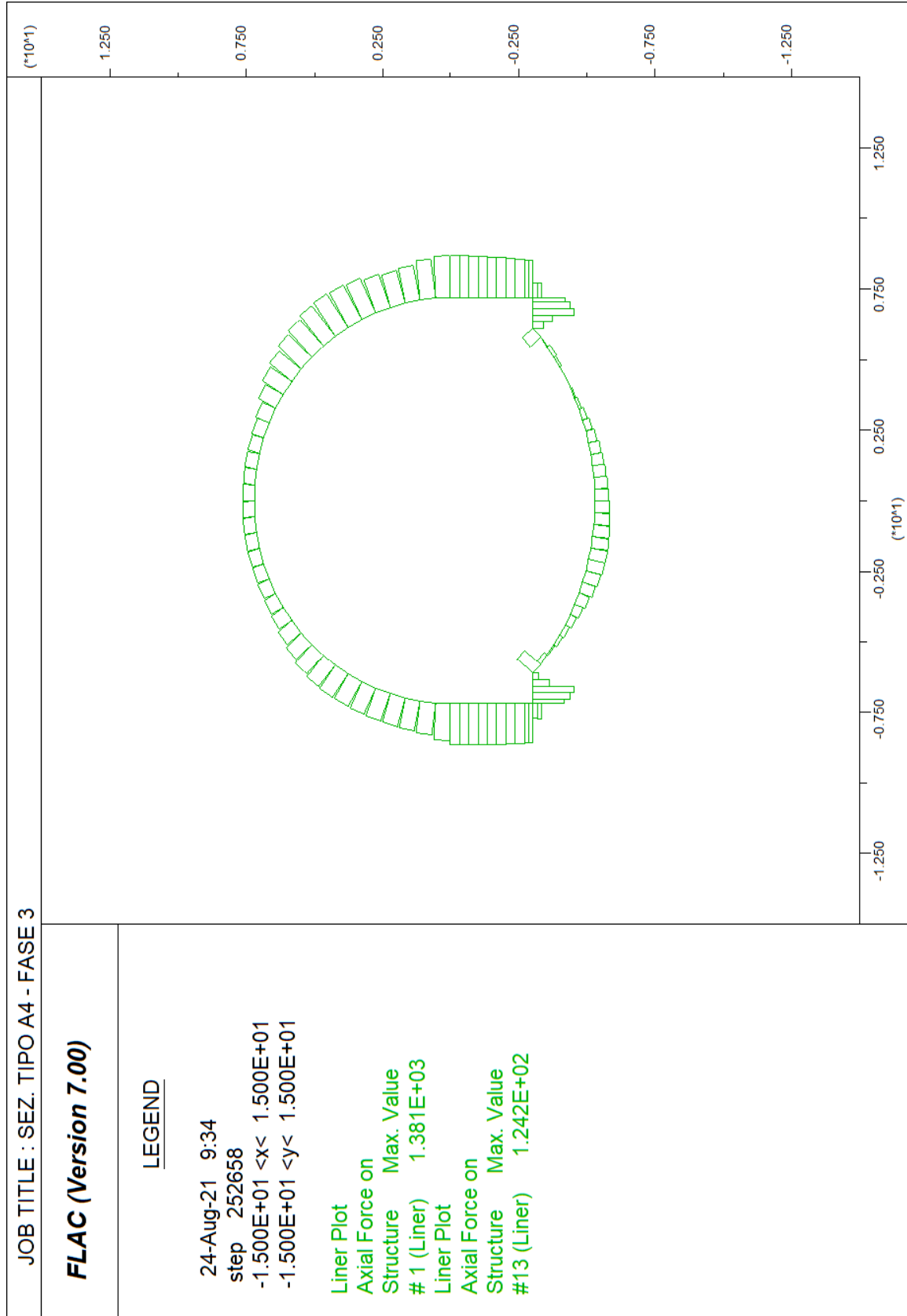


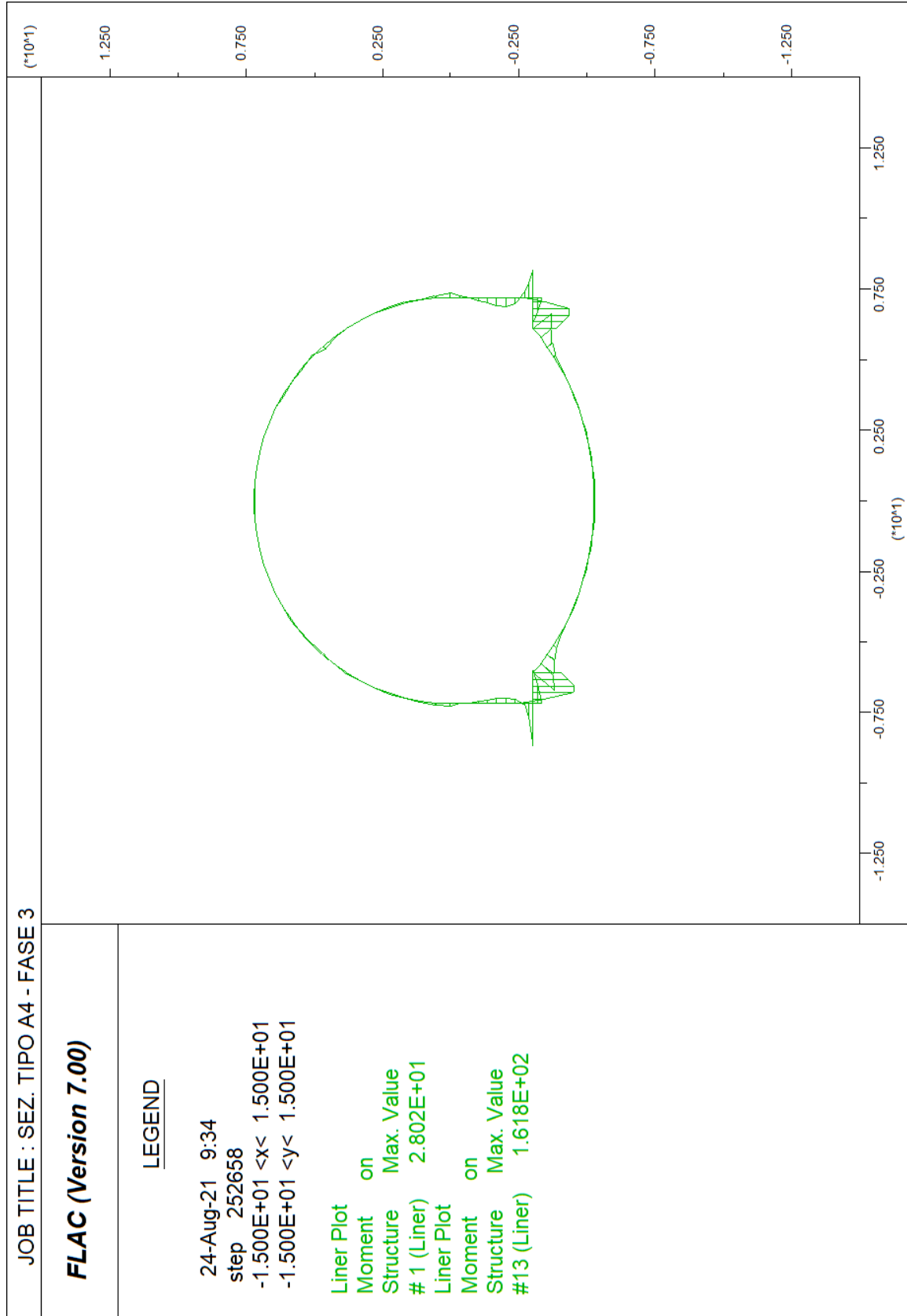


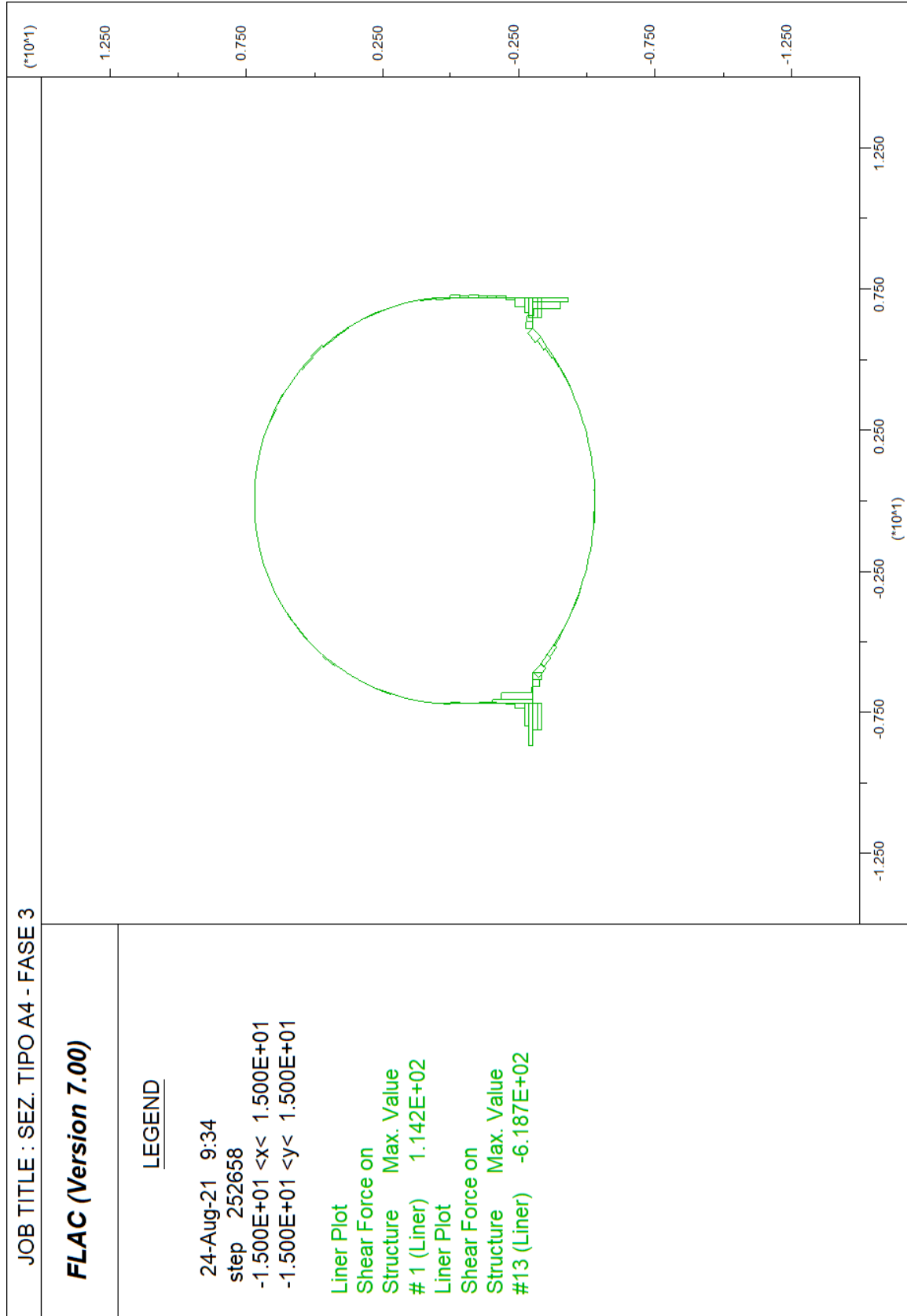


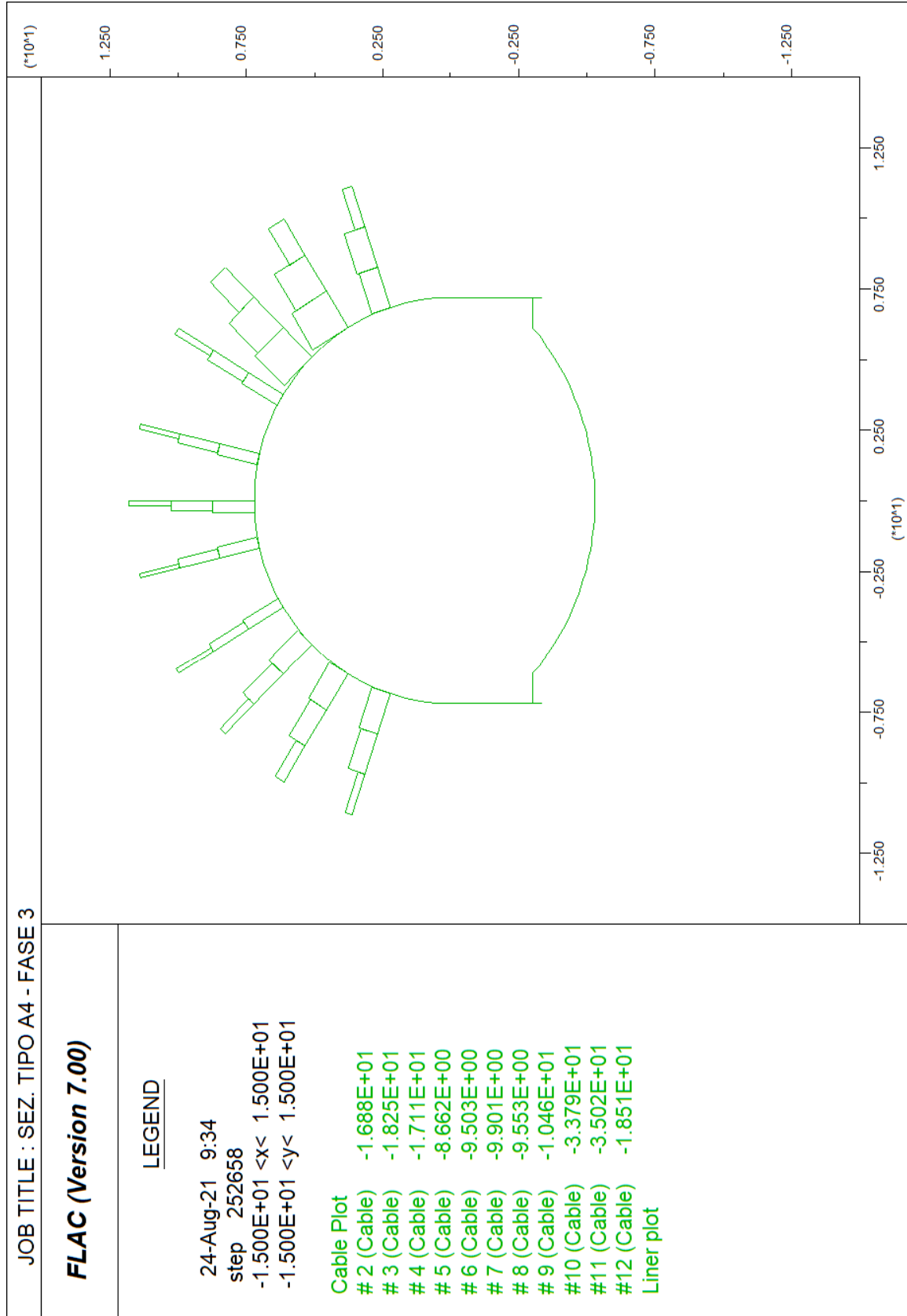


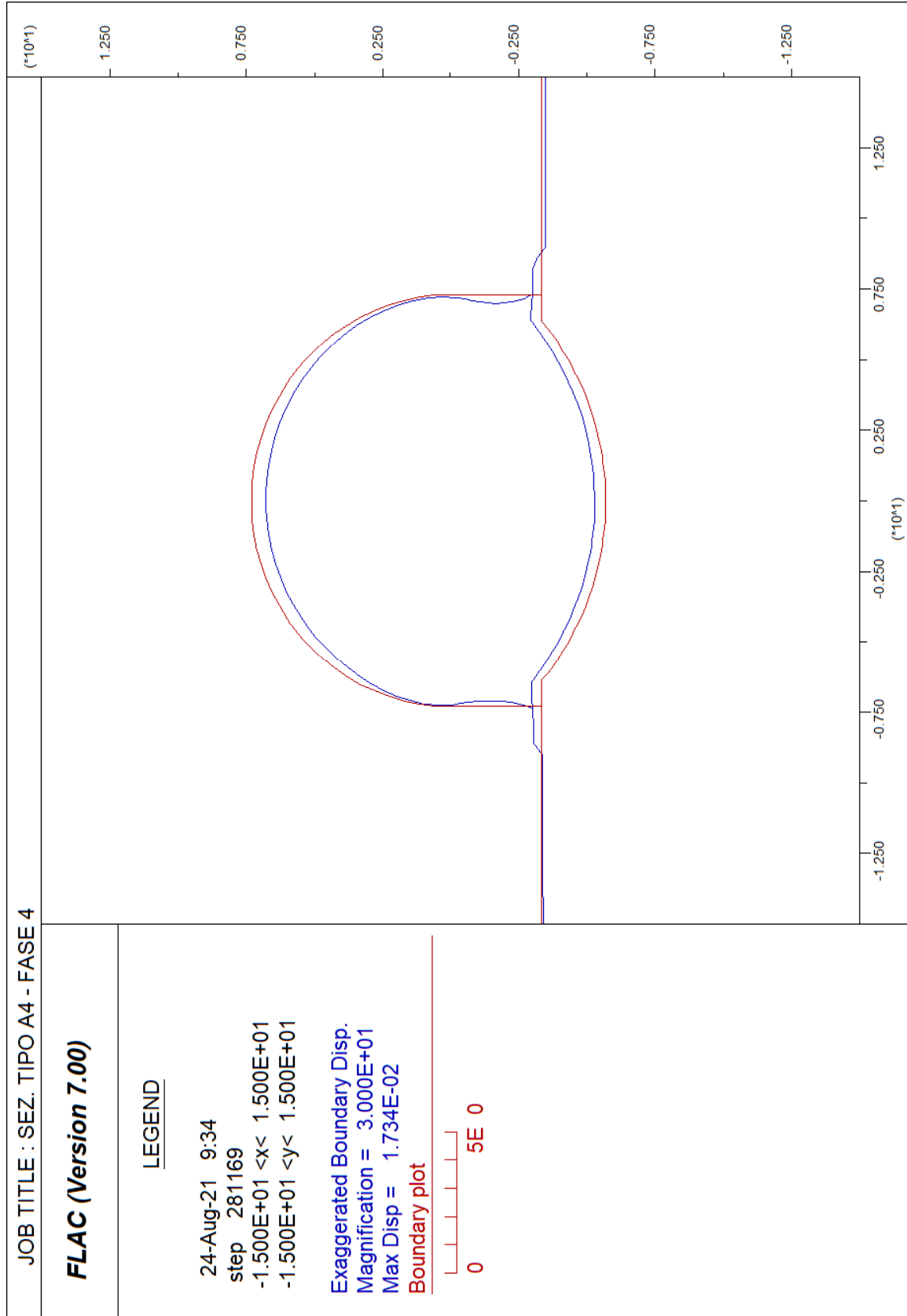


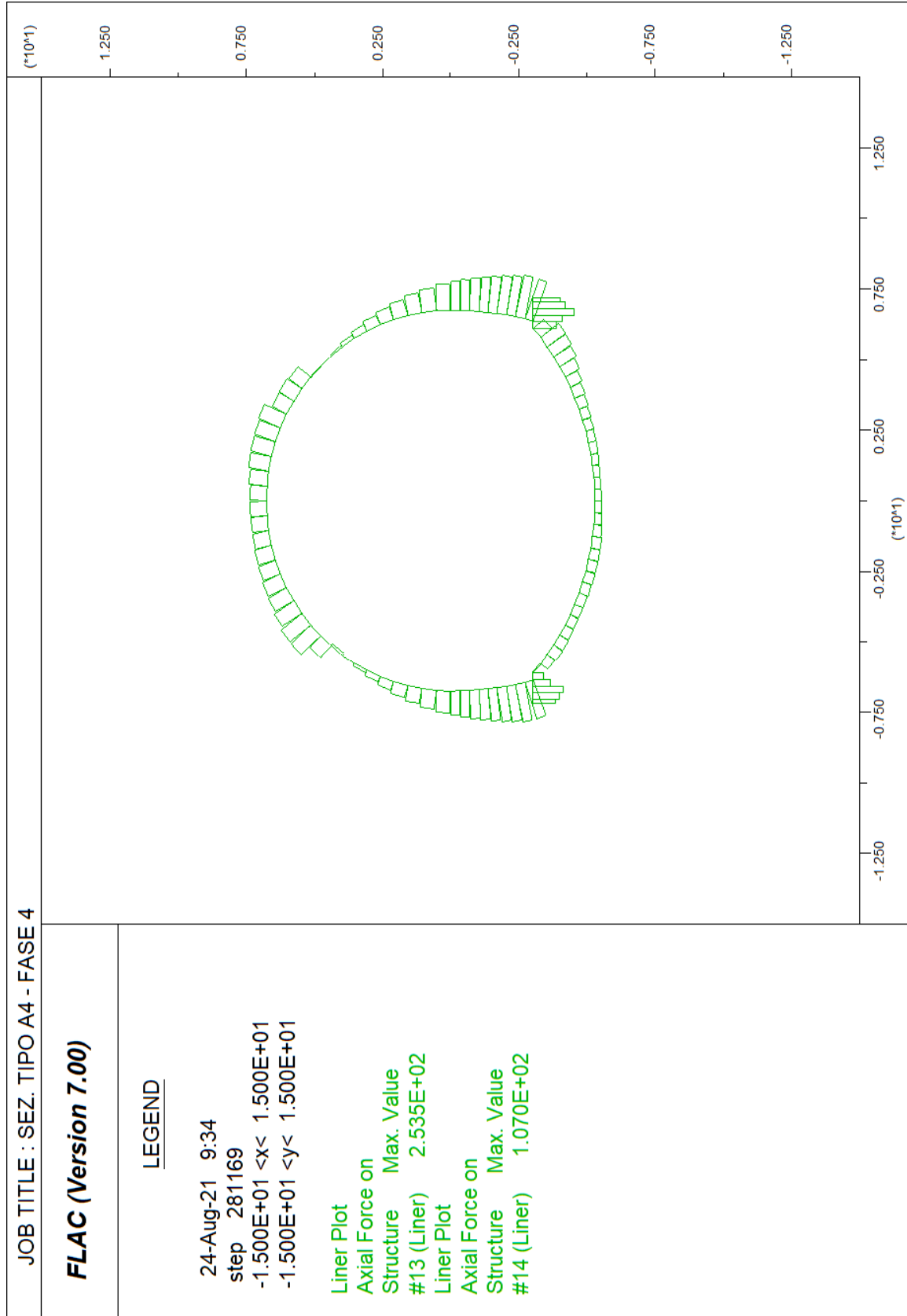


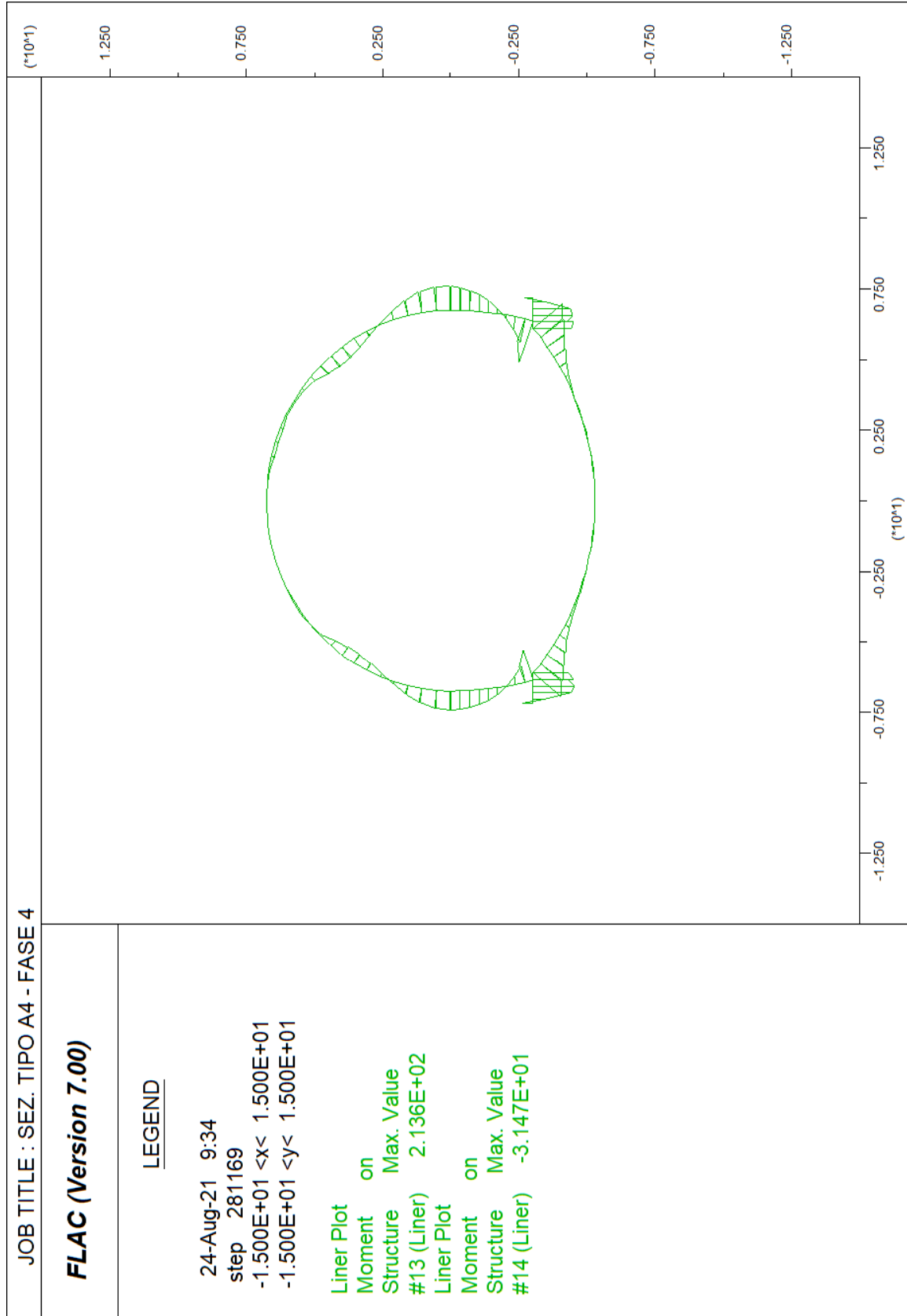


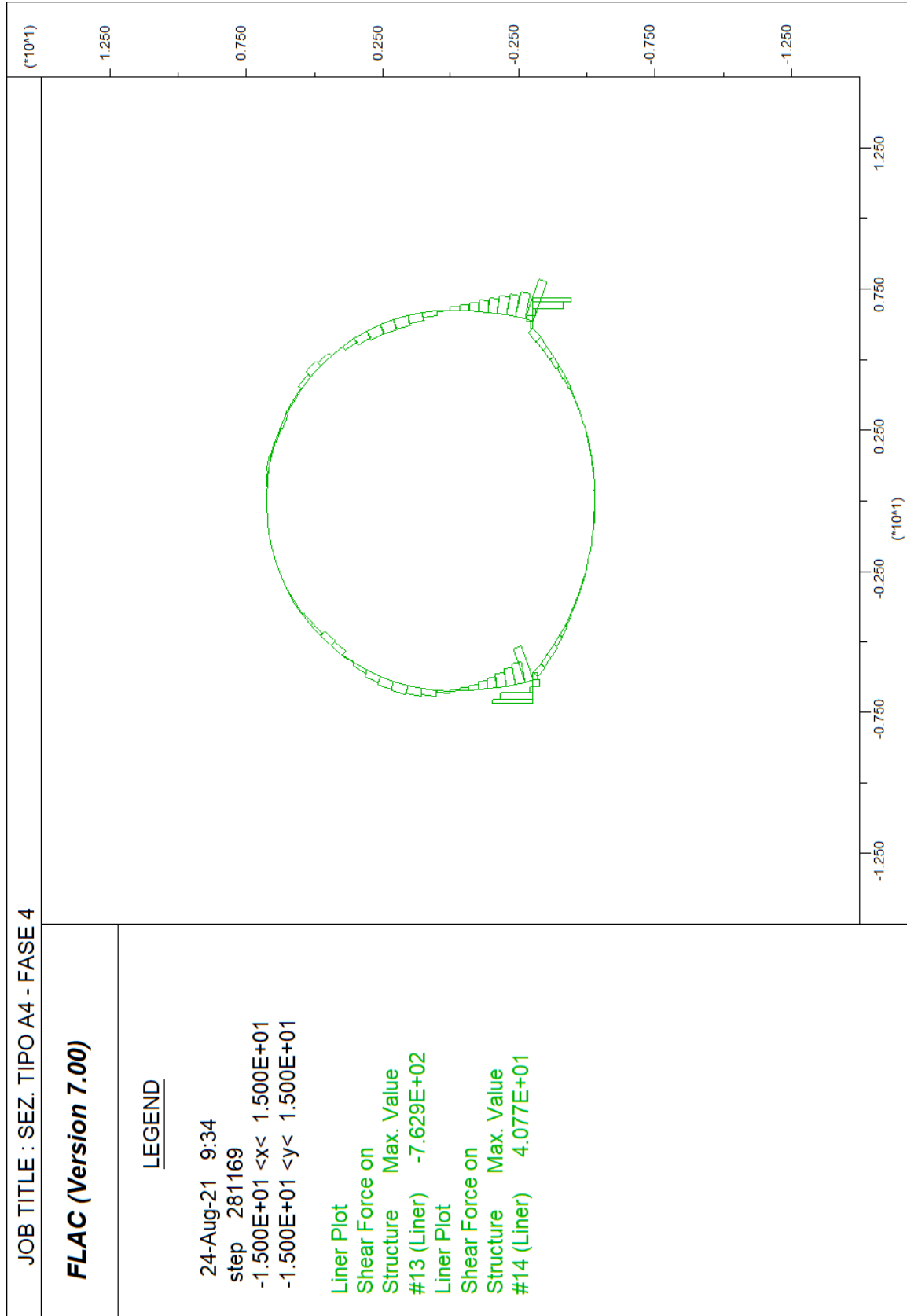


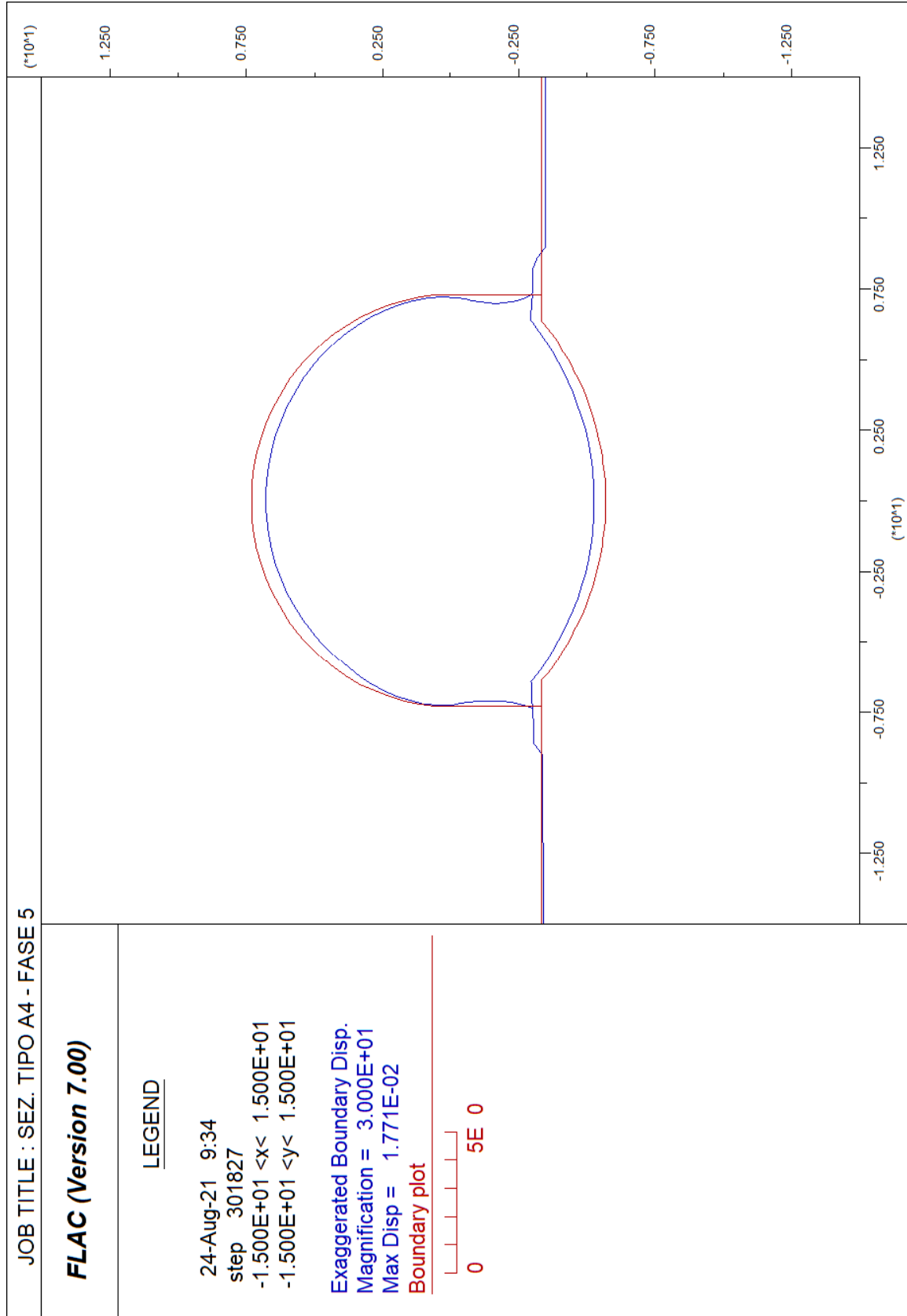


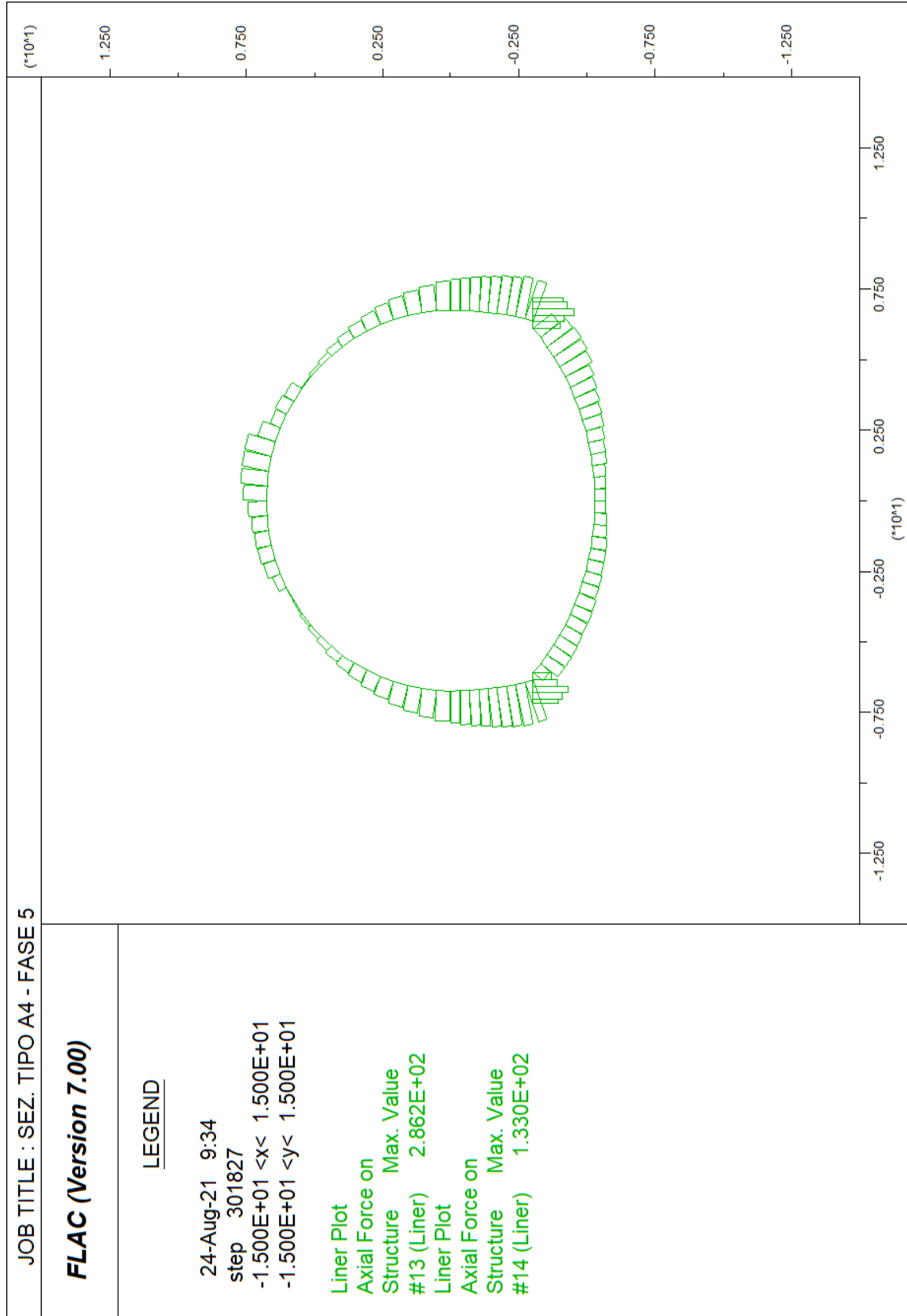


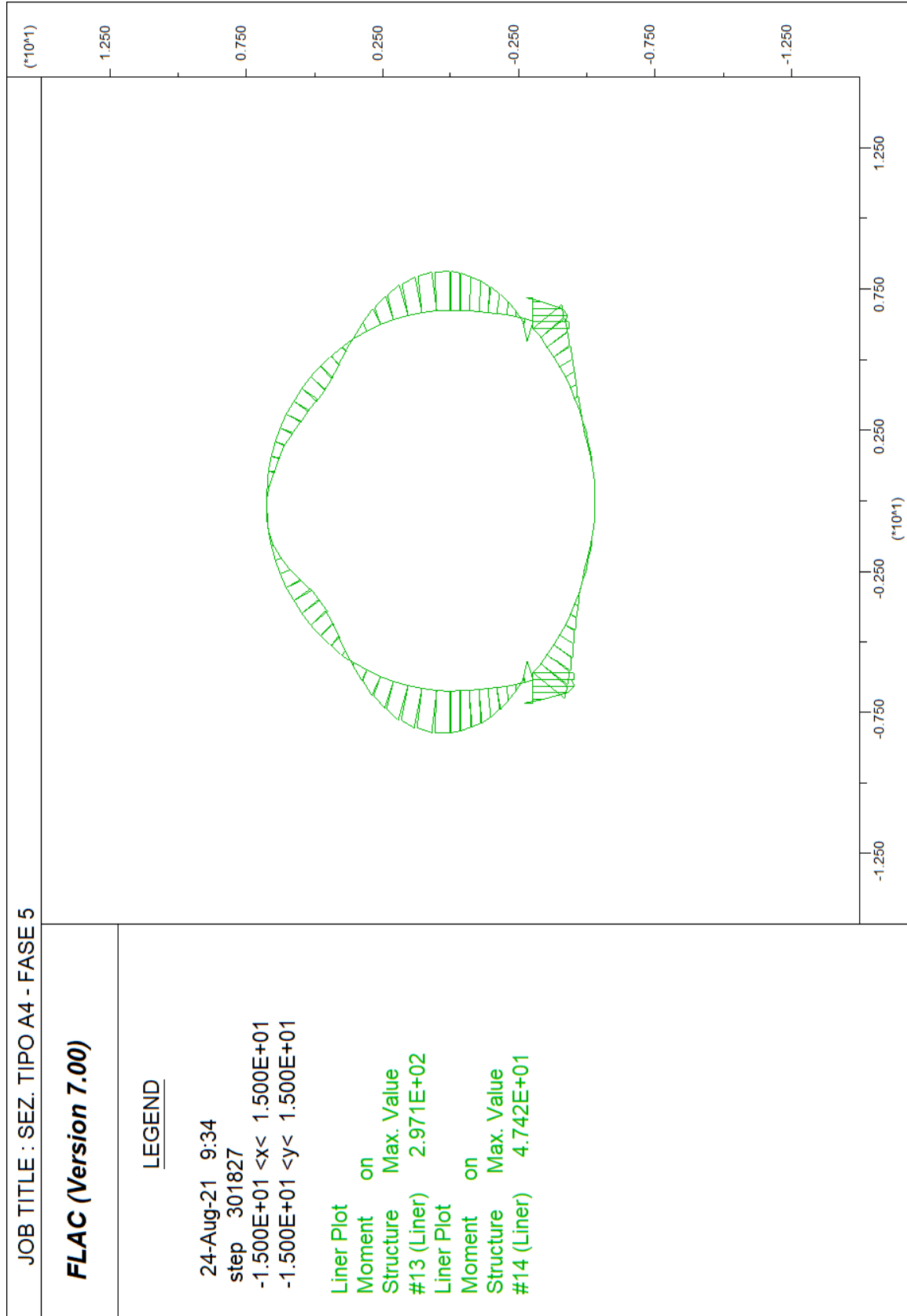


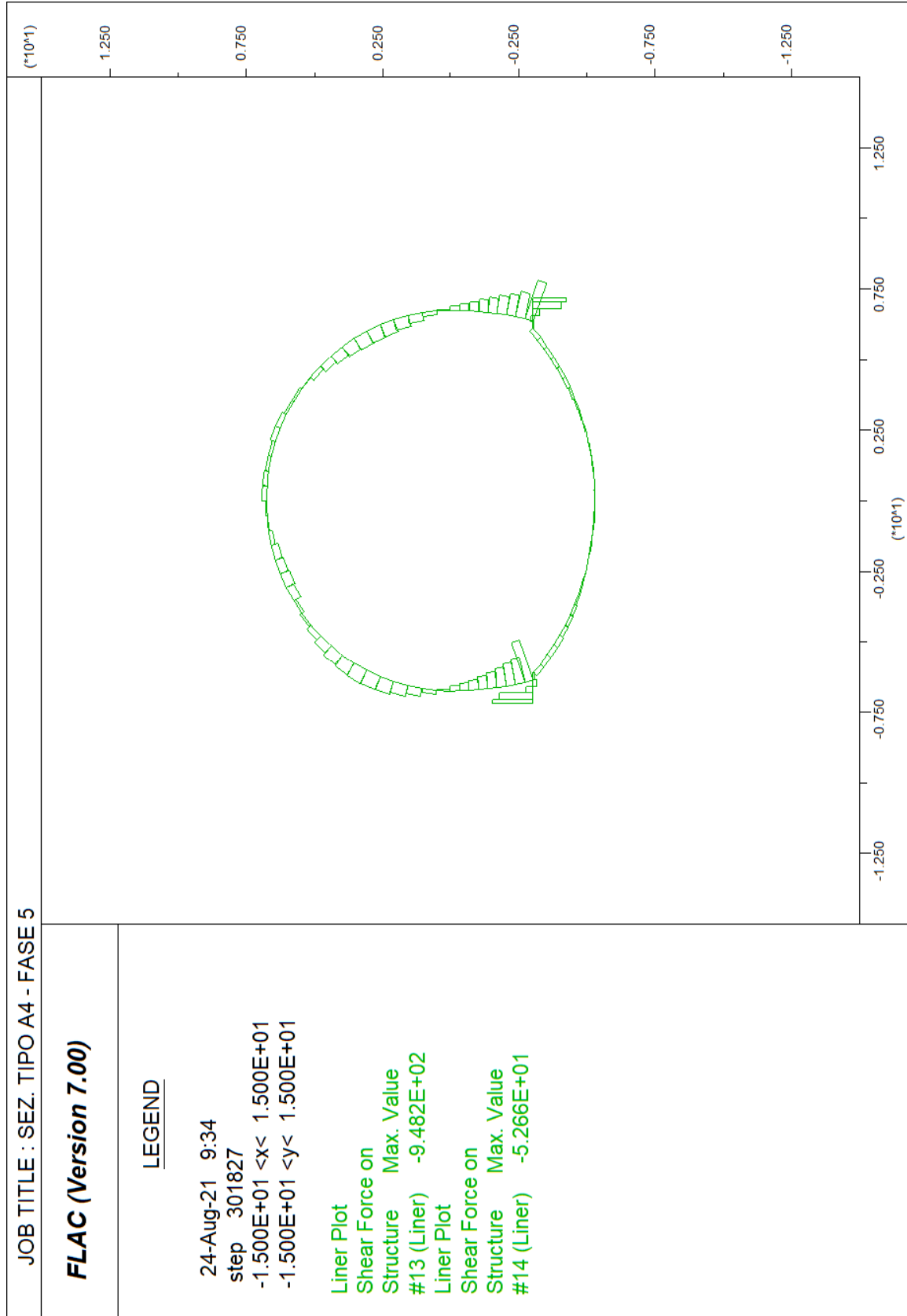


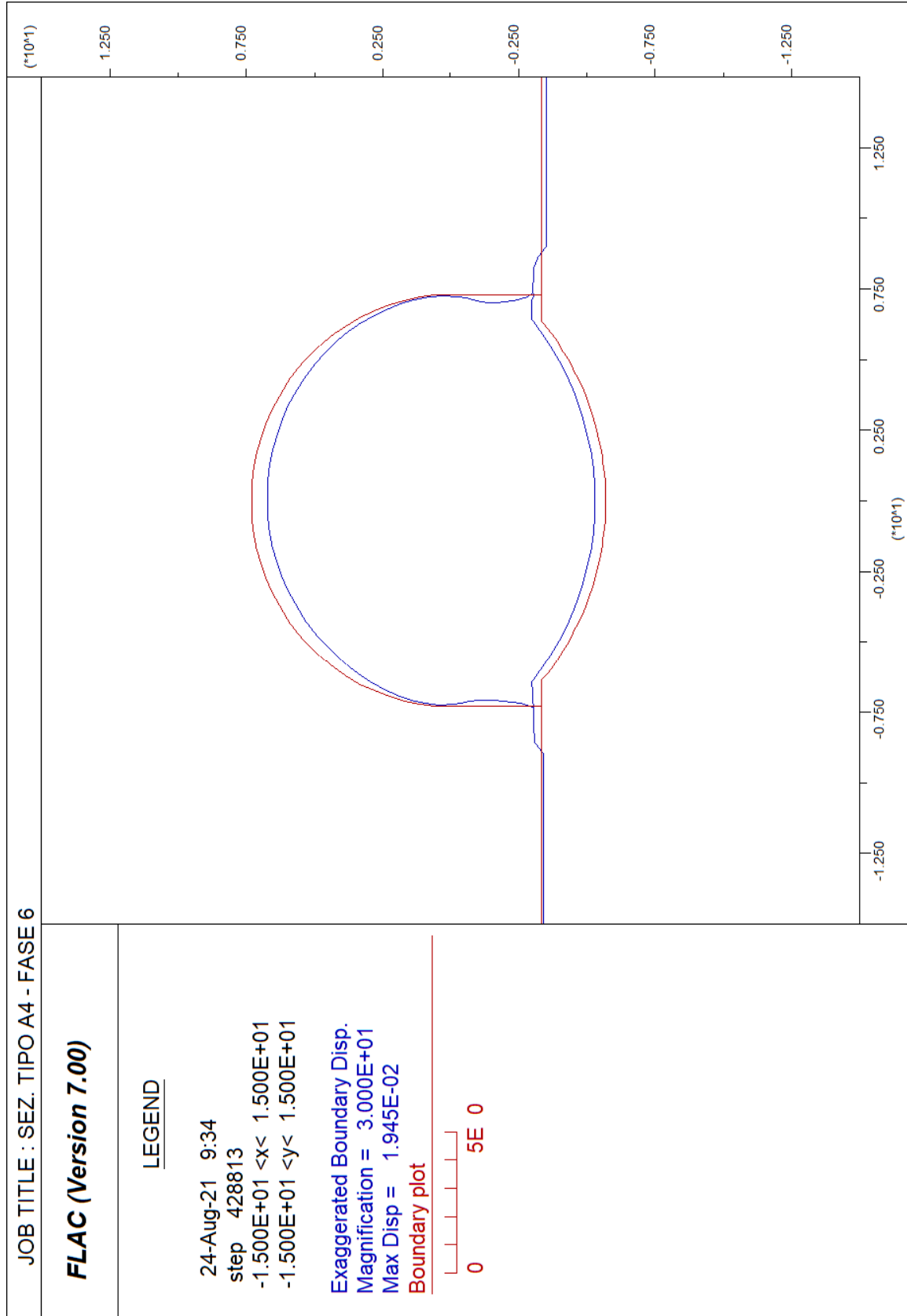


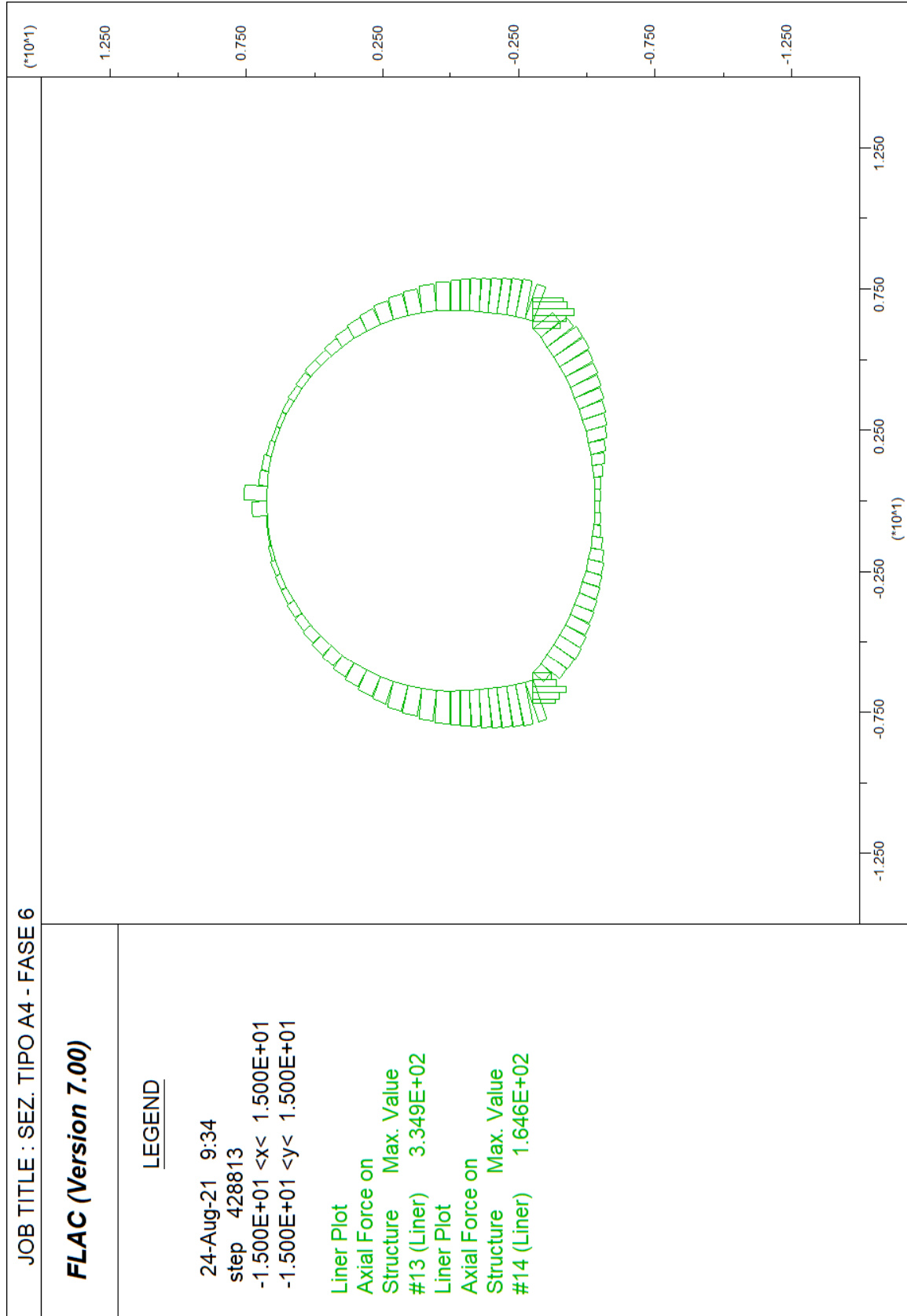


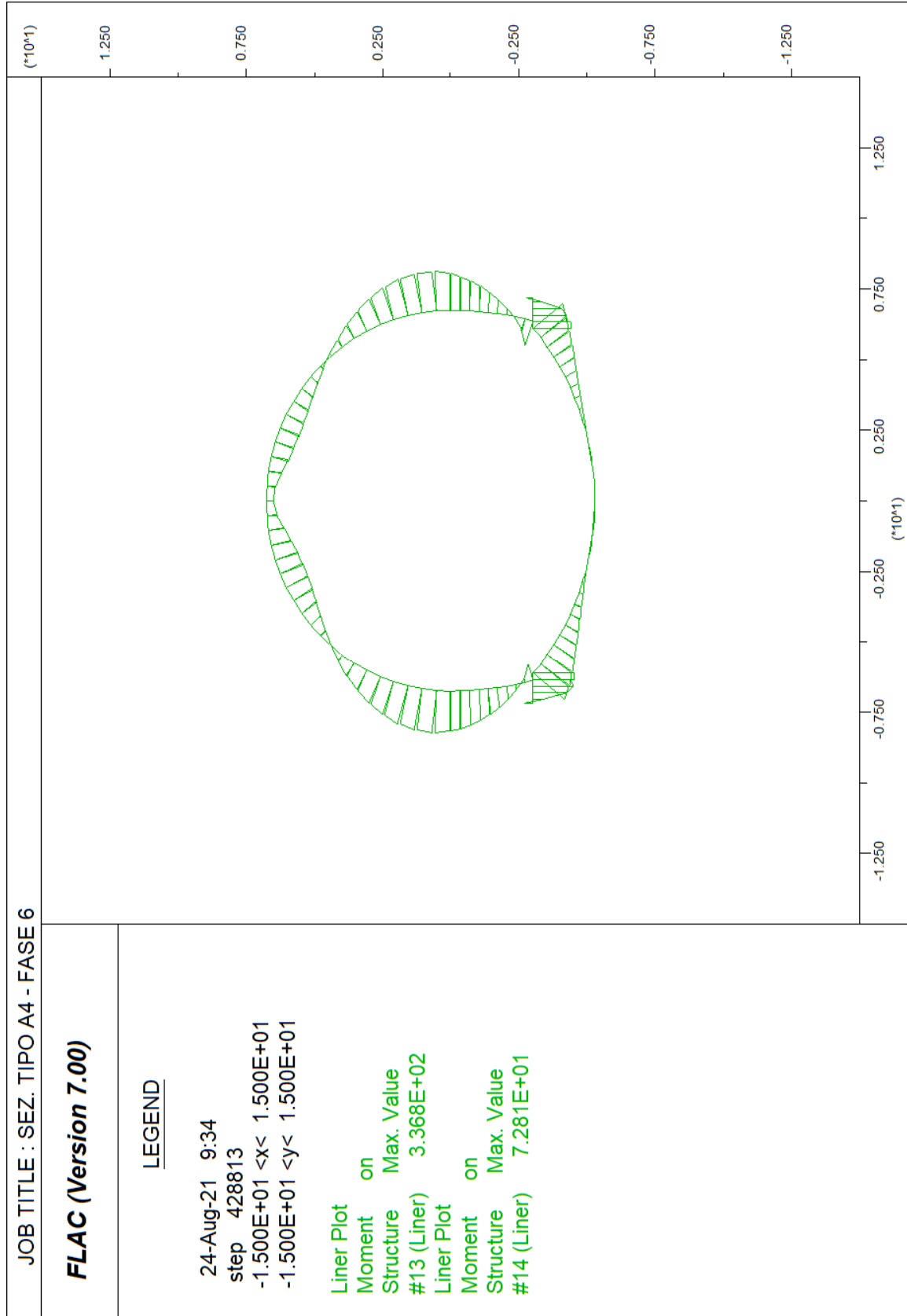


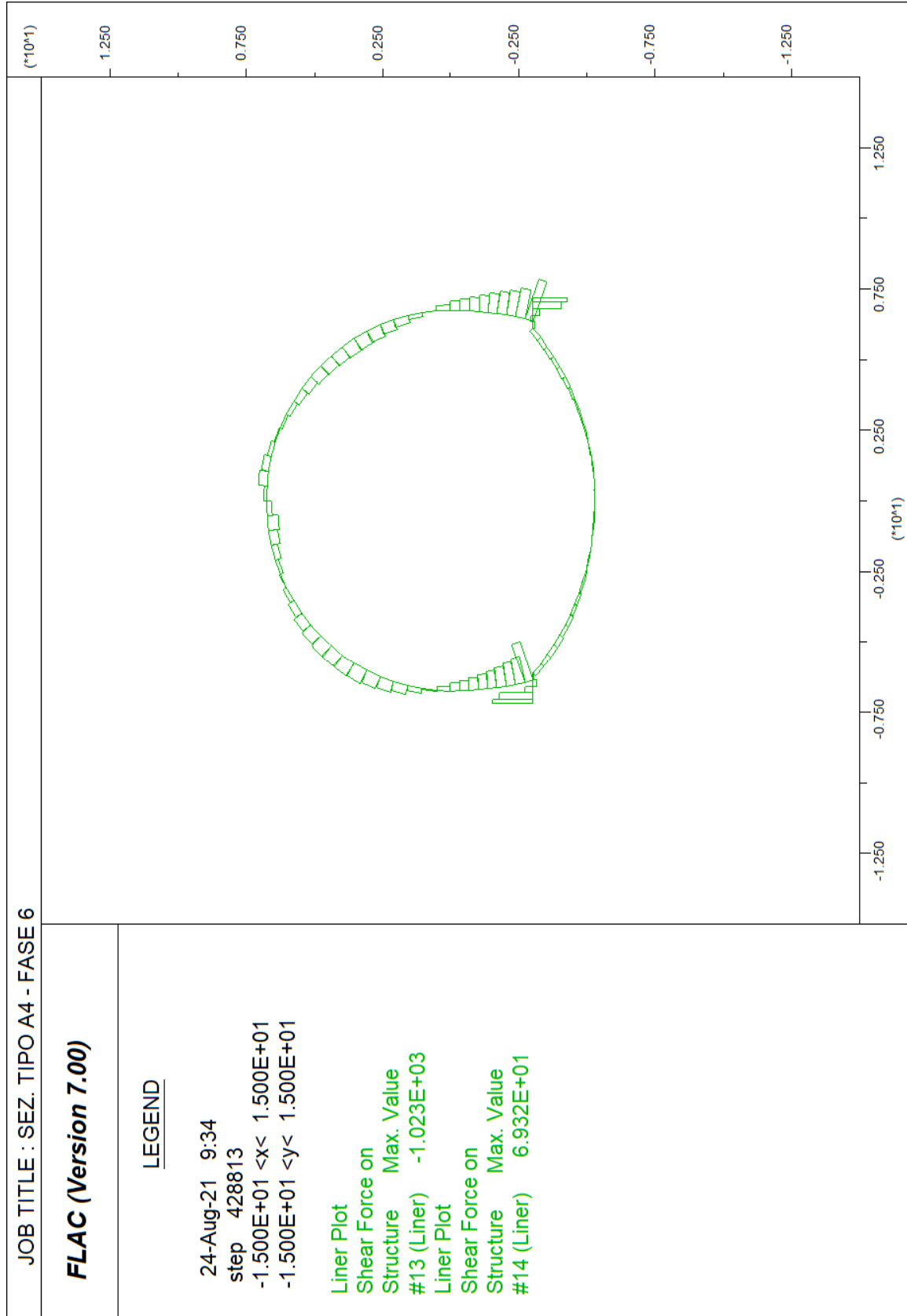






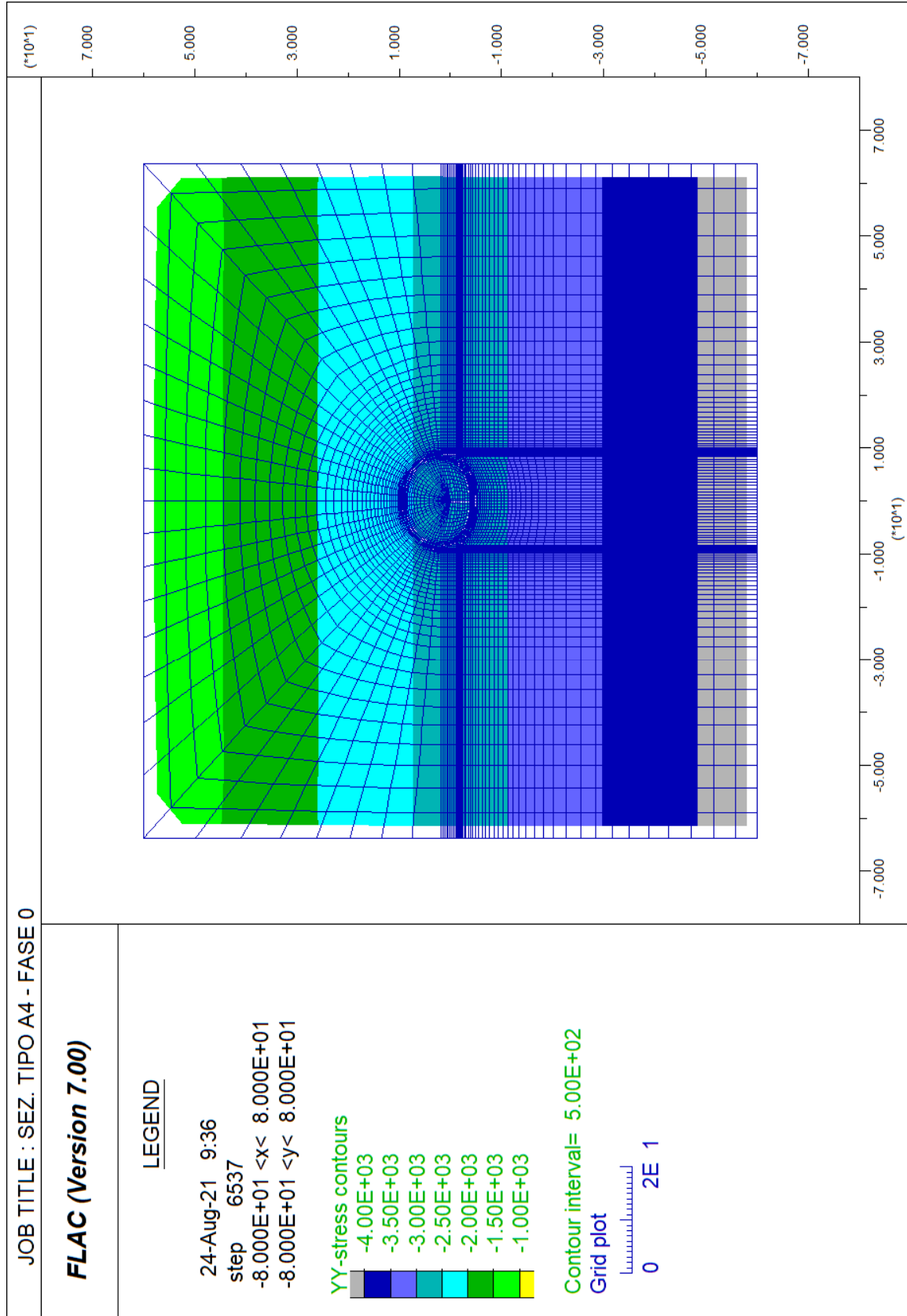


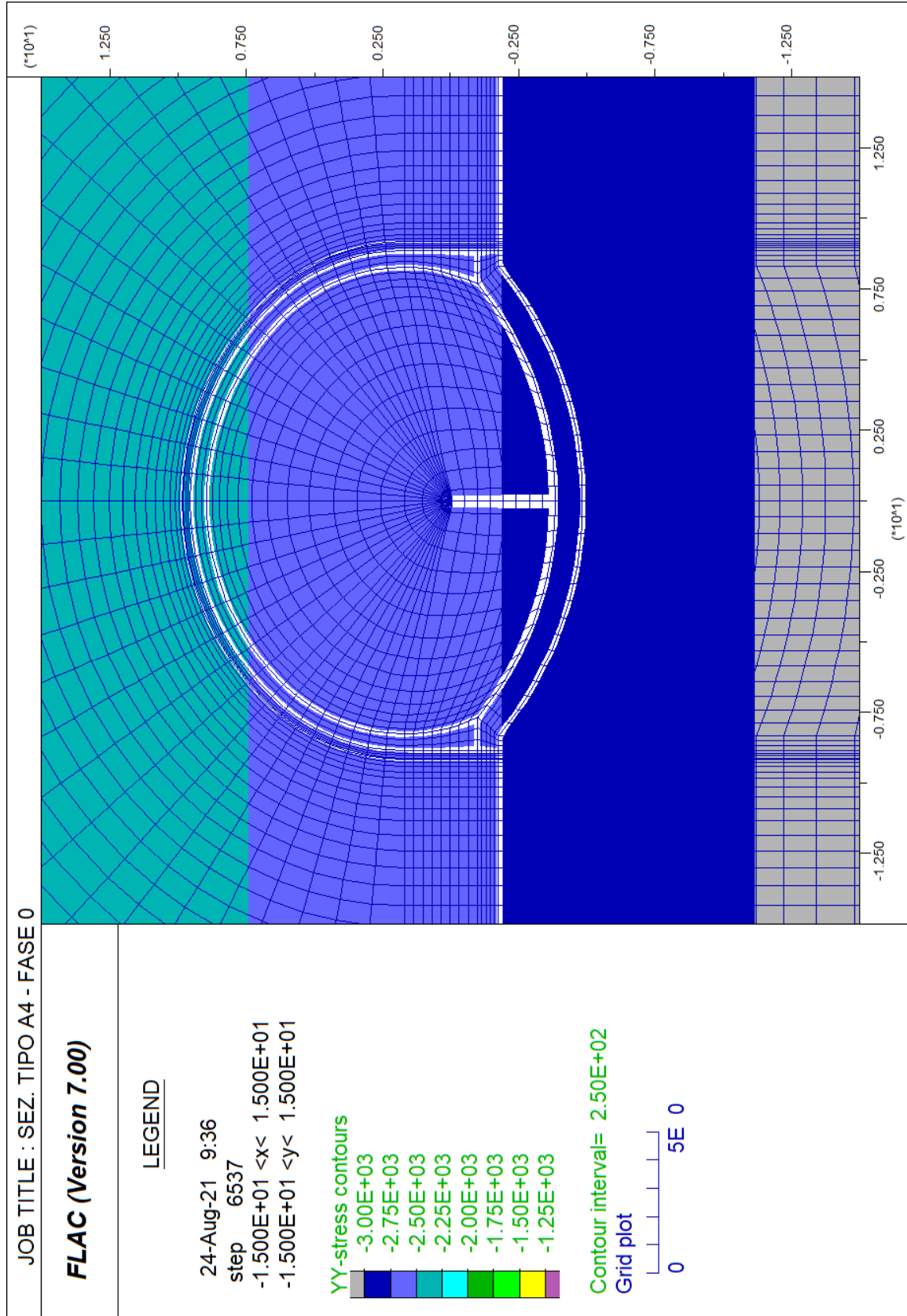


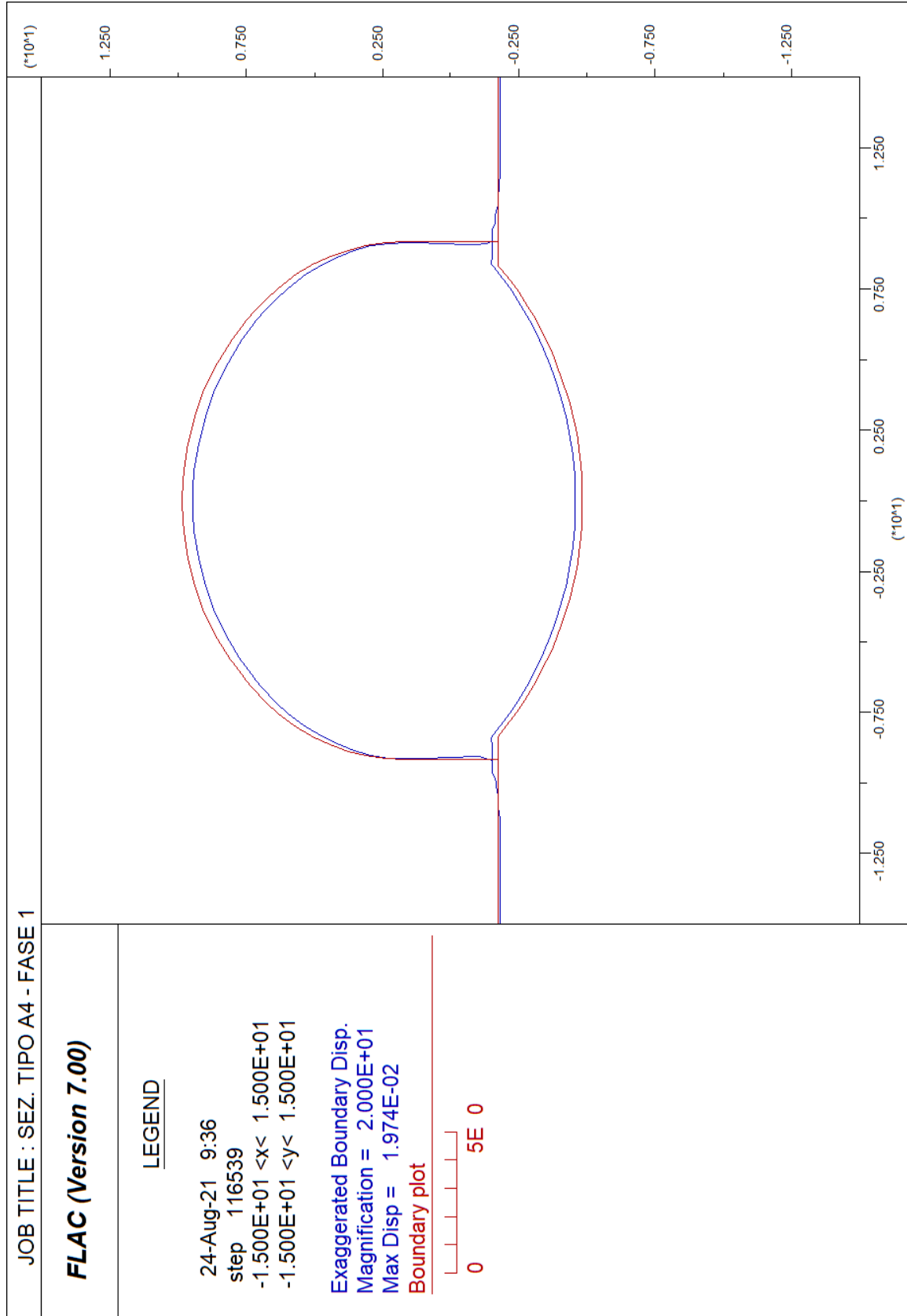


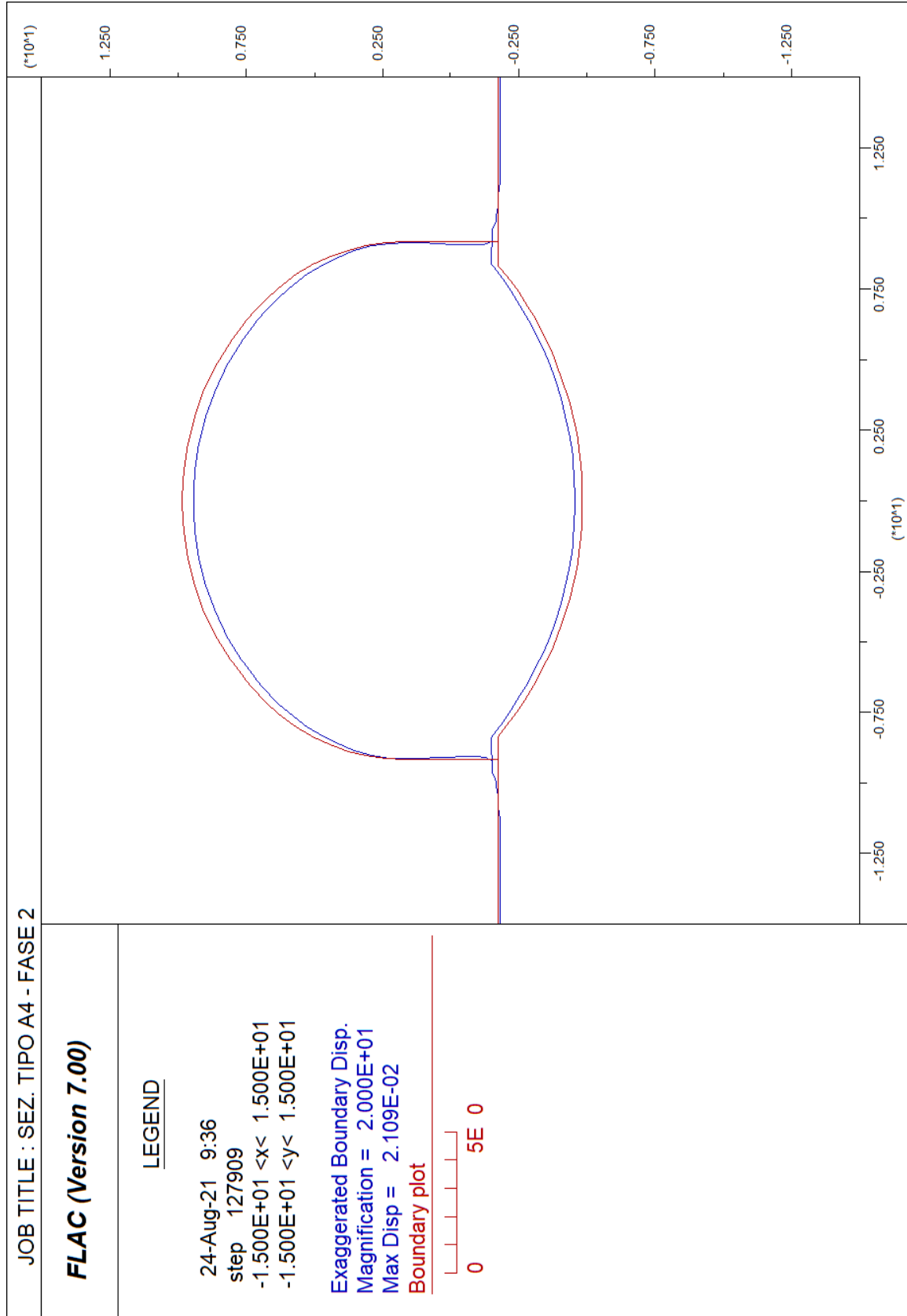
ALLEGATO N. 5.A4.2

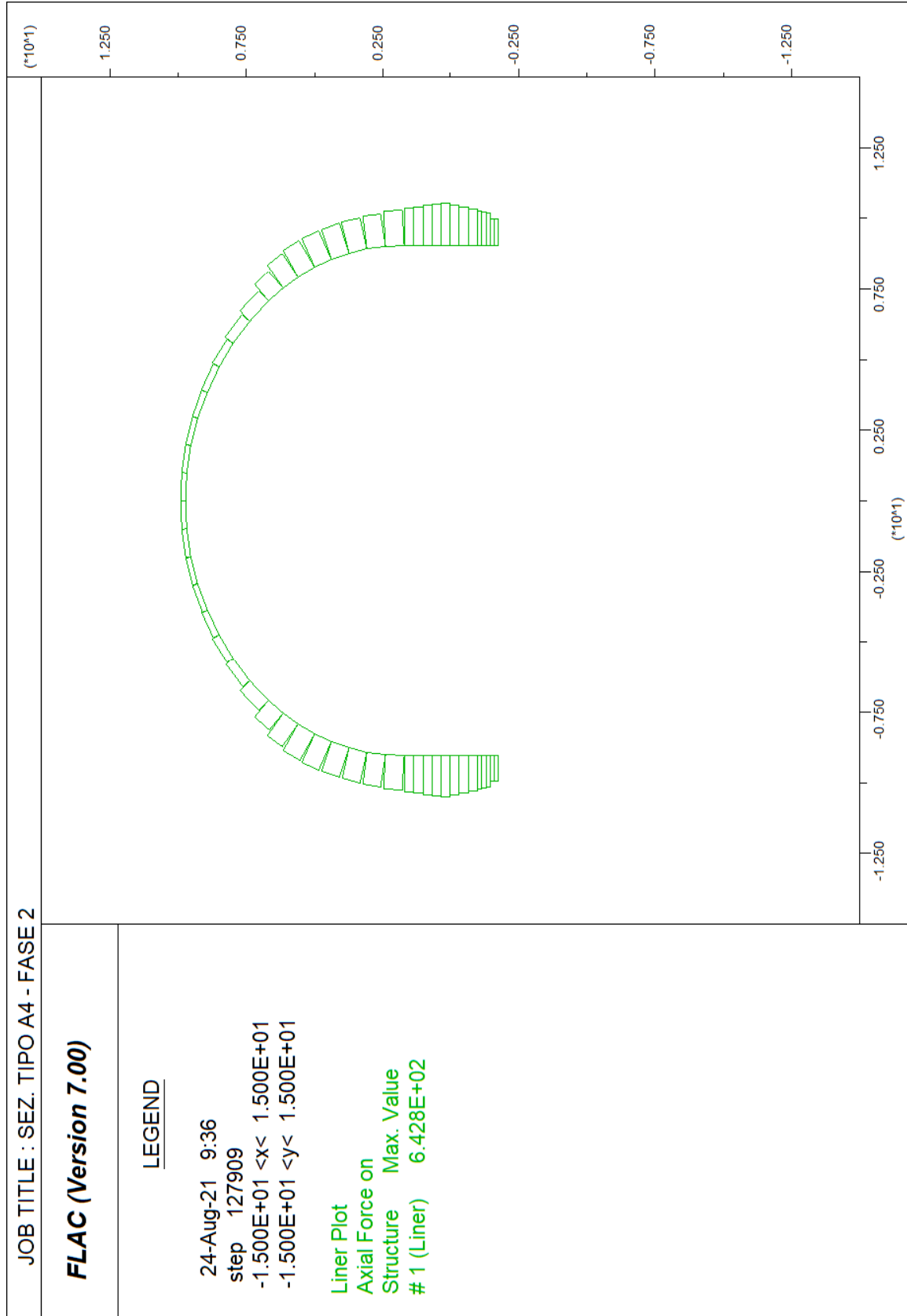
**ANALISI F.D.M. (FLAC)
SEZIONE TIPO A4
CON PIAZZOLA DI SOSTA**

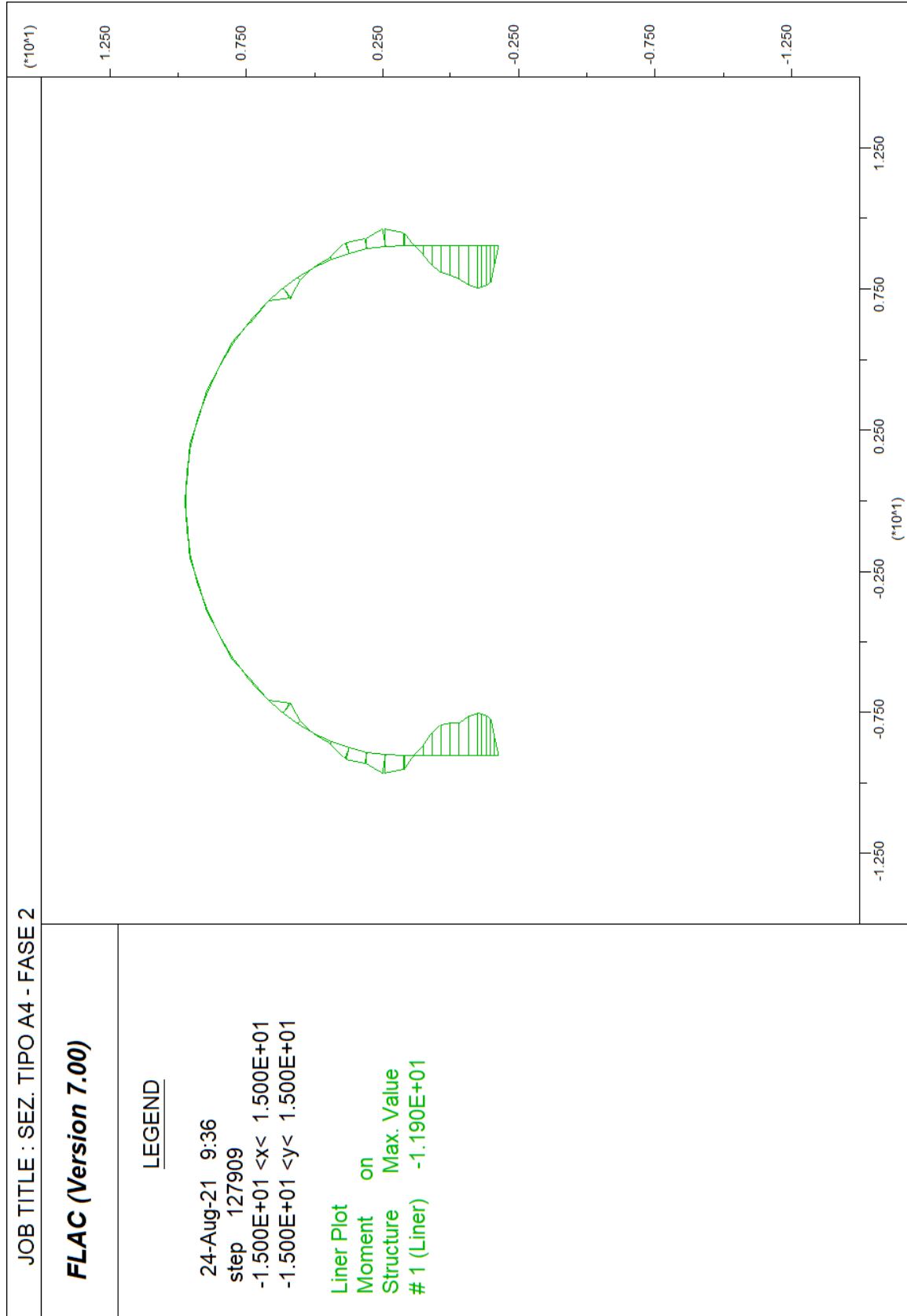


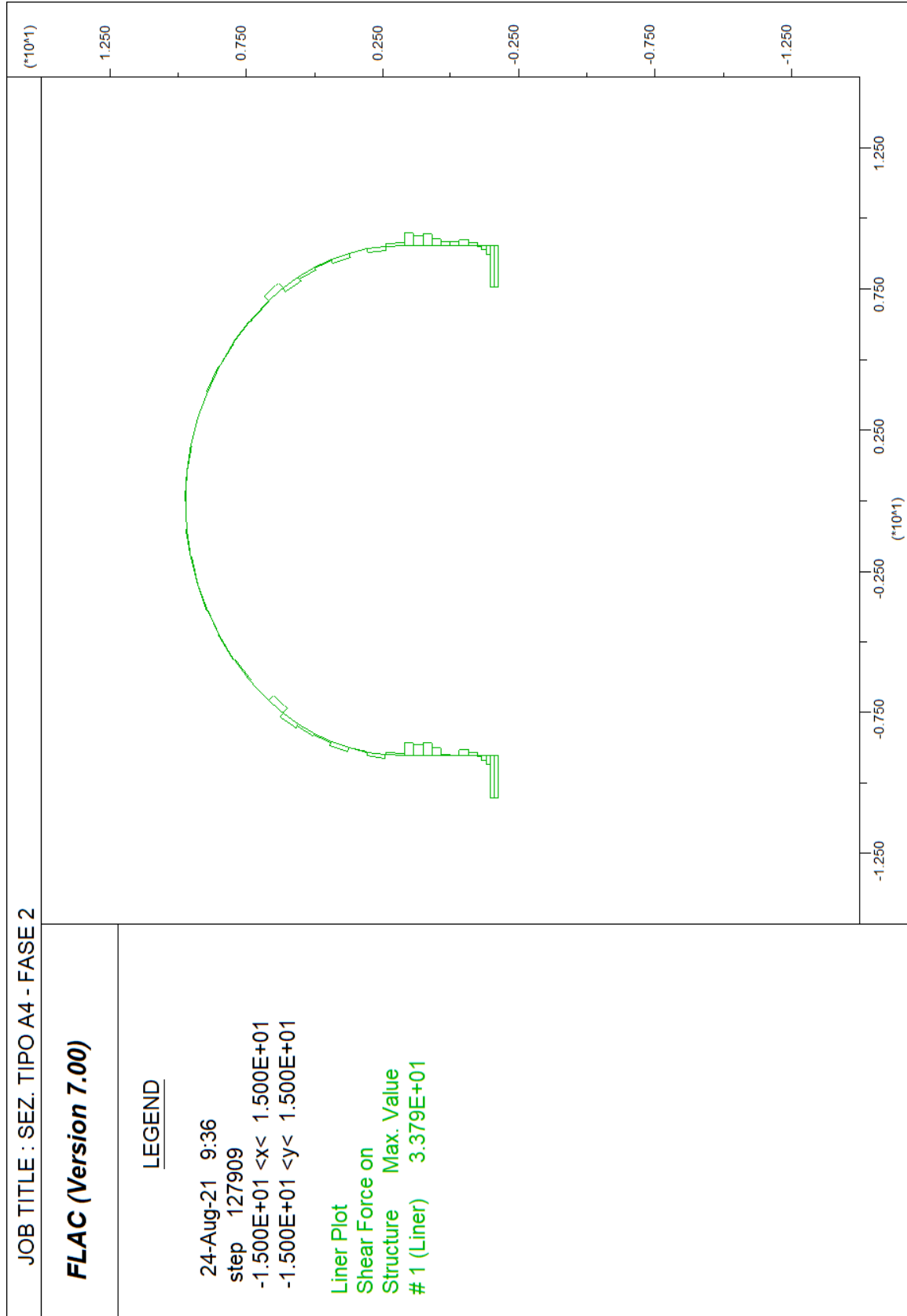


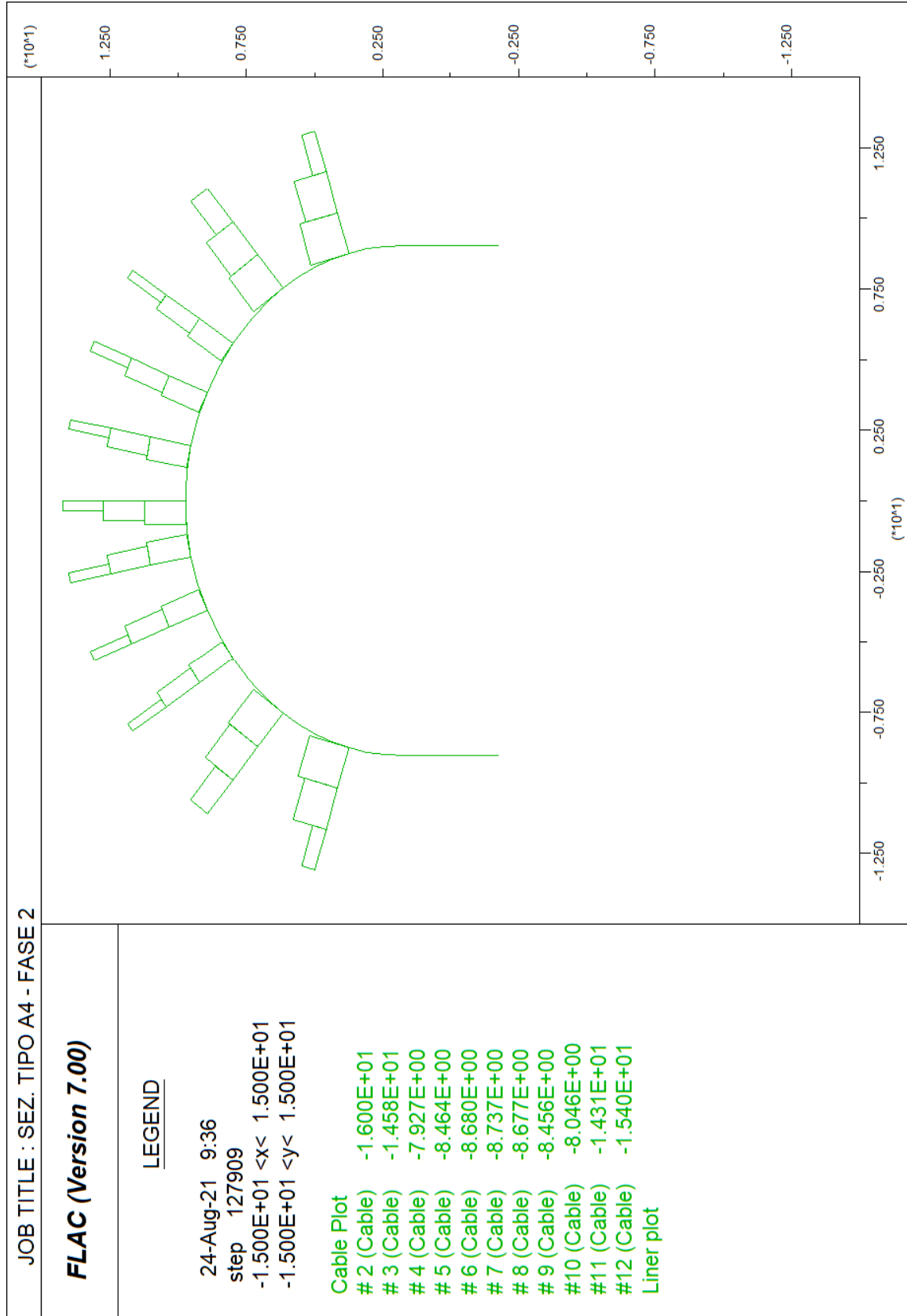


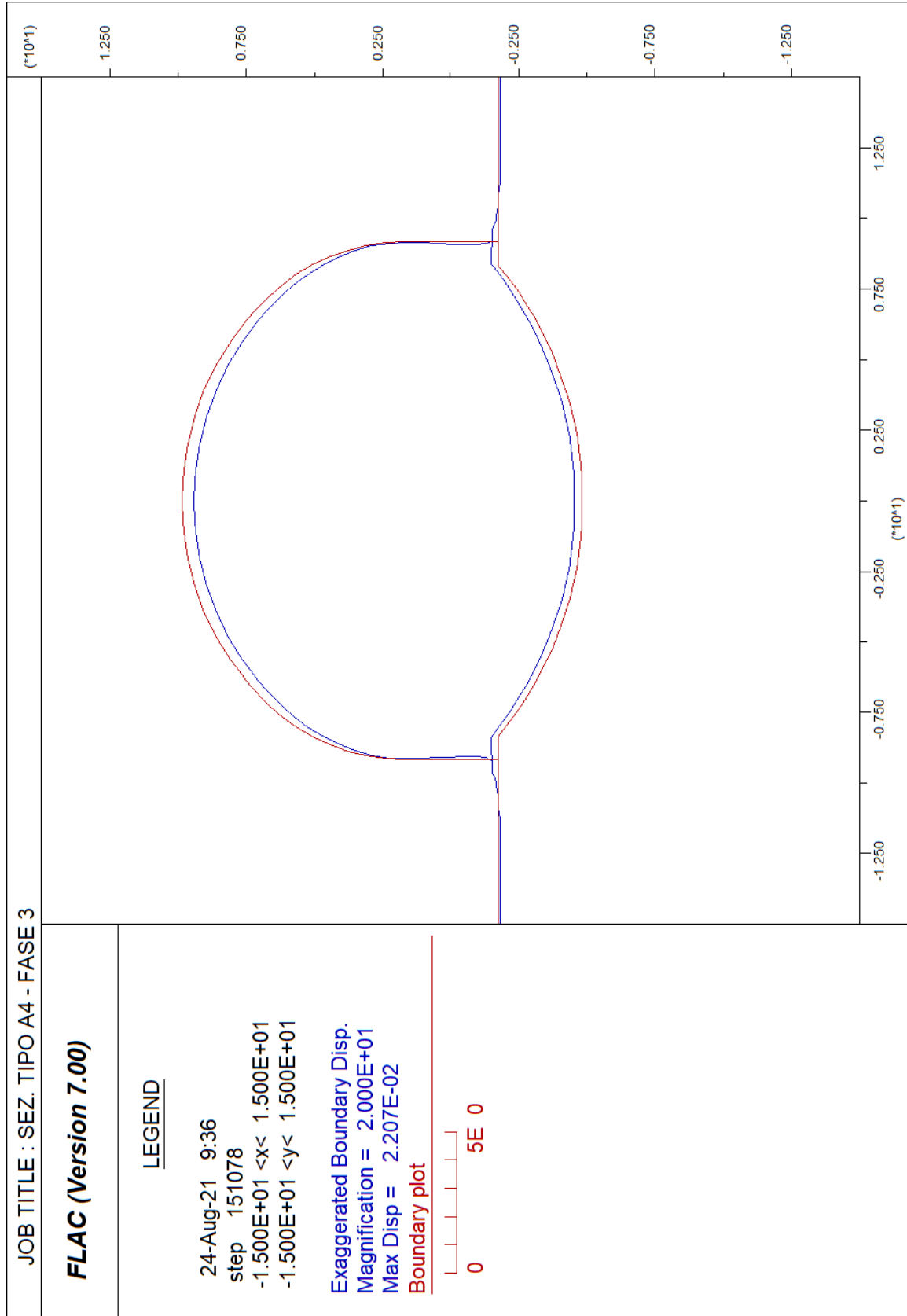


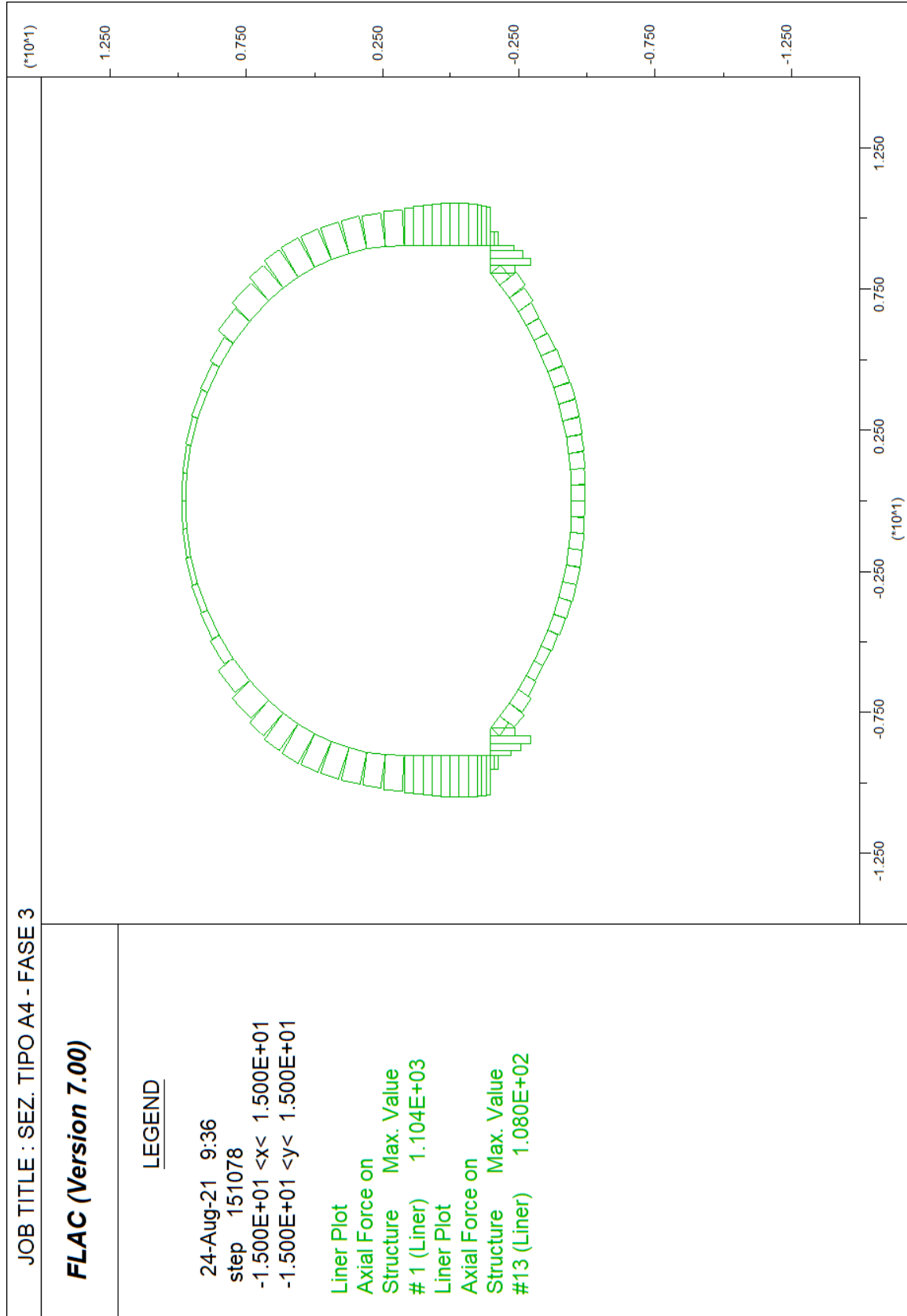


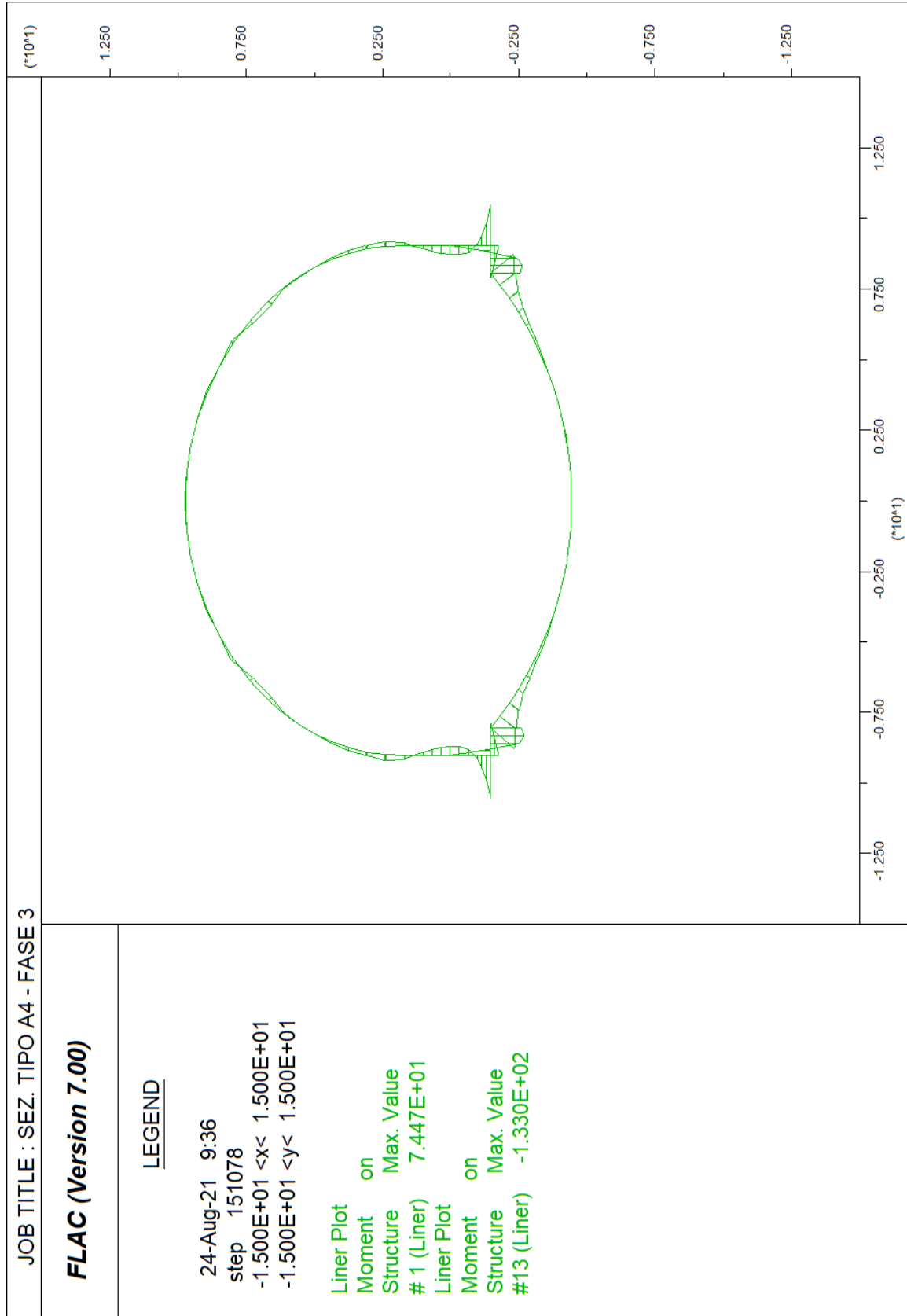


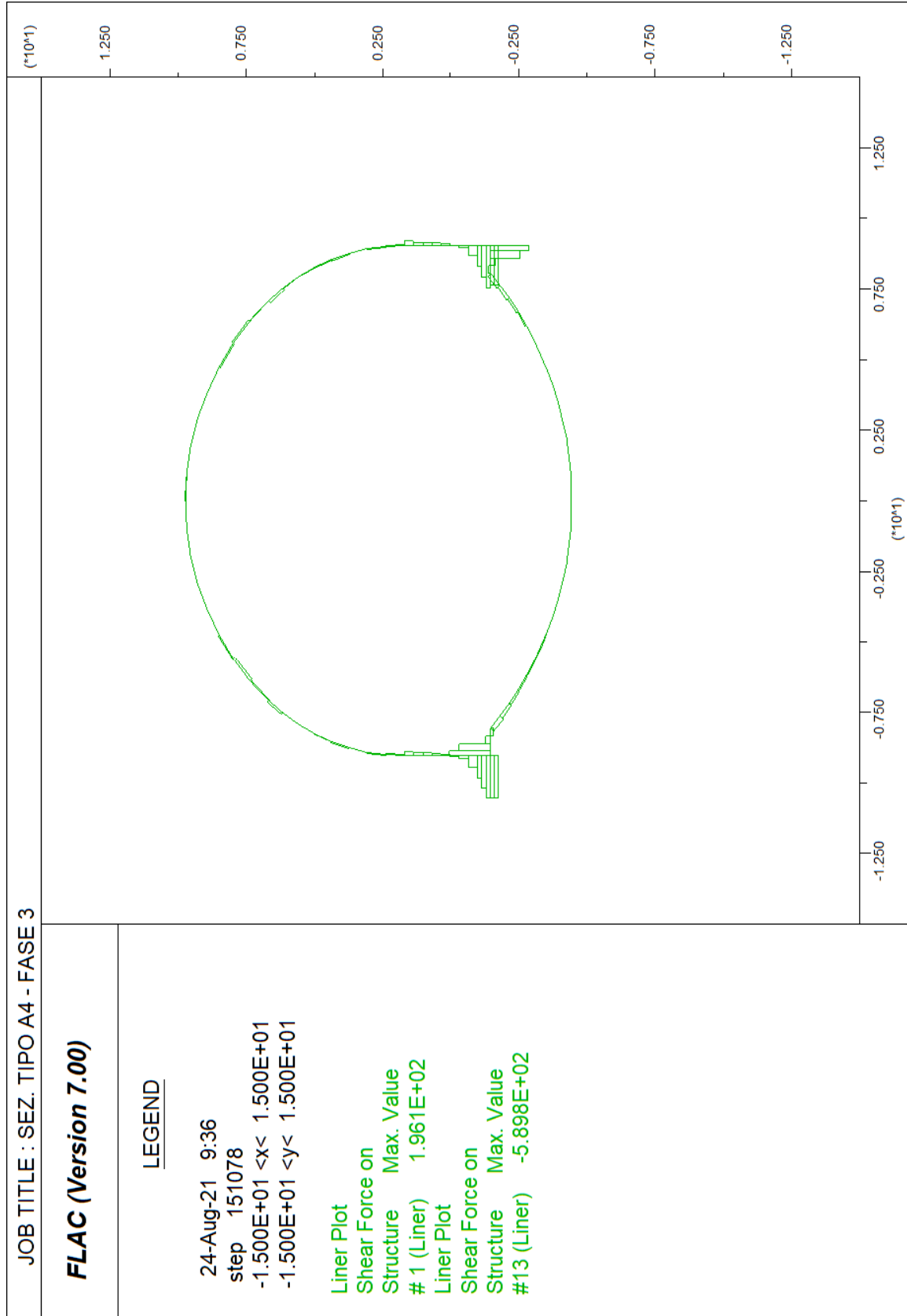


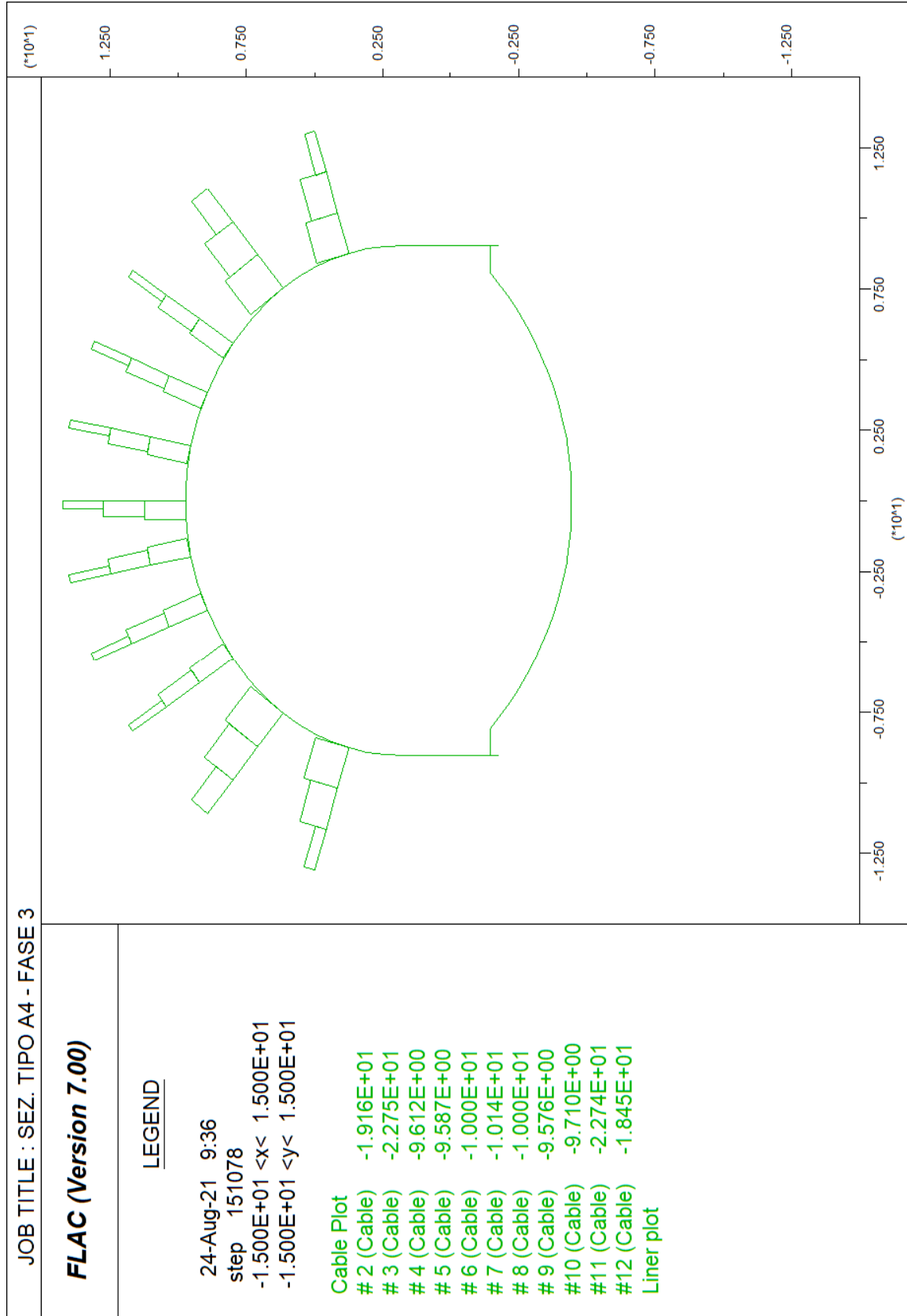


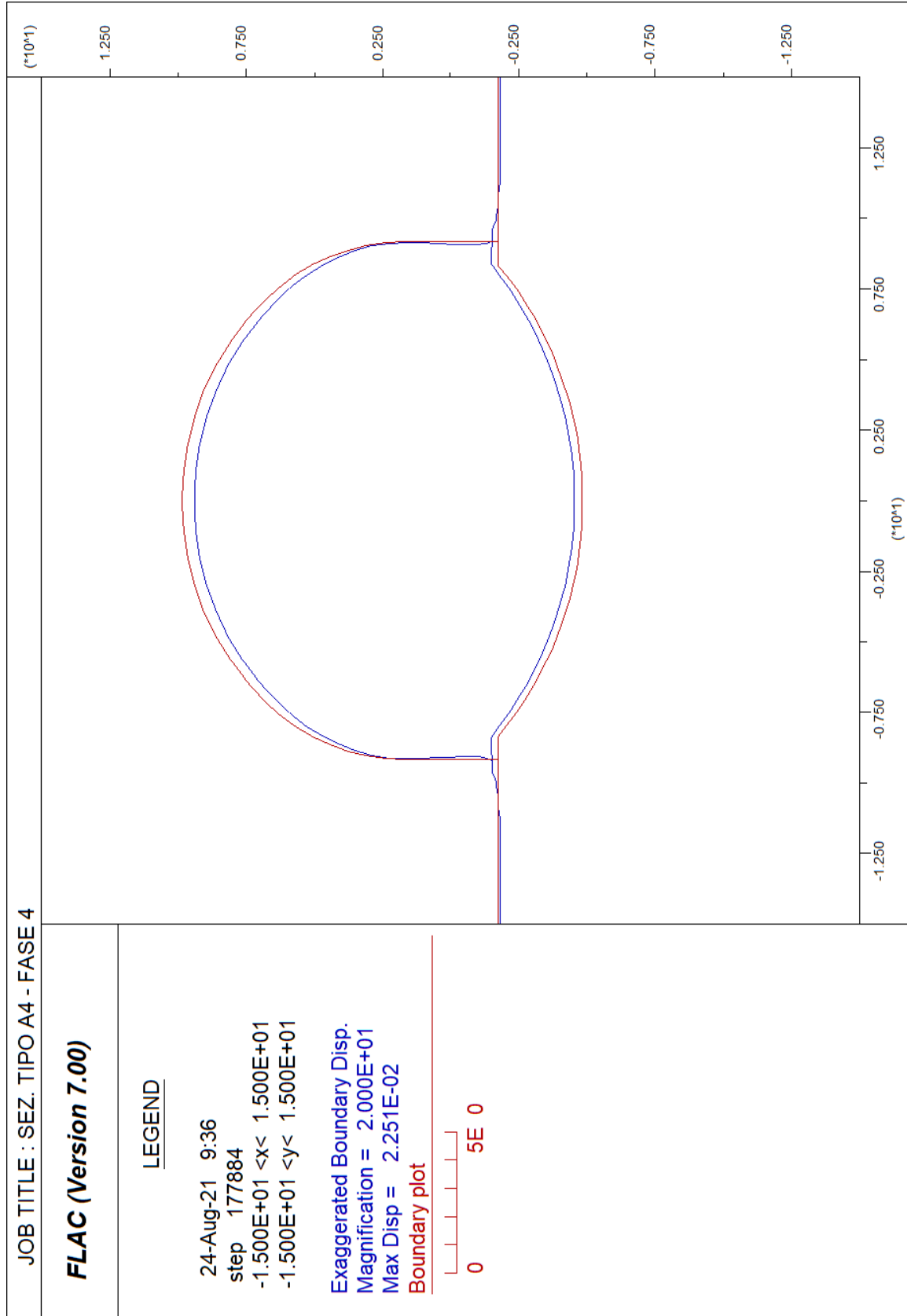


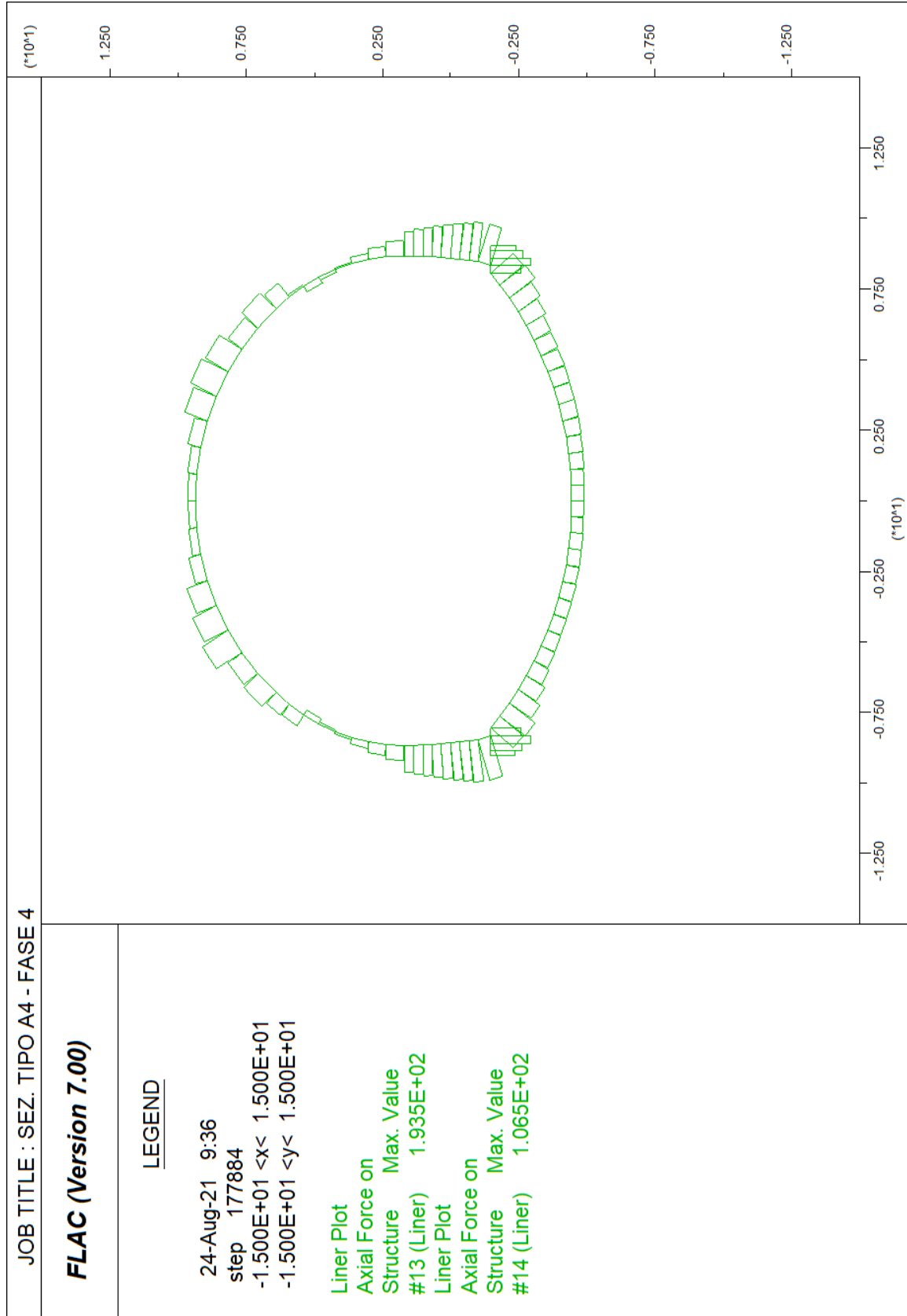


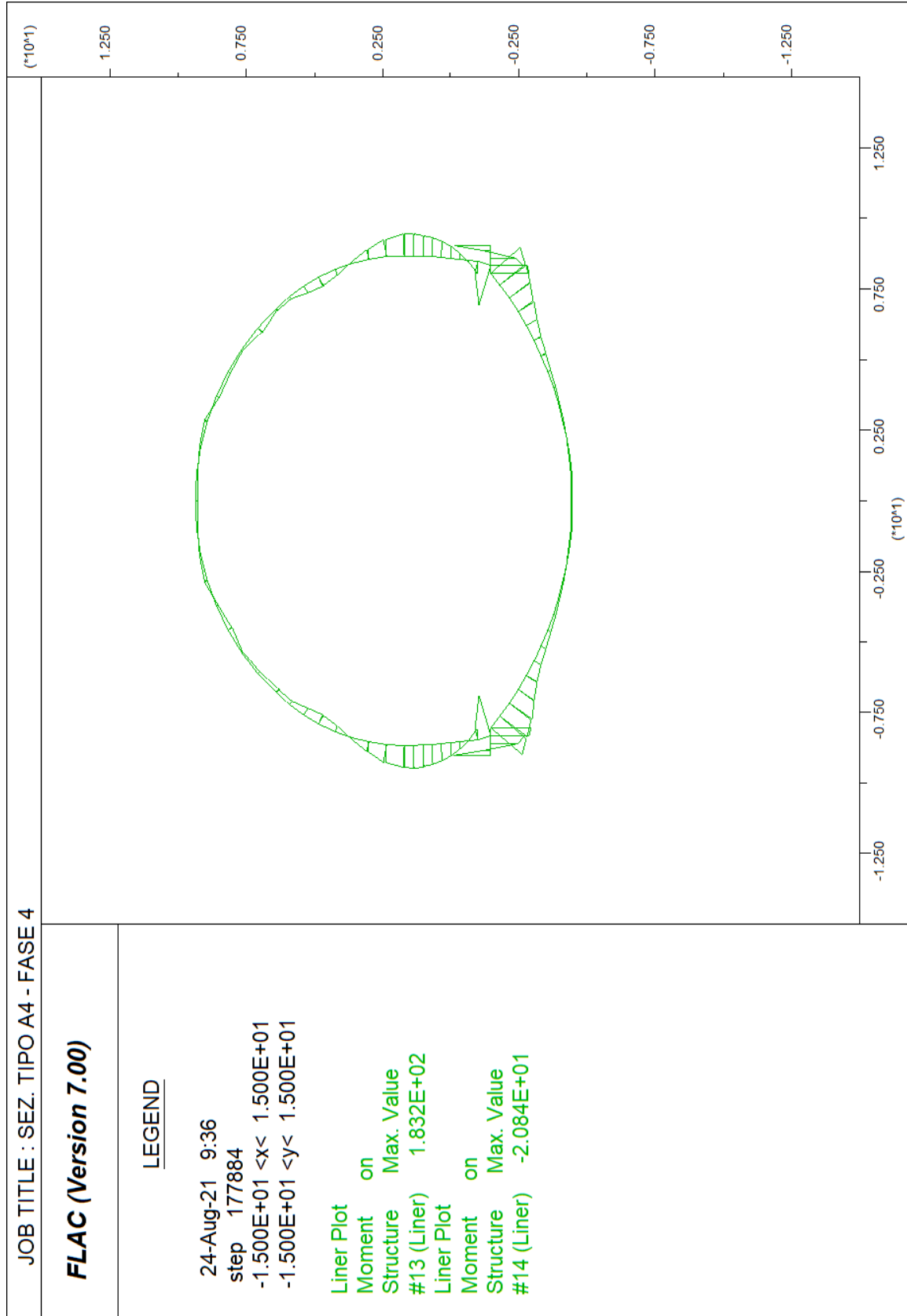


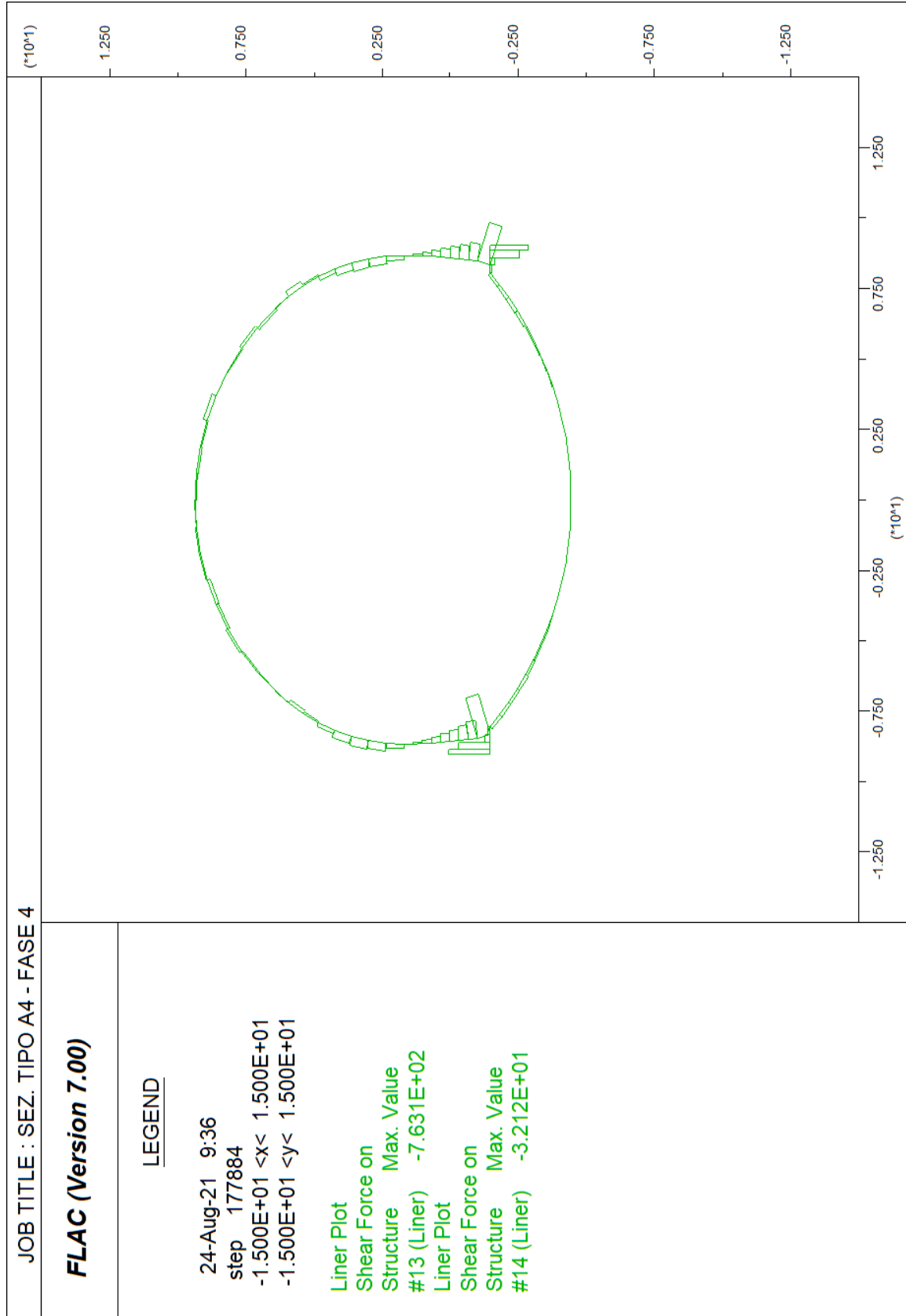


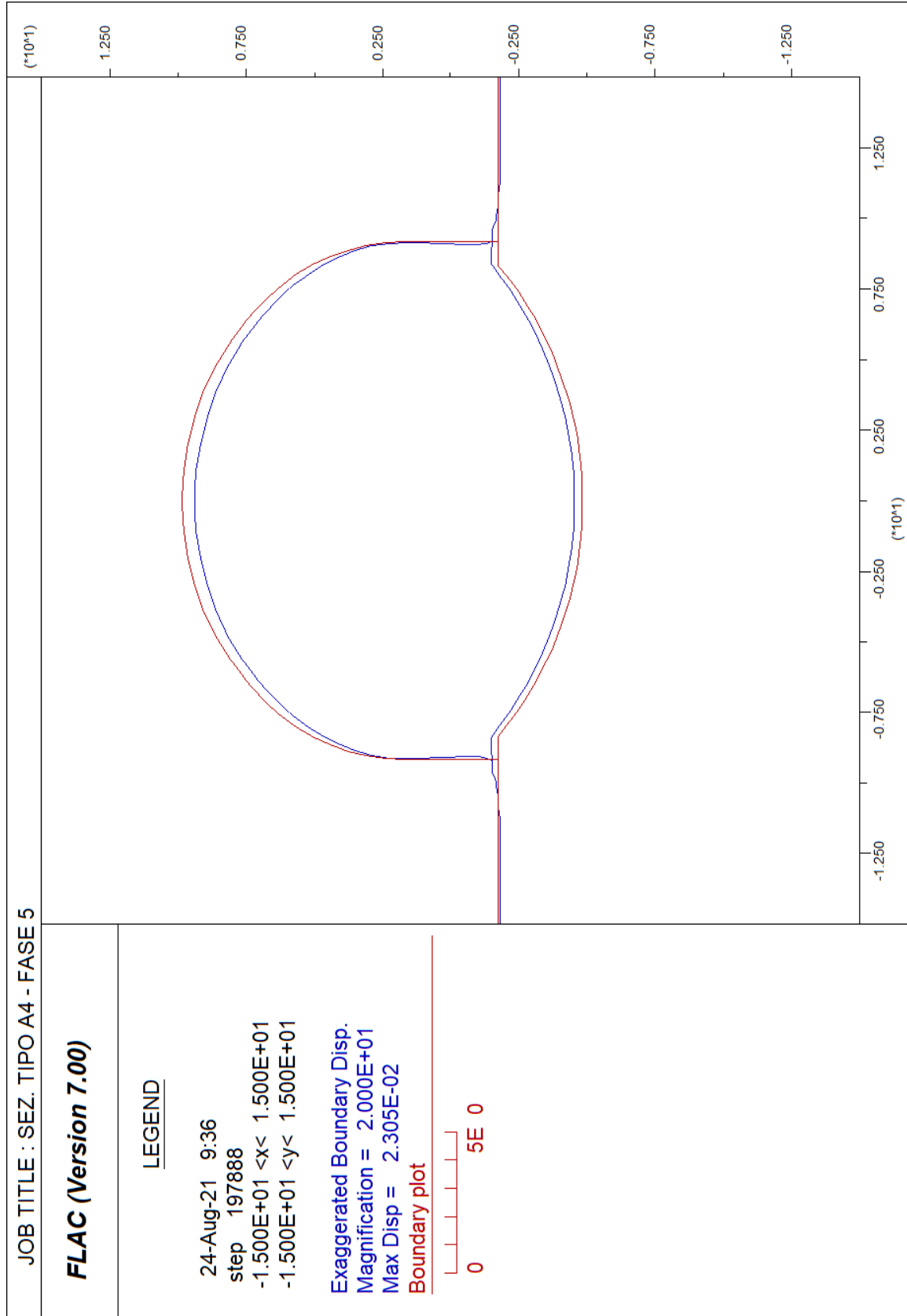


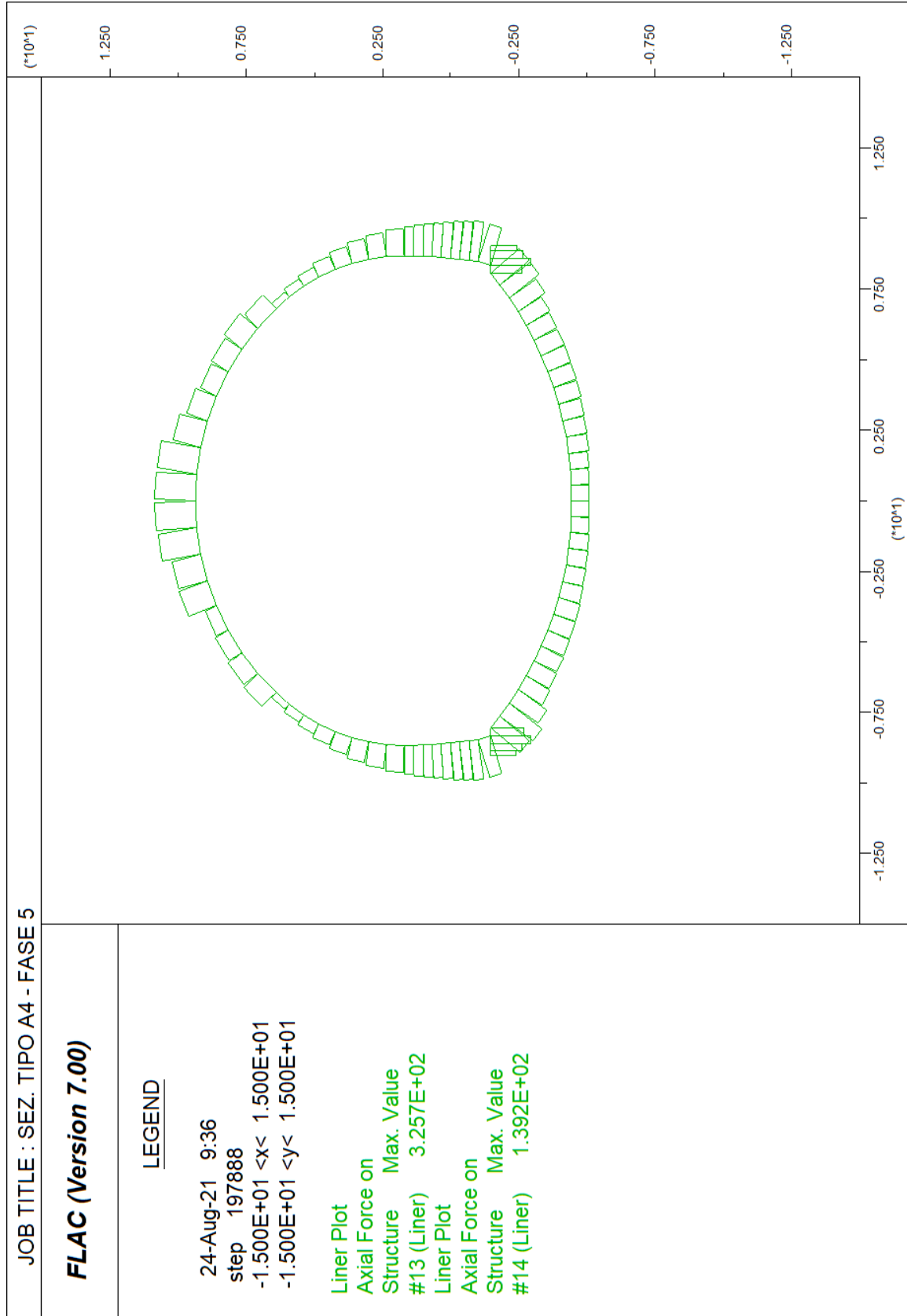


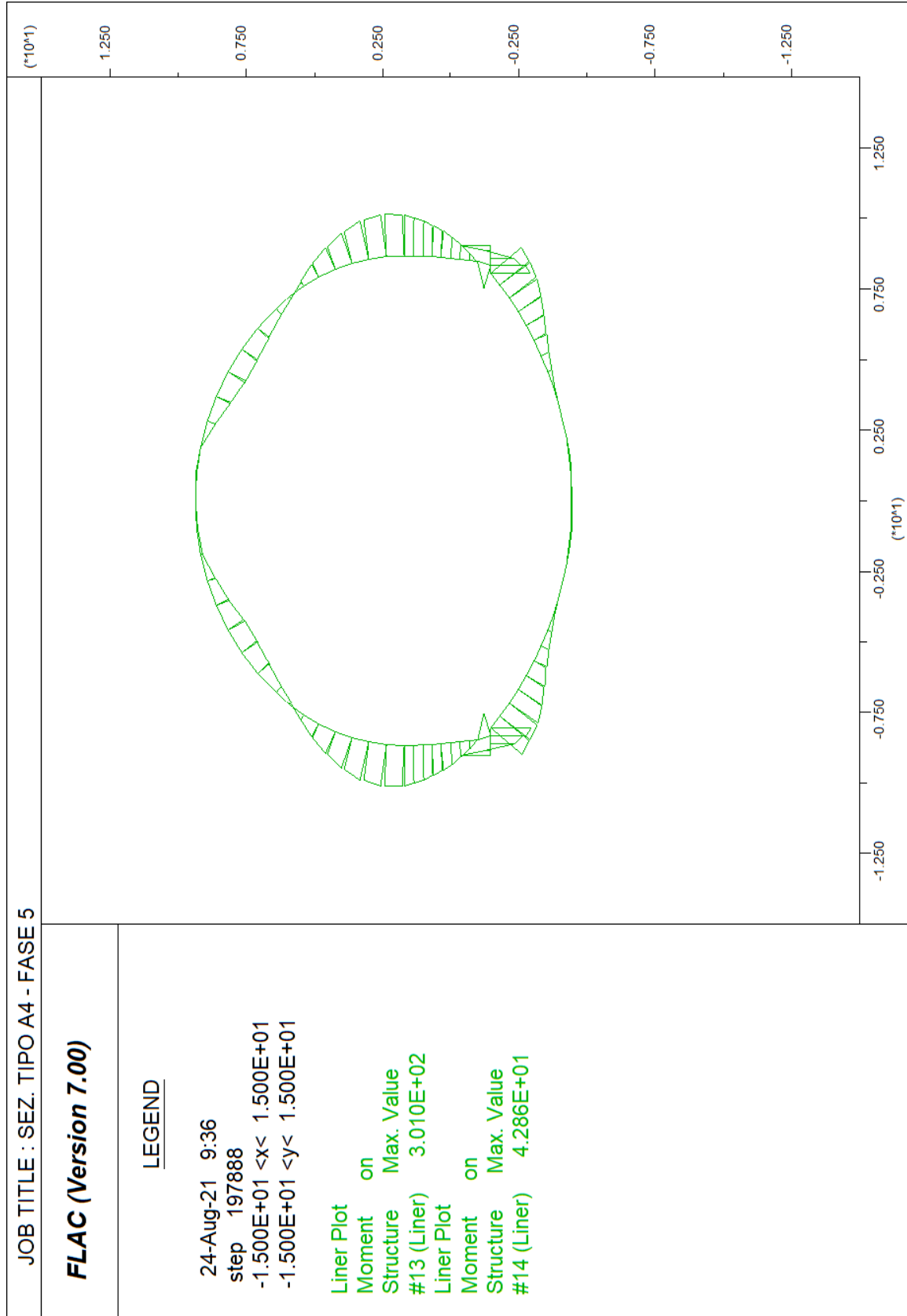


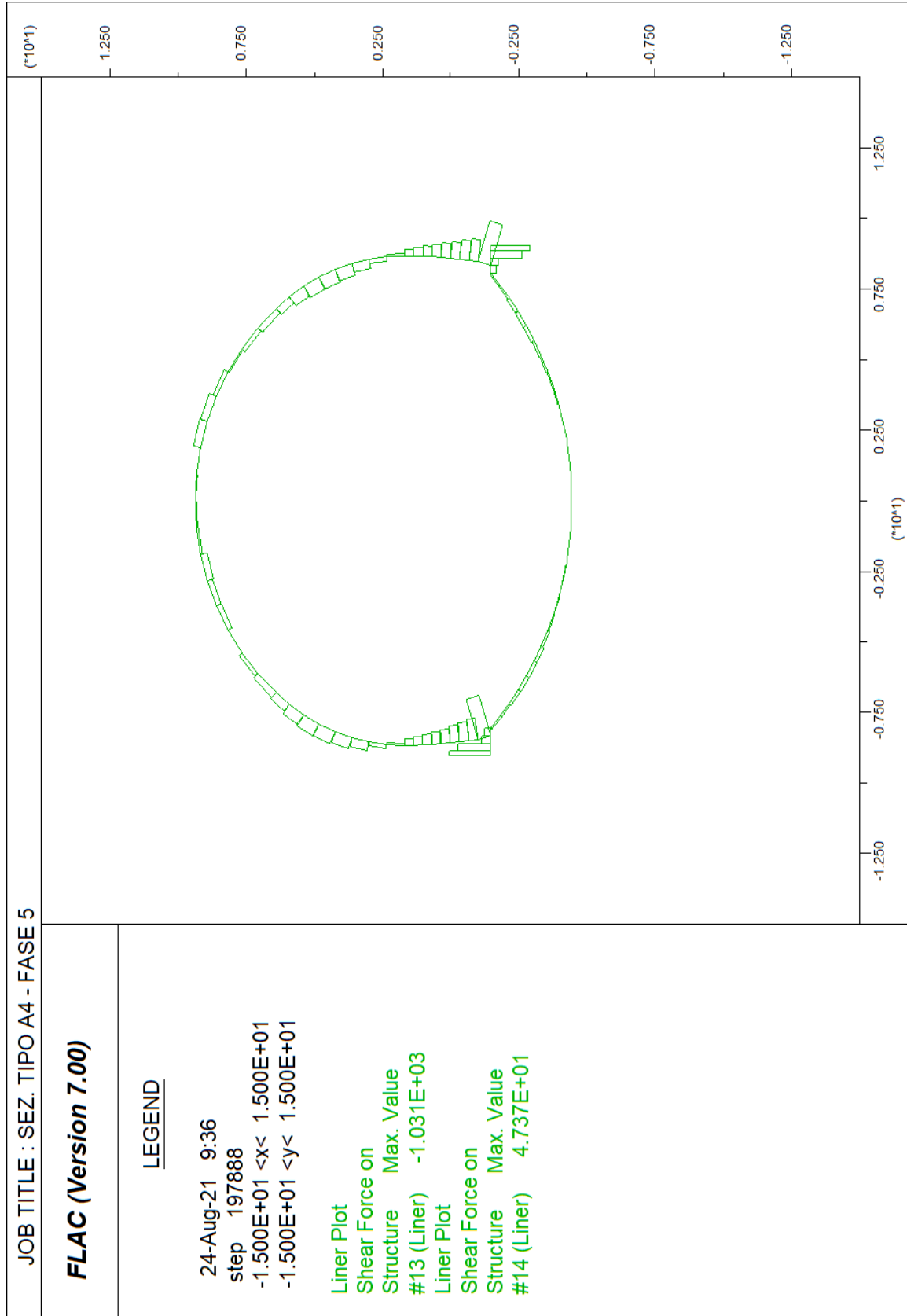


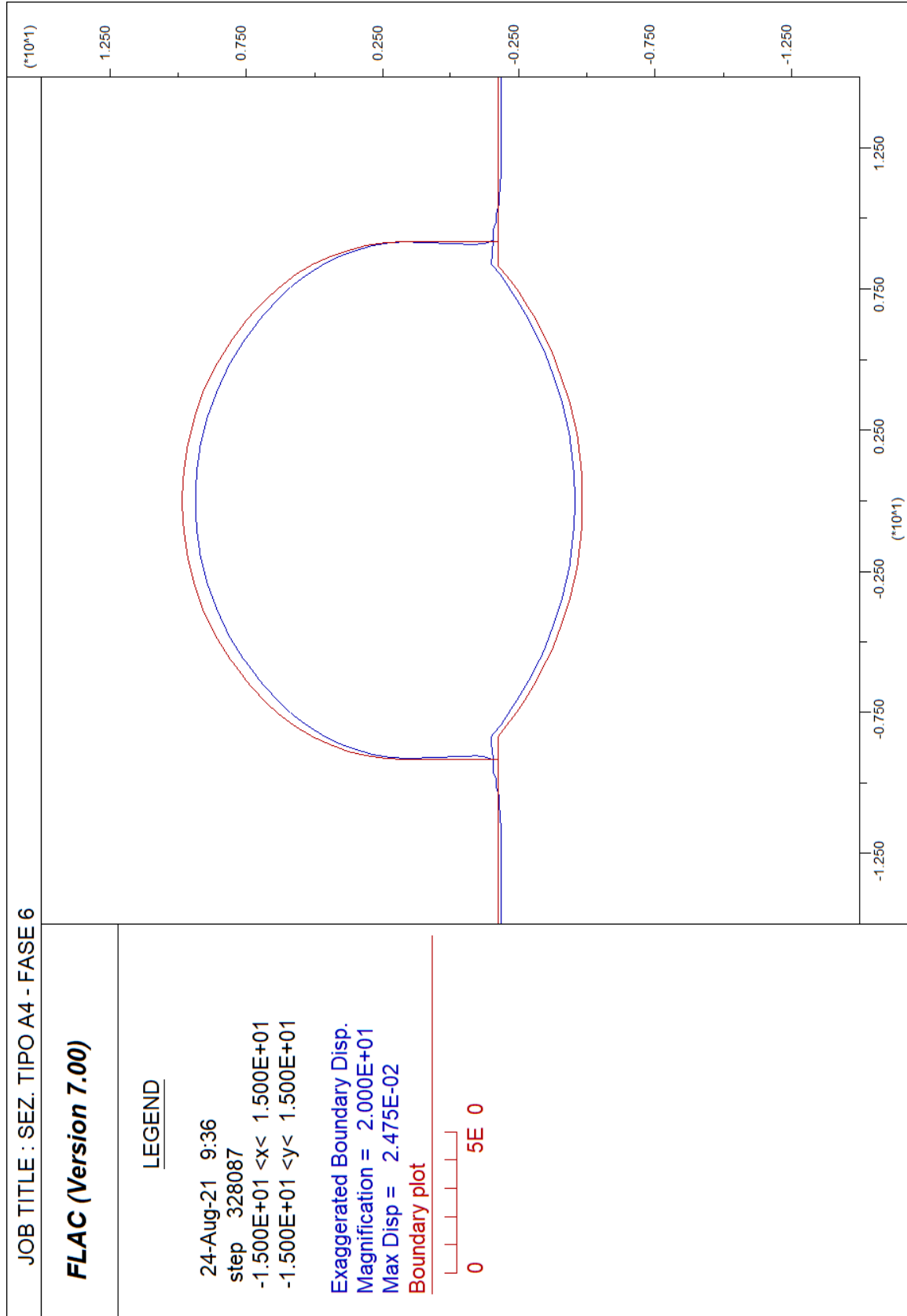


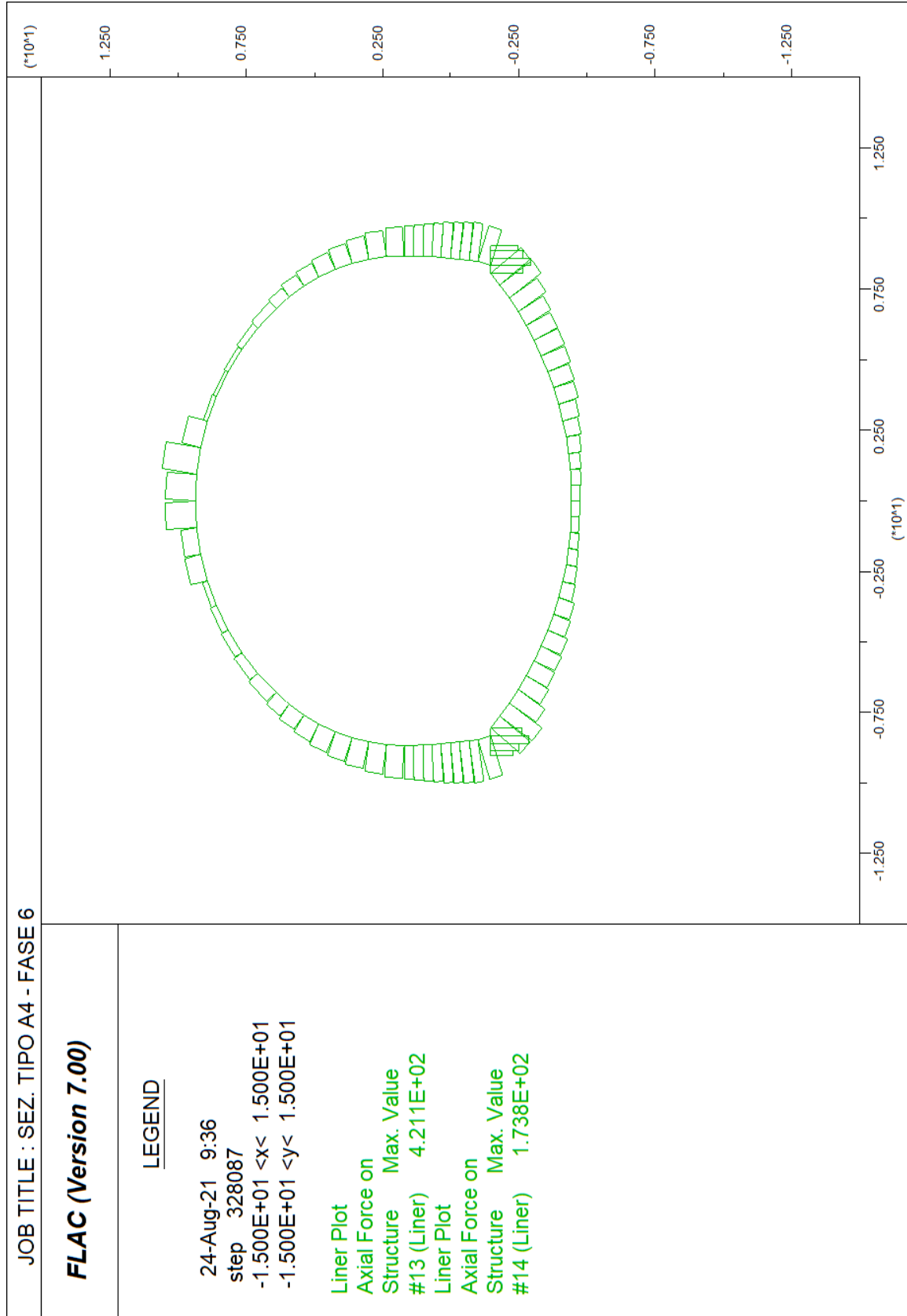


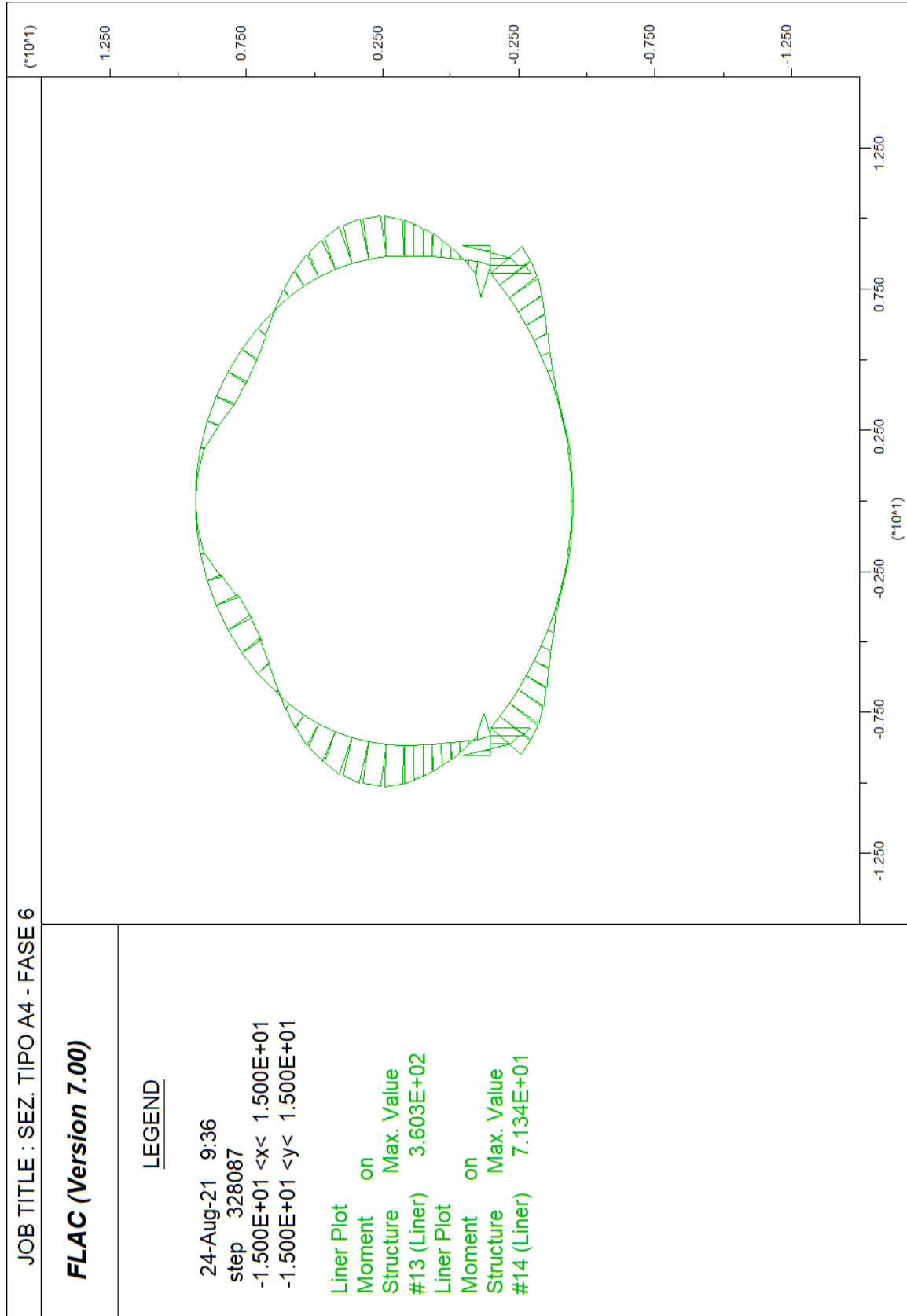


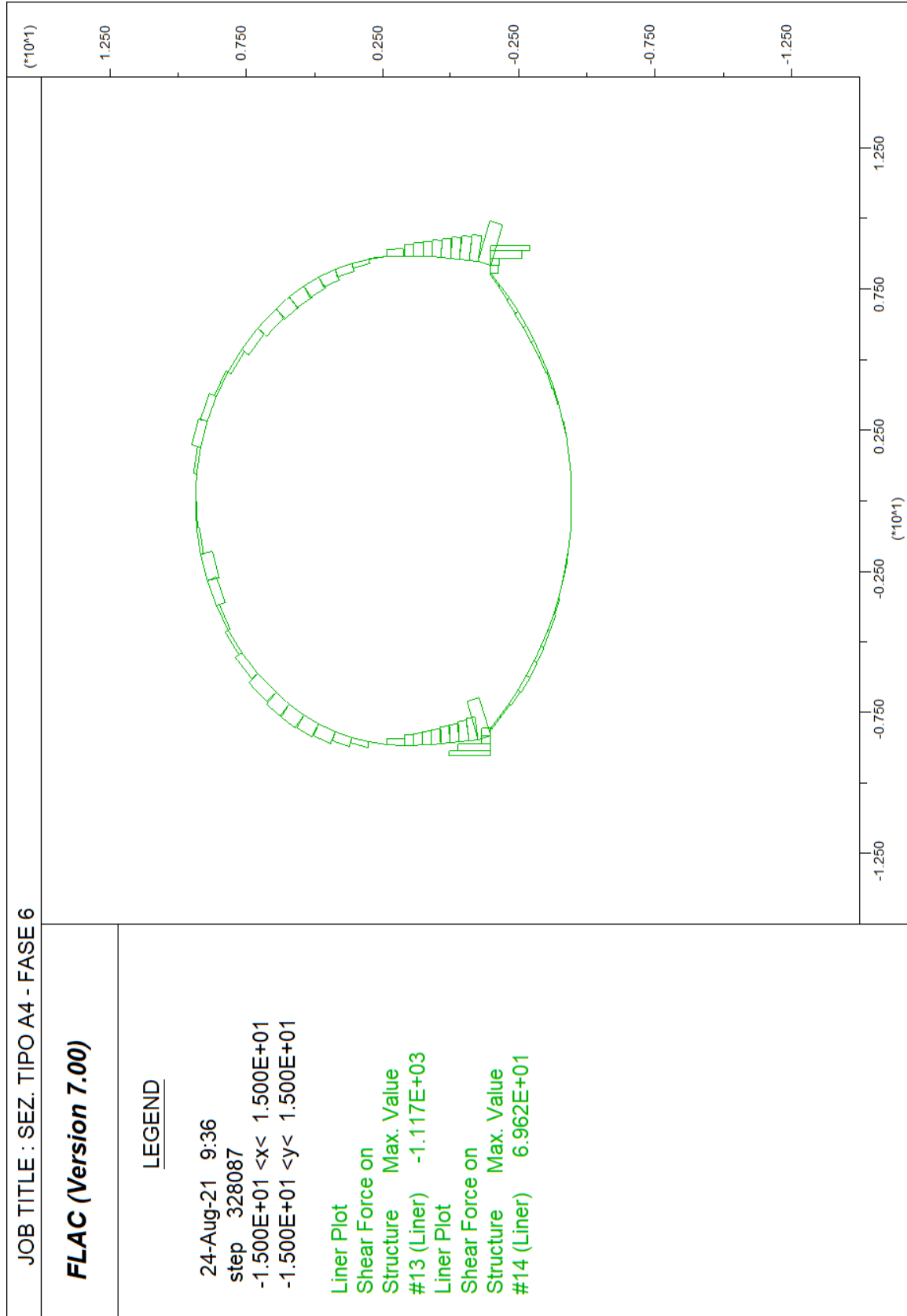






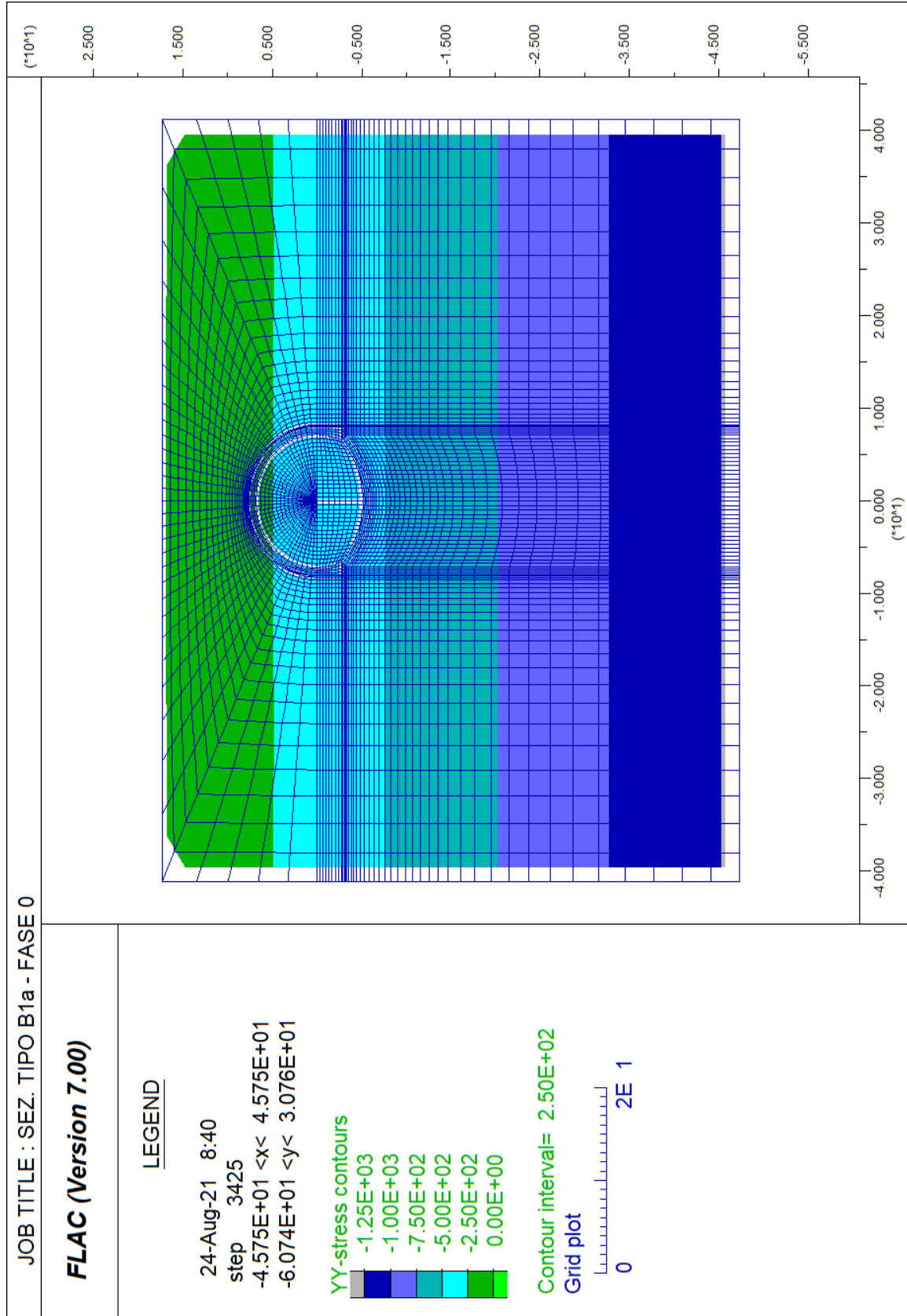


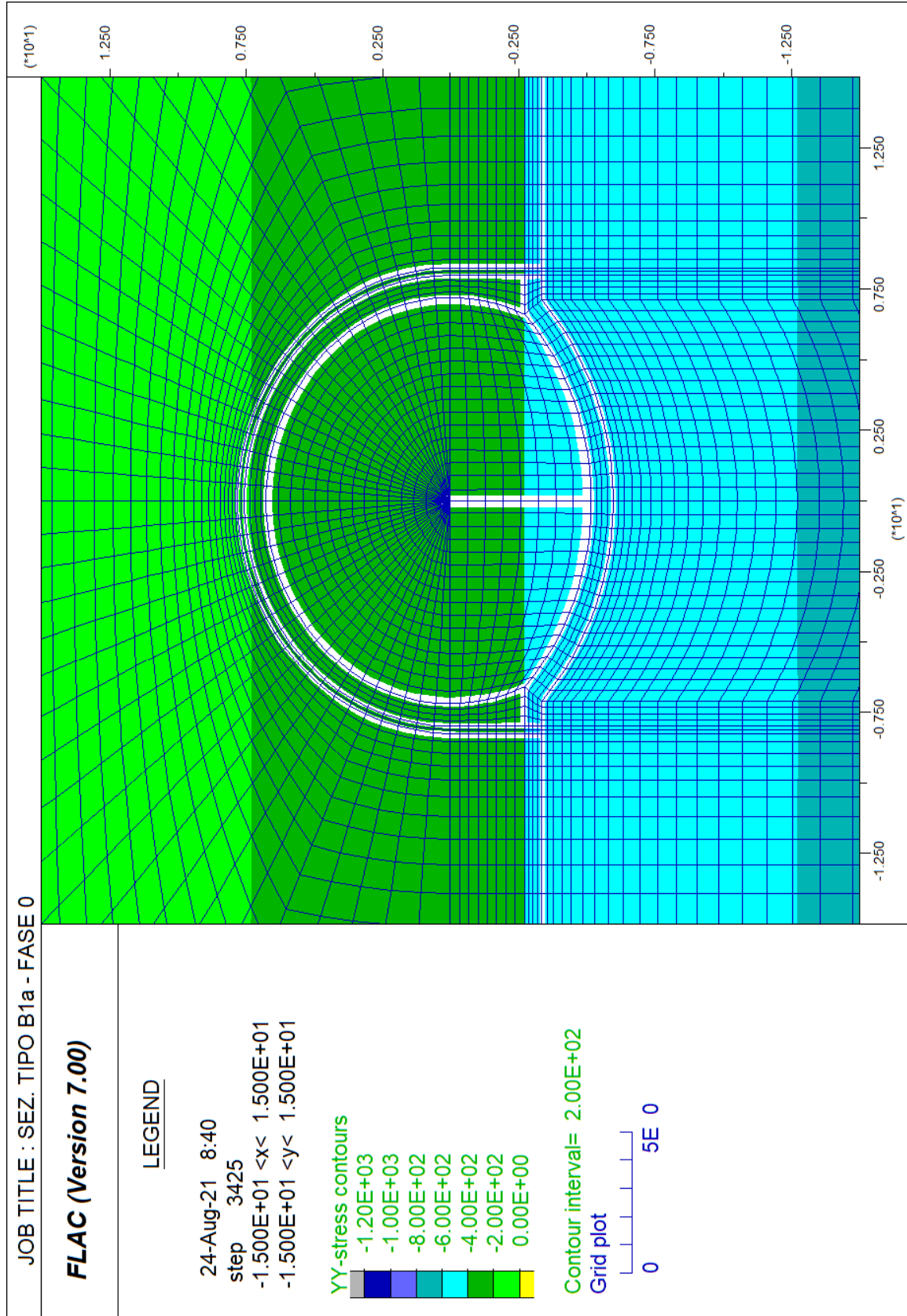


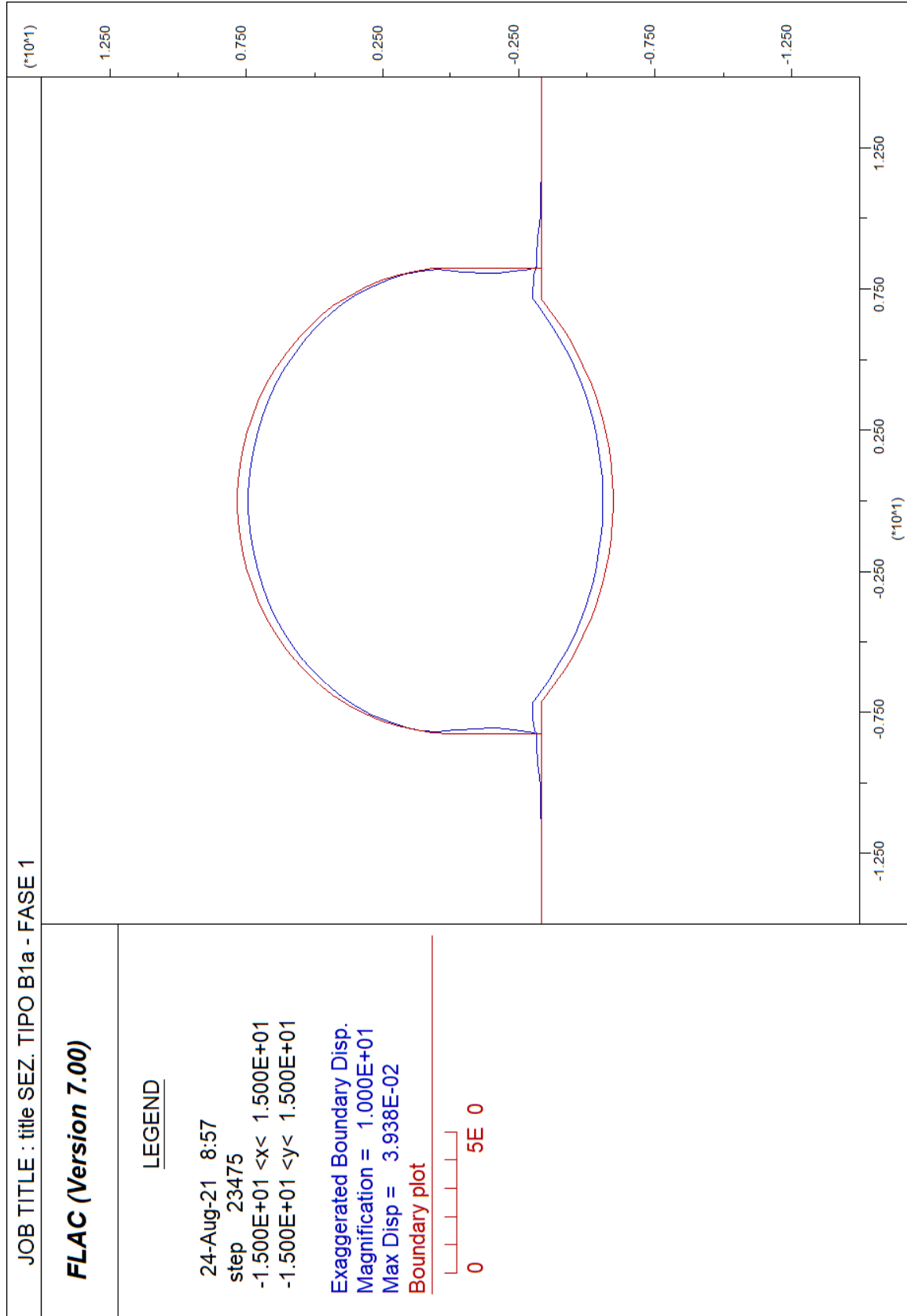


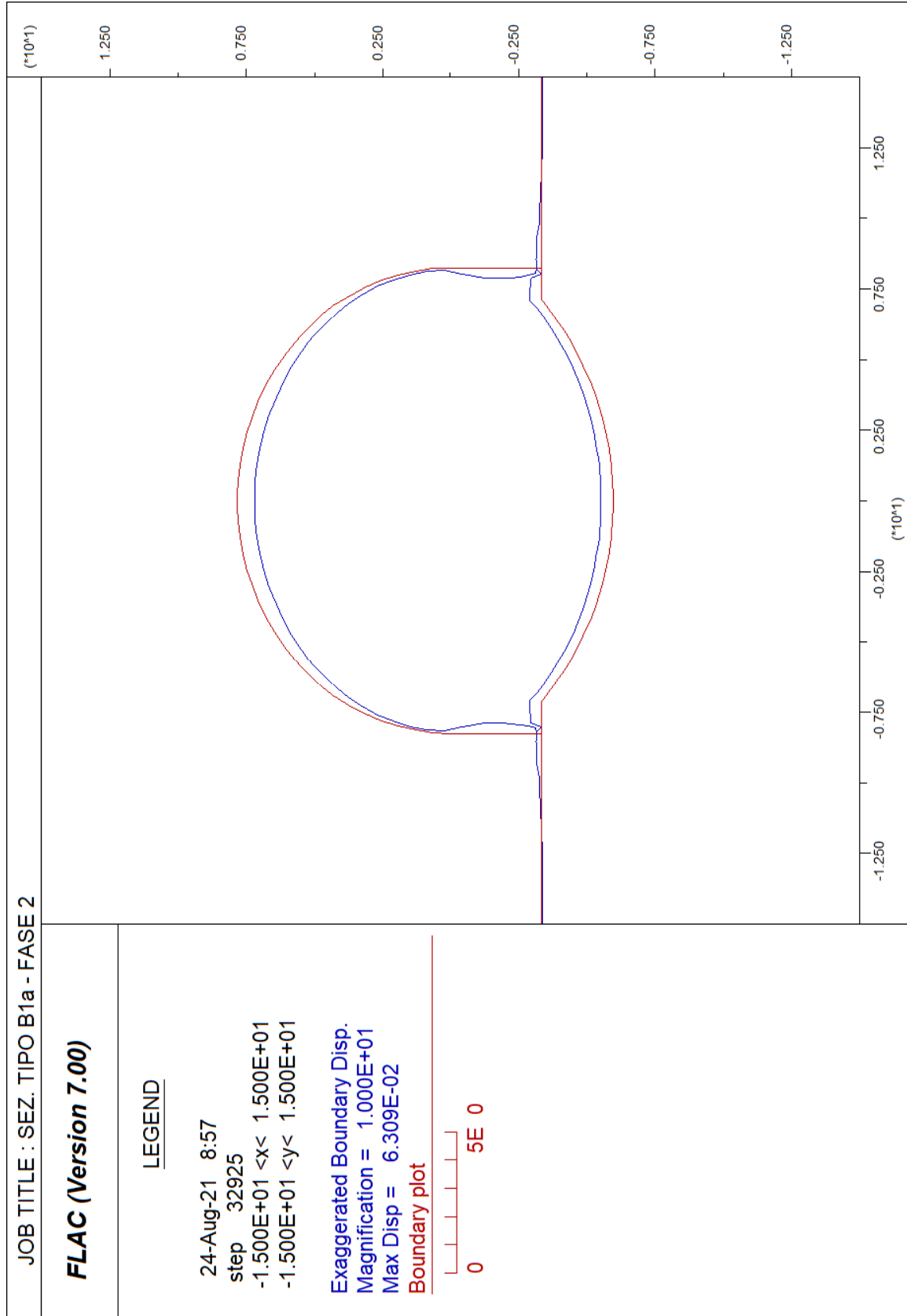
ALLEGATO N. 5.B1.1

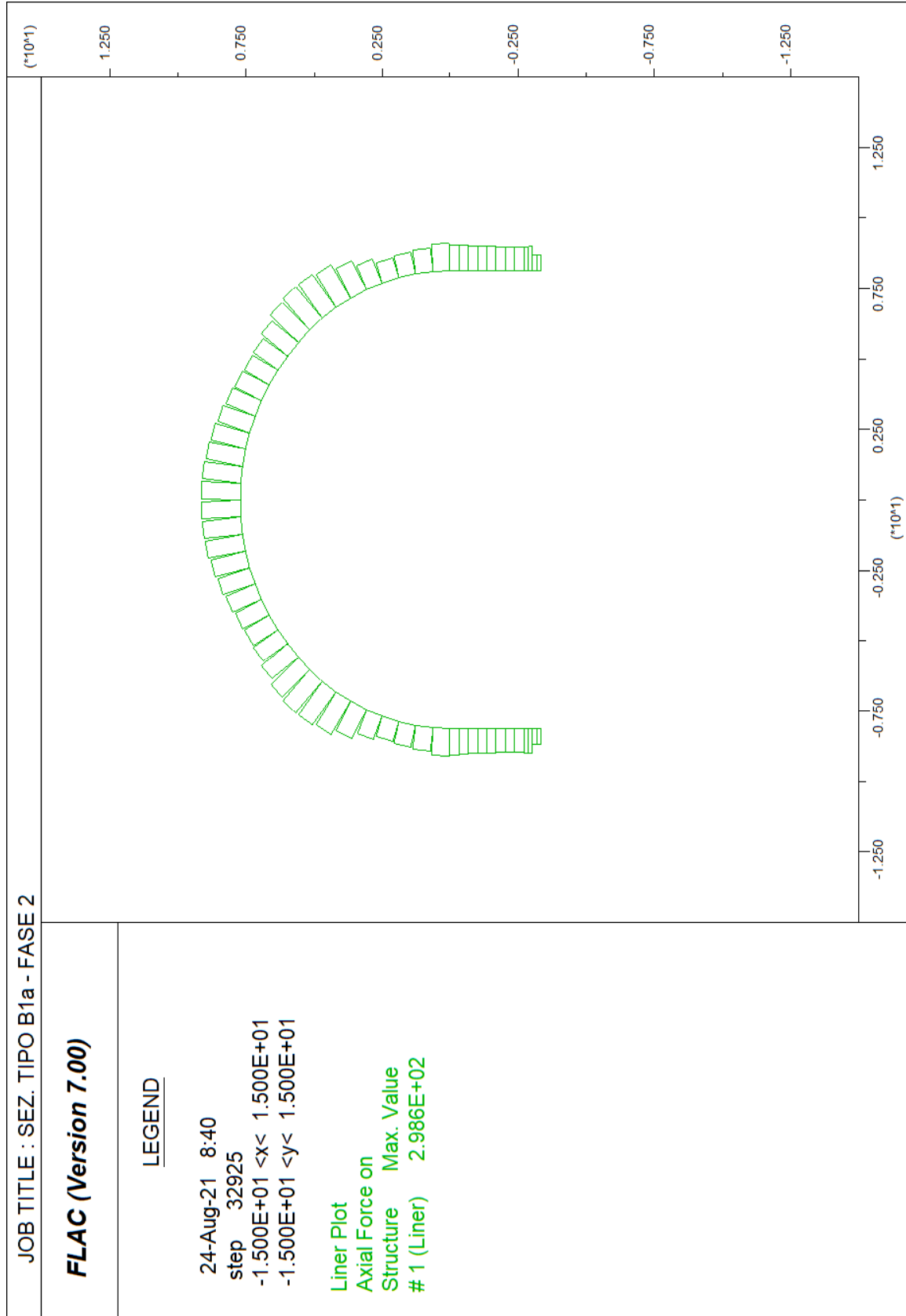
**ANALISI F.D.M. (FLAC)
SEZIONE TIPO B1a**

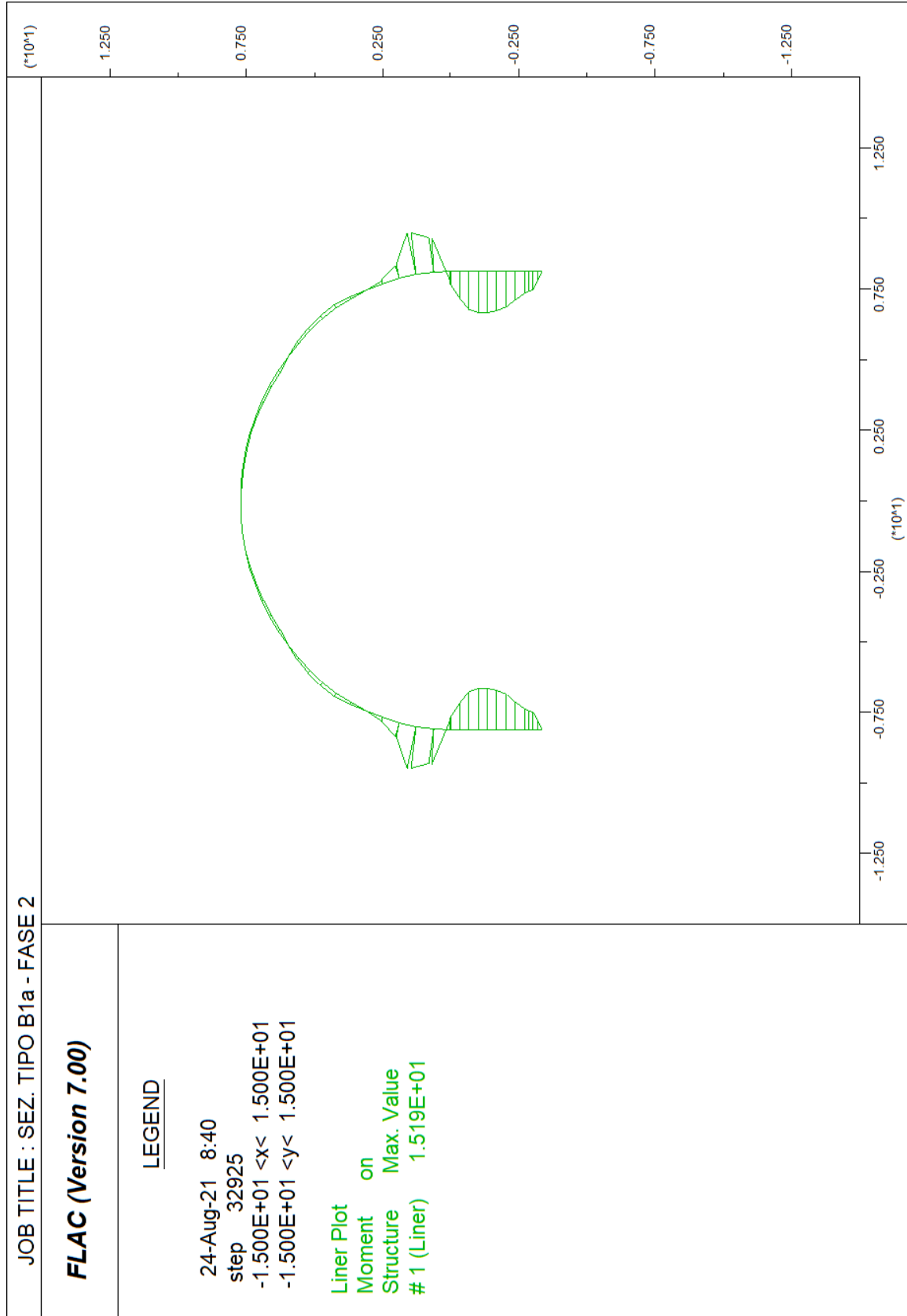


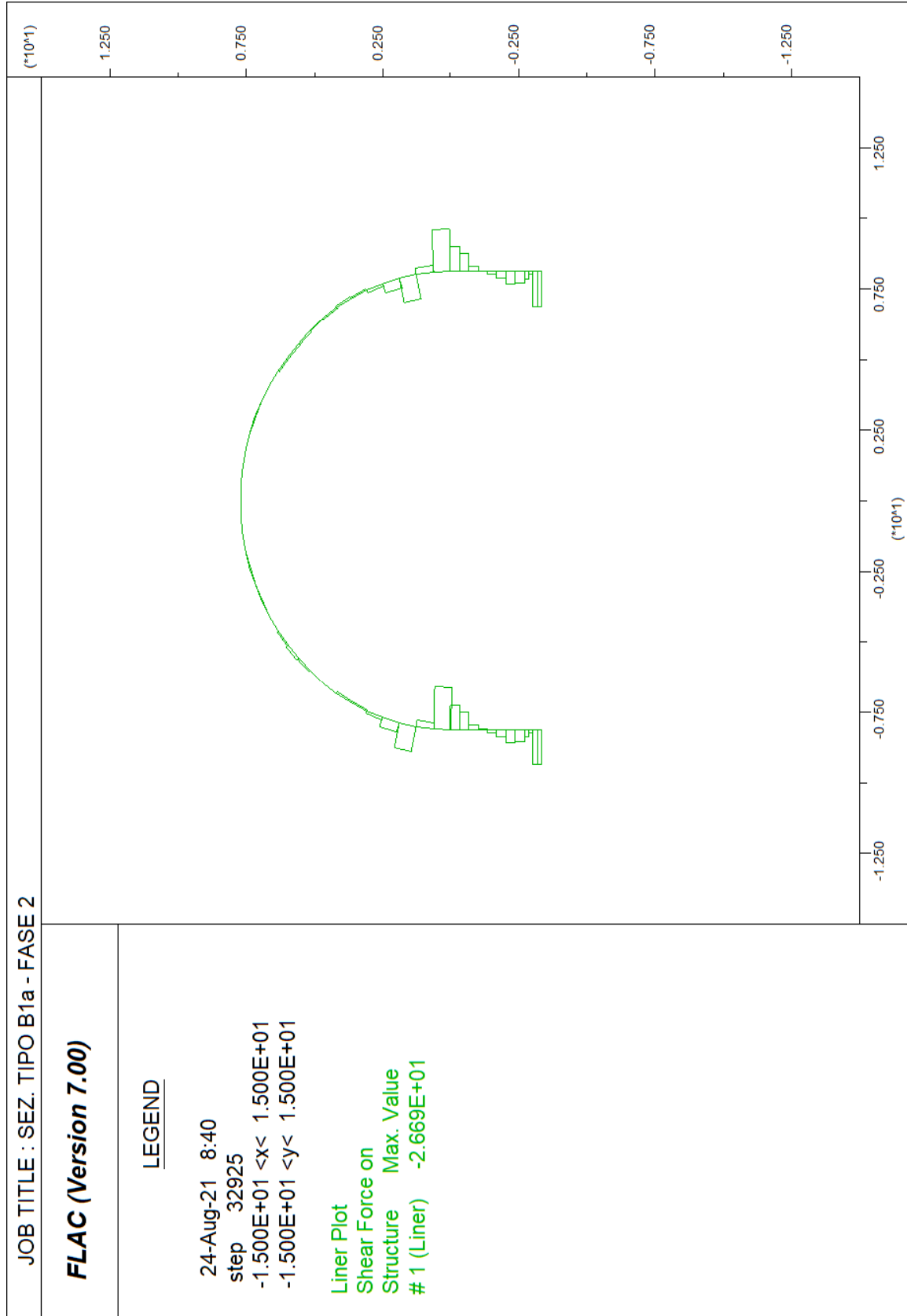


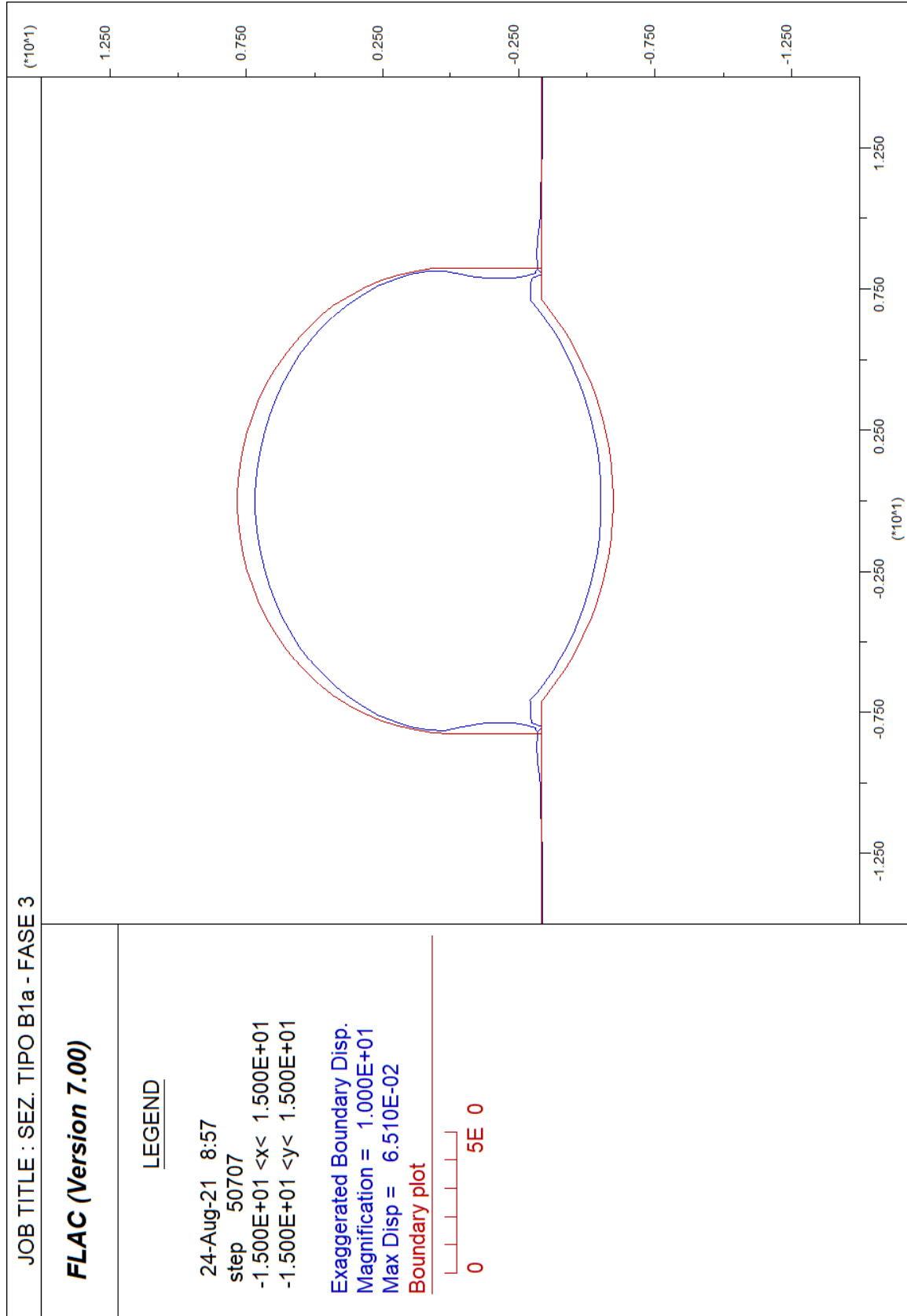


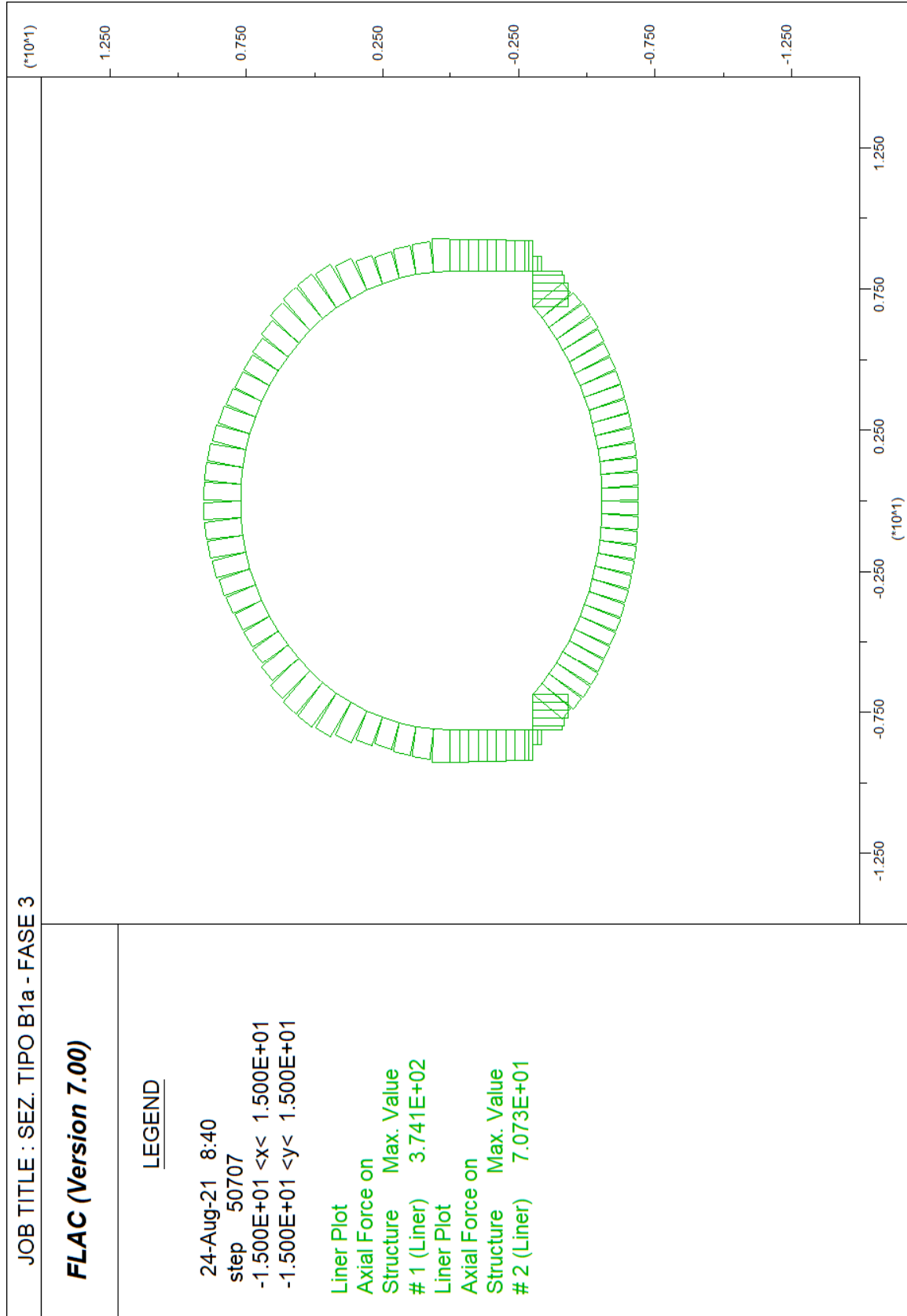


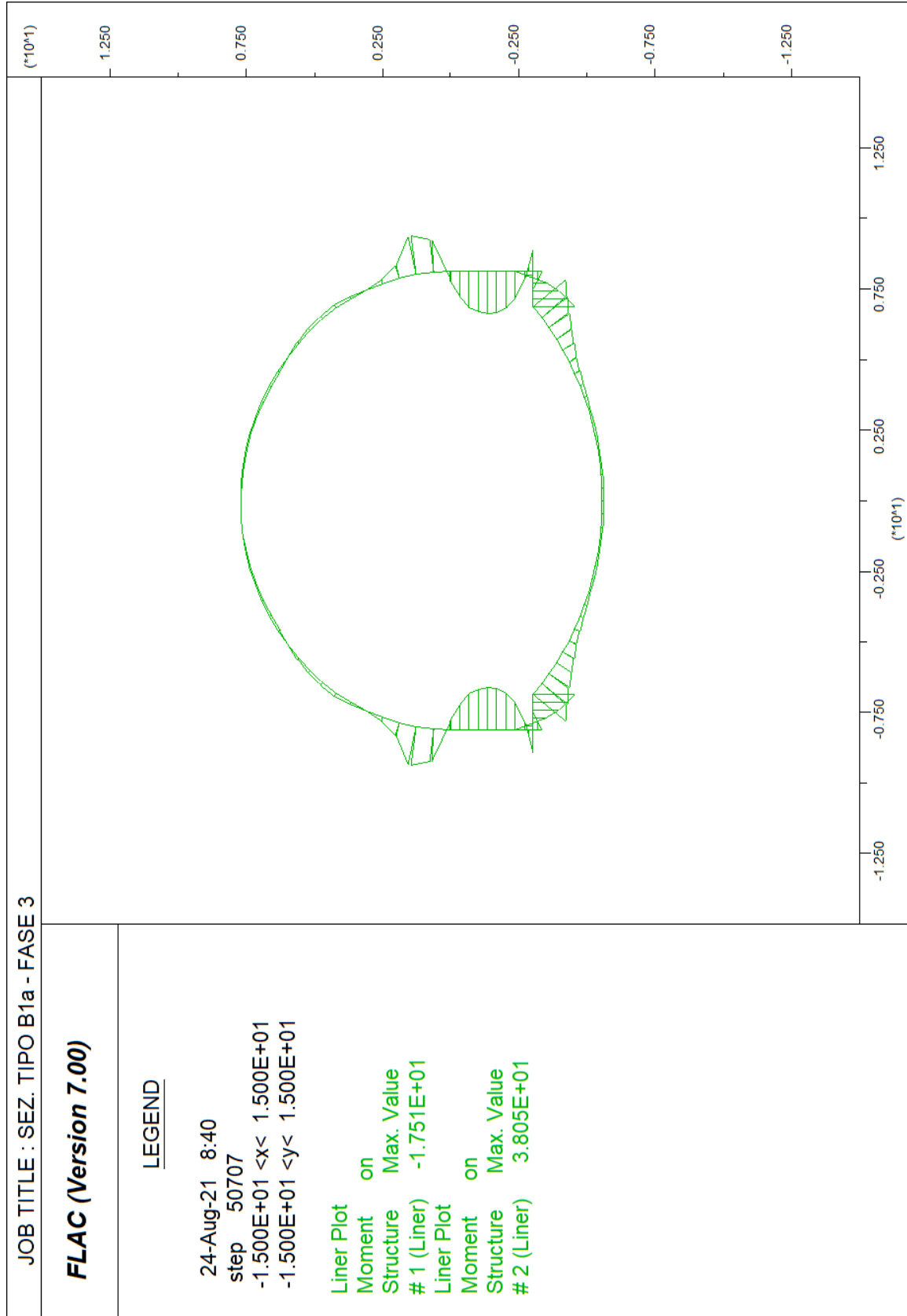


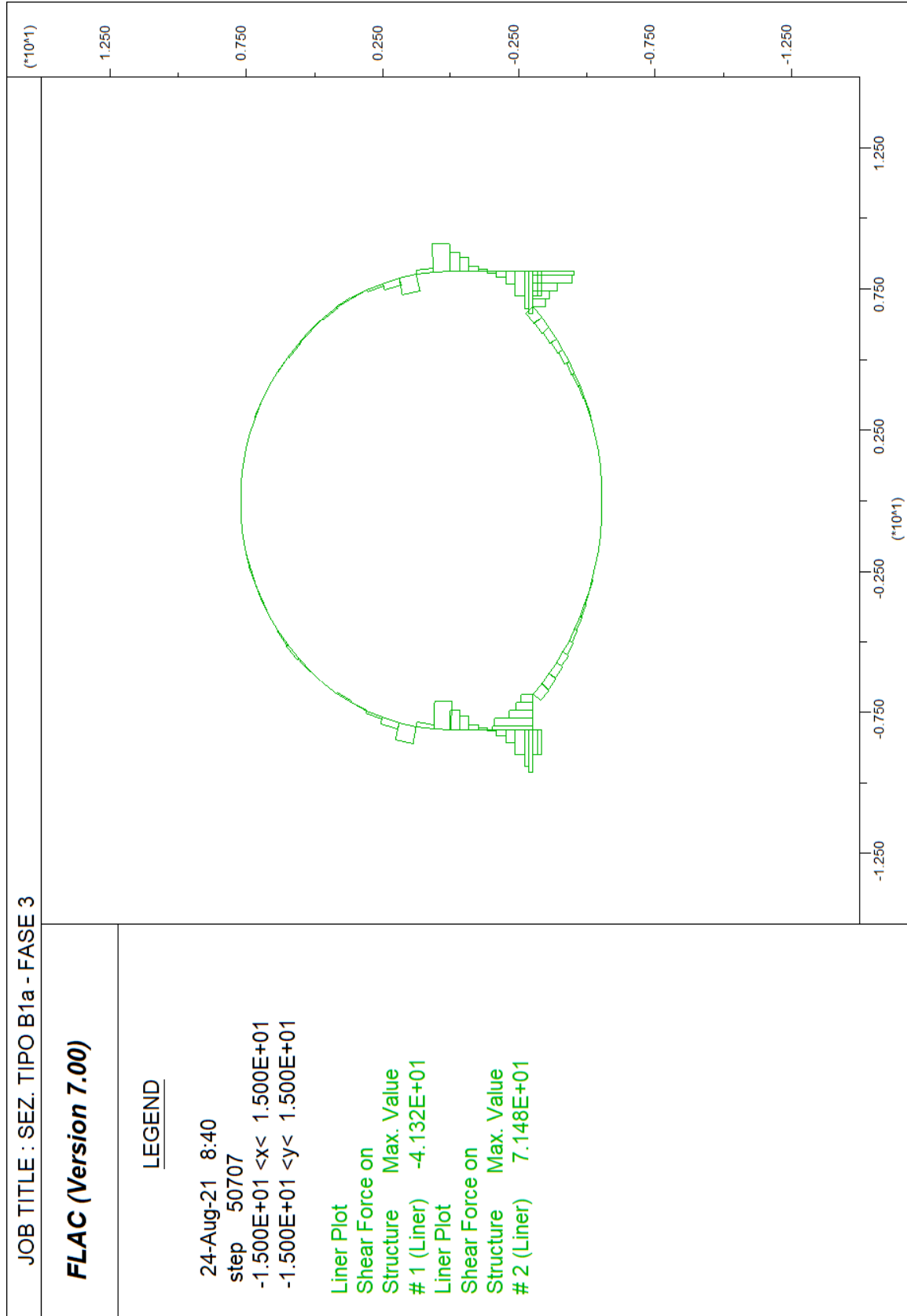


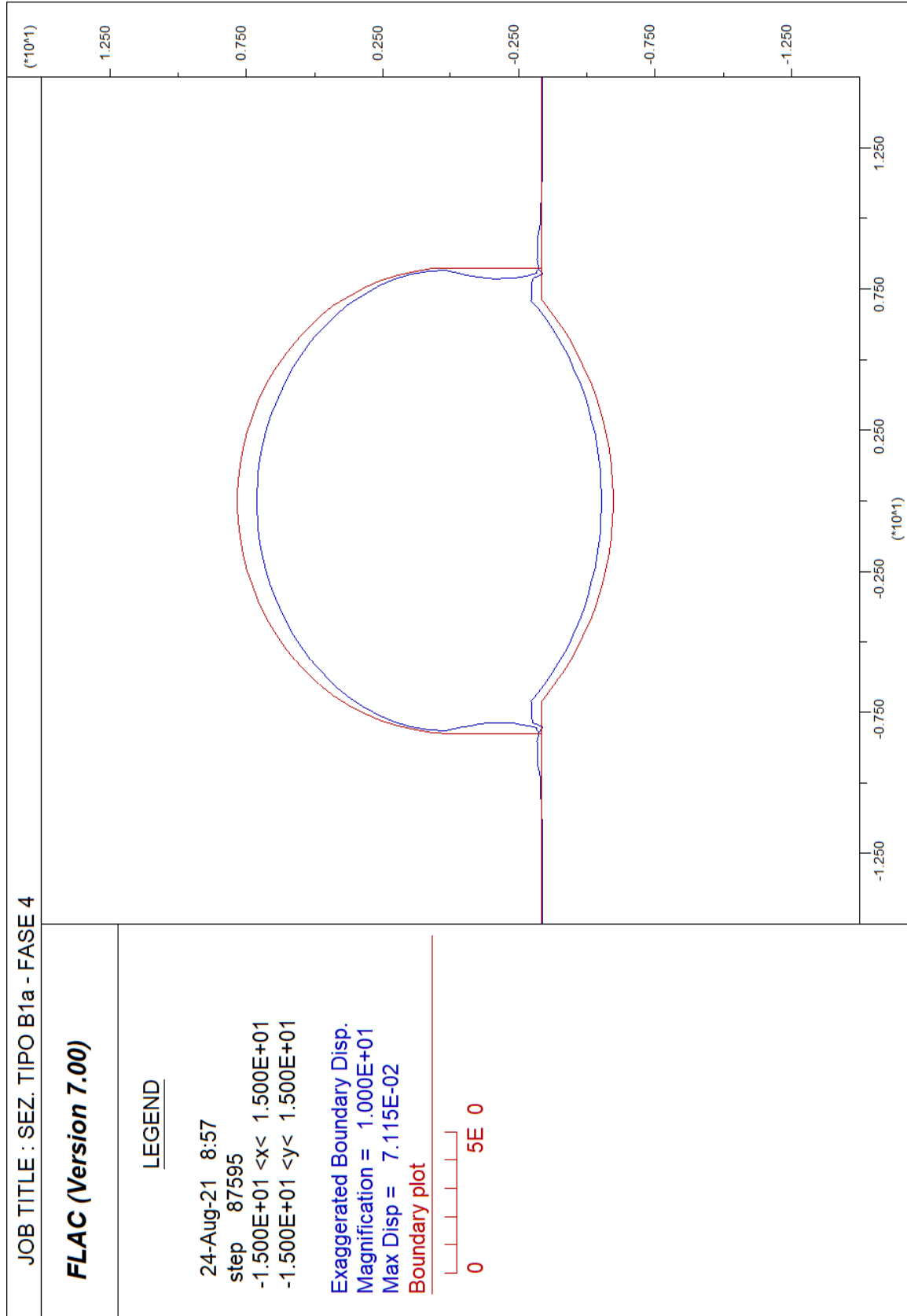


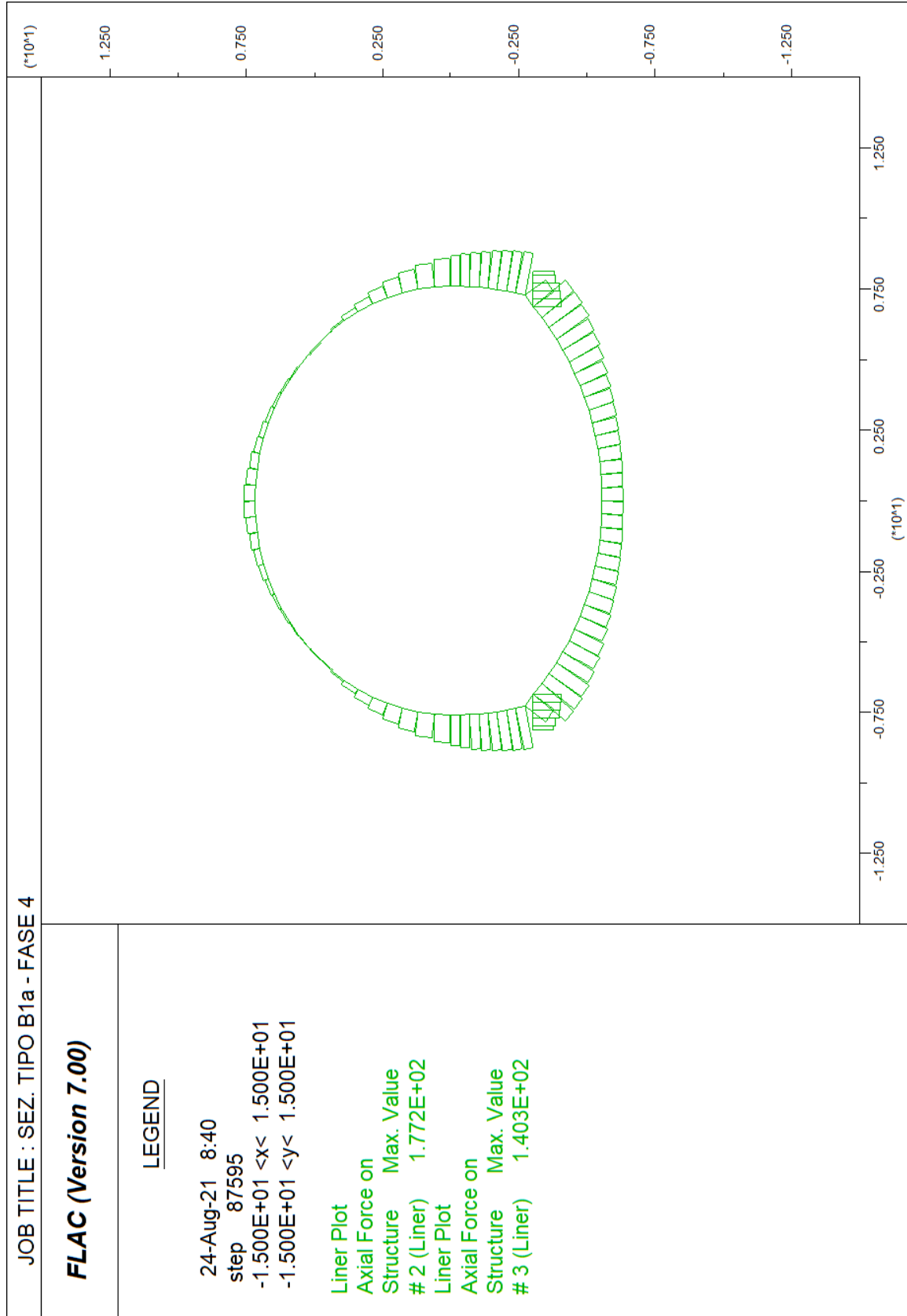


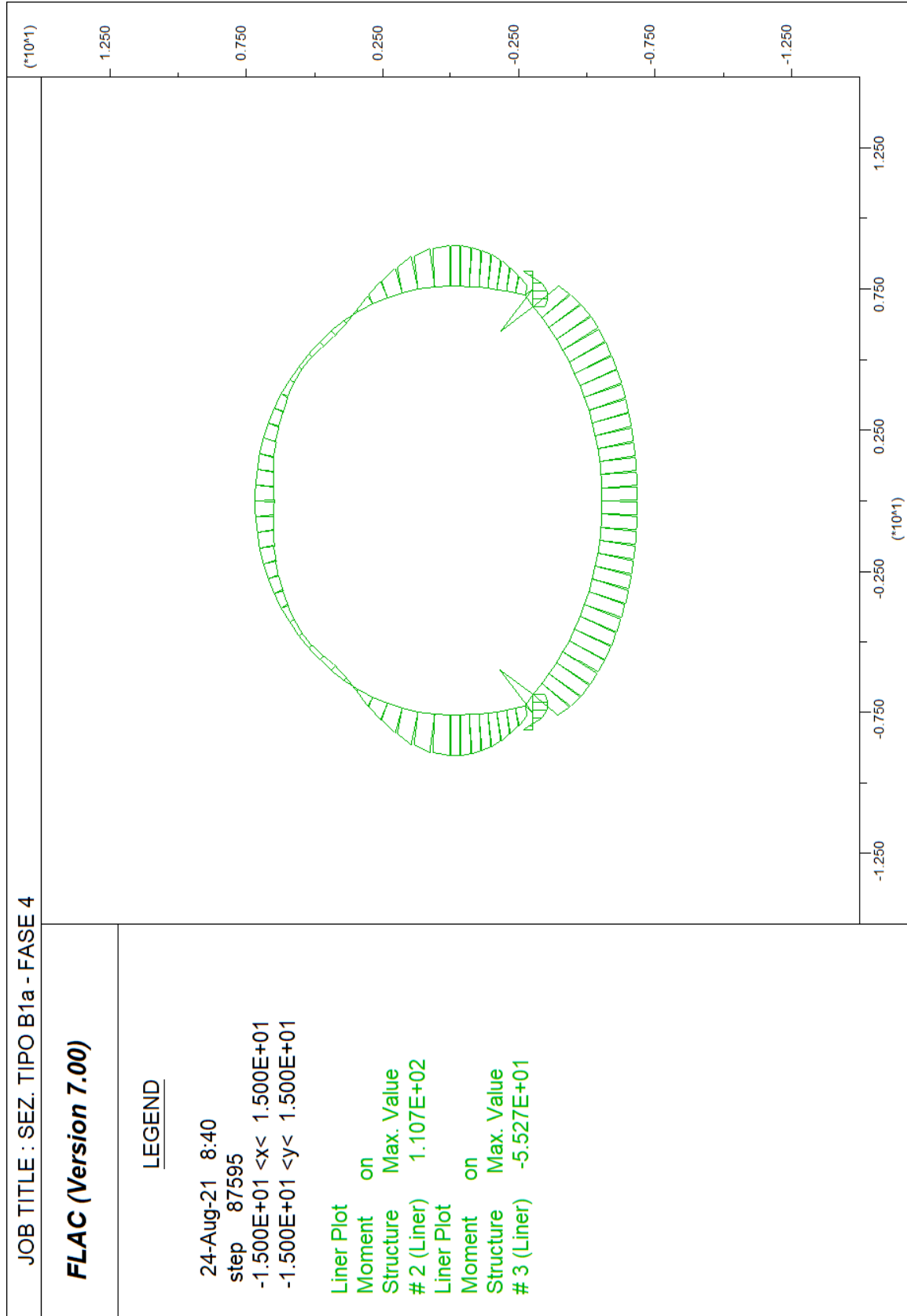


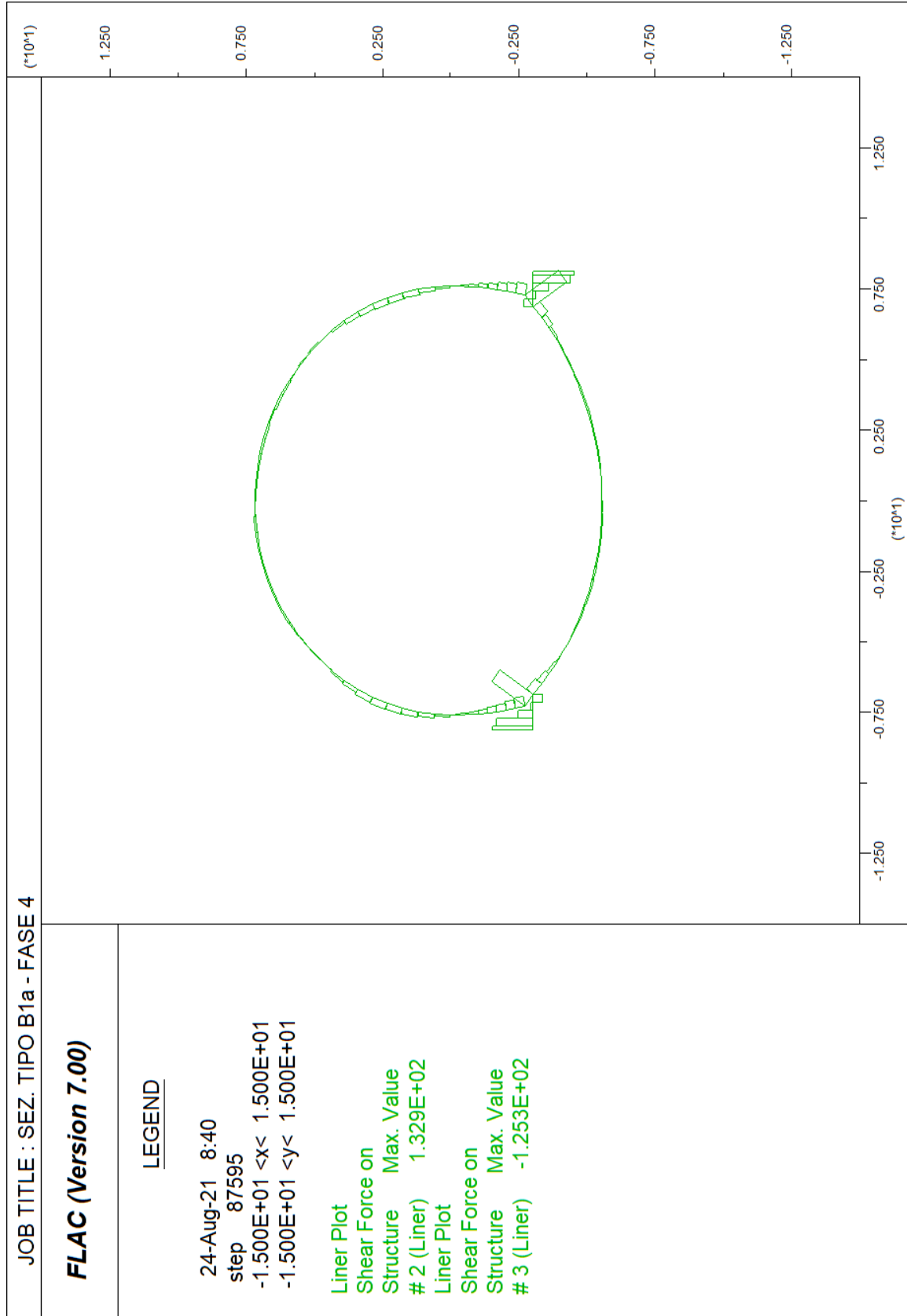


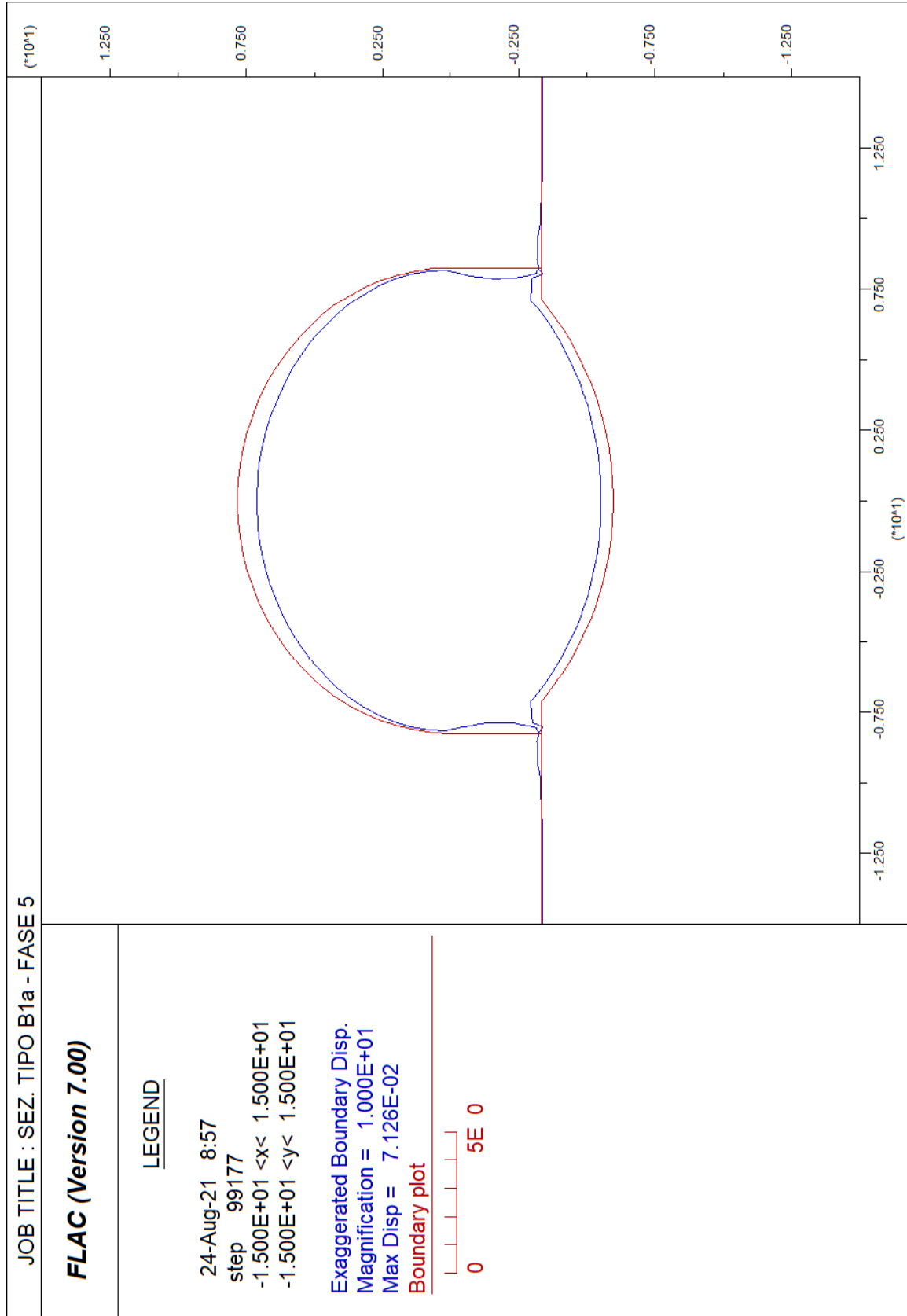


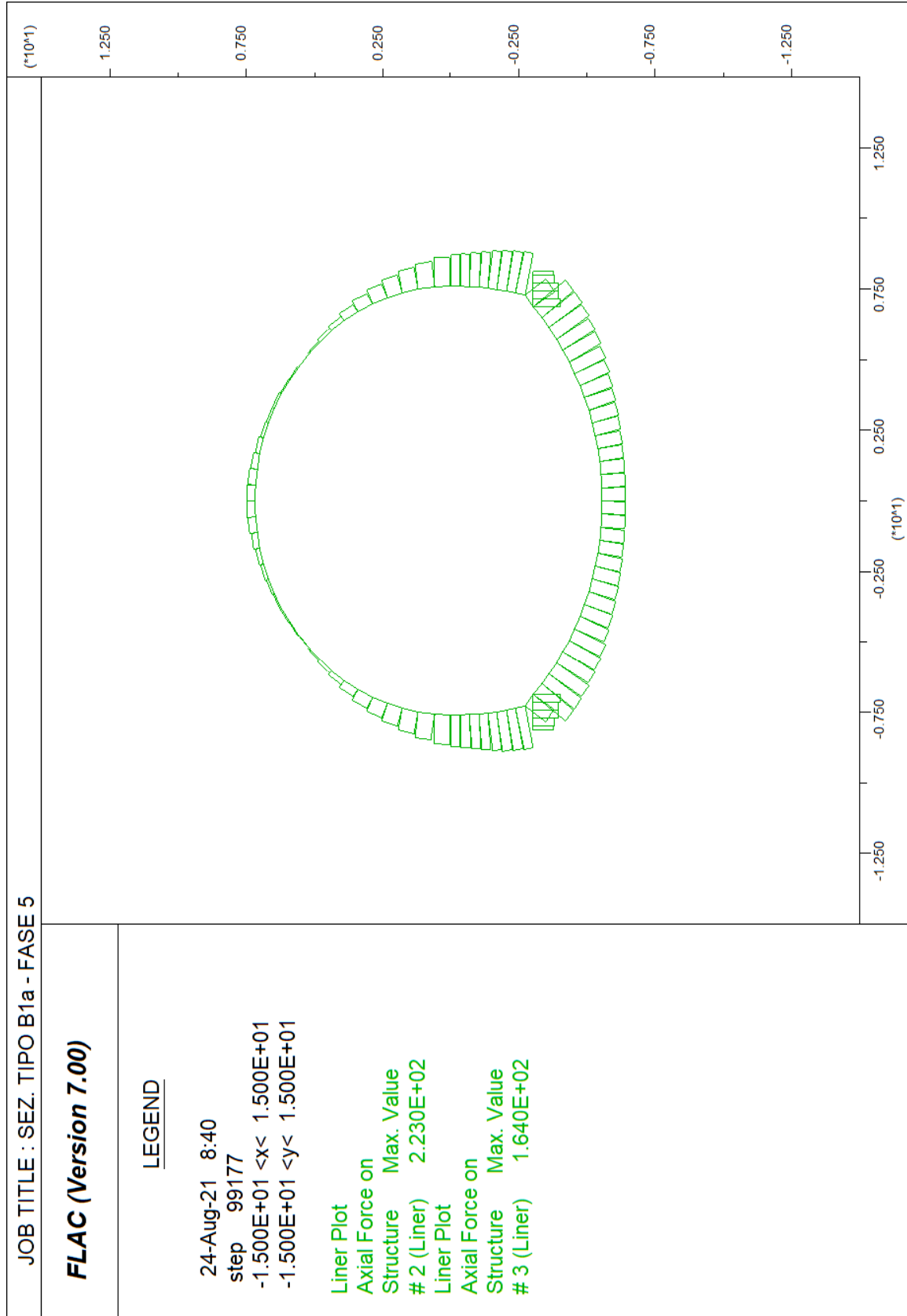


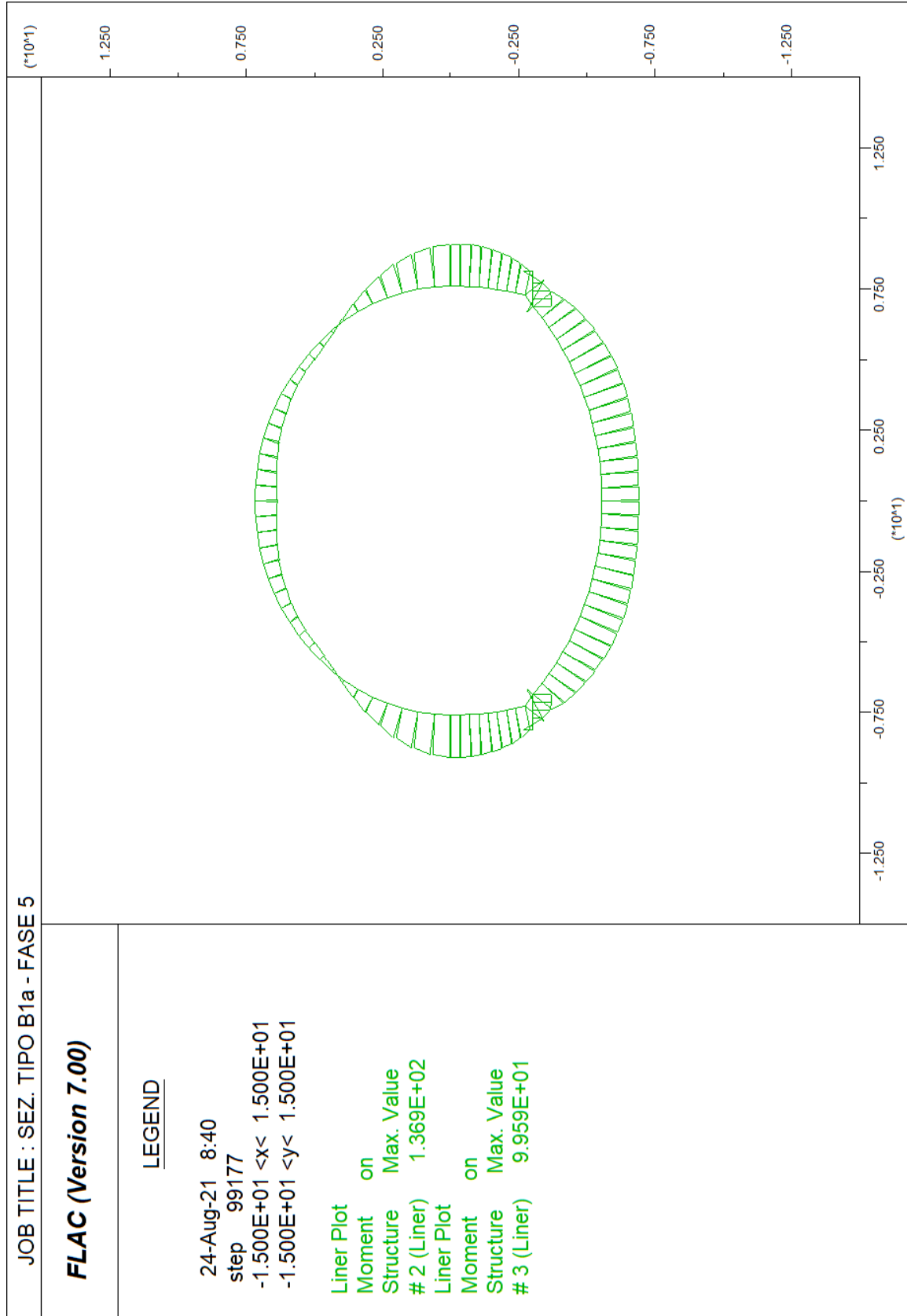


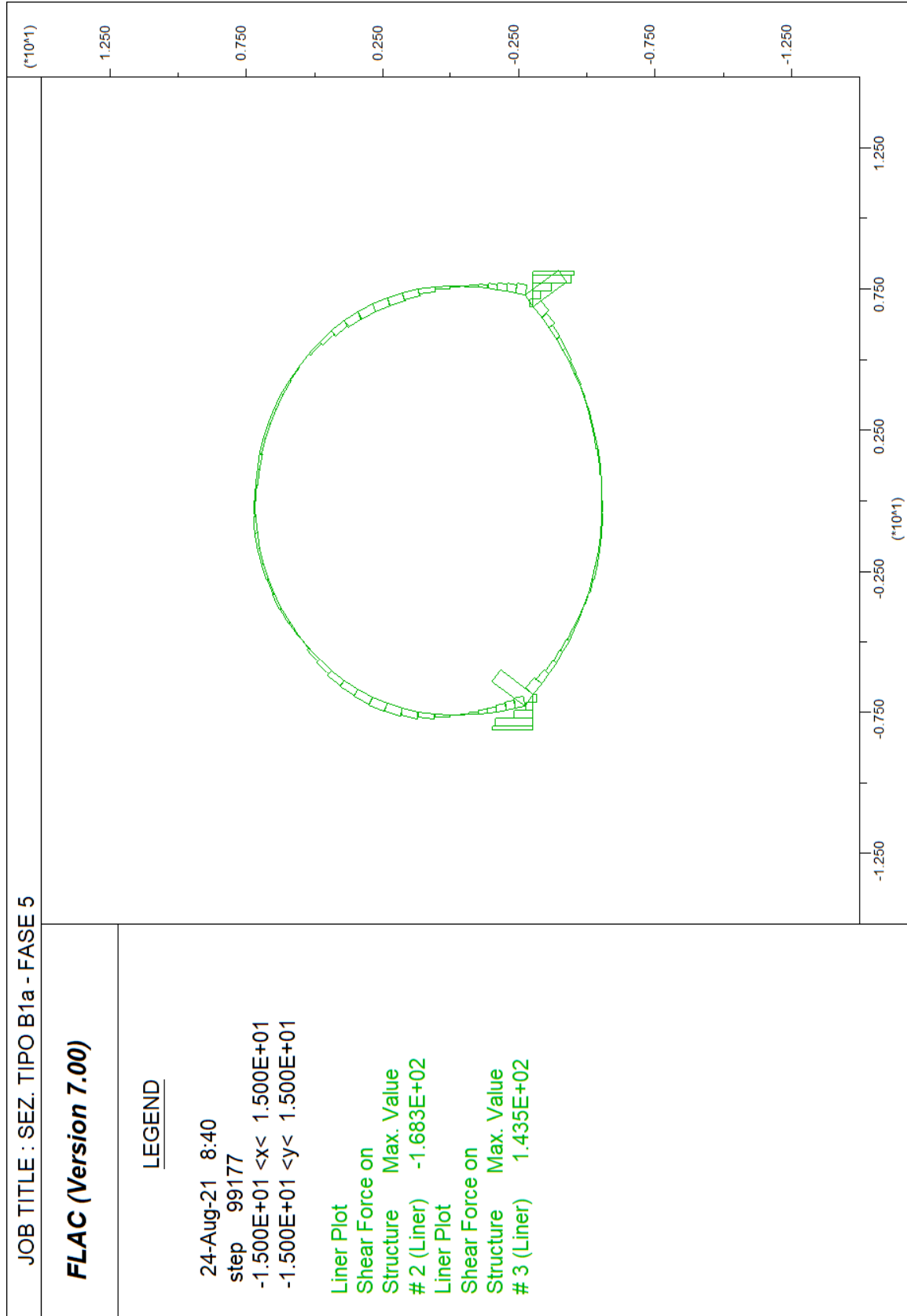


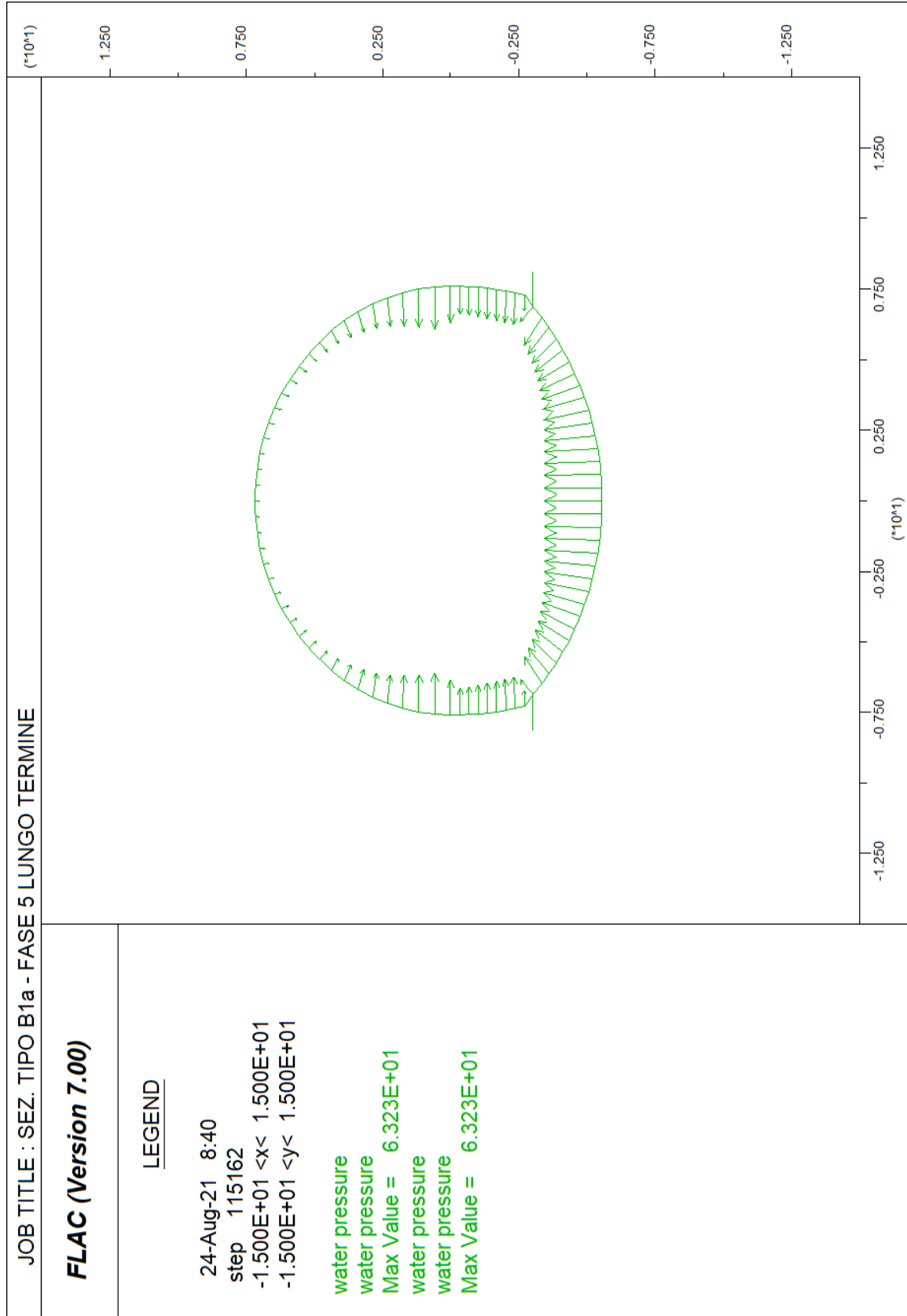


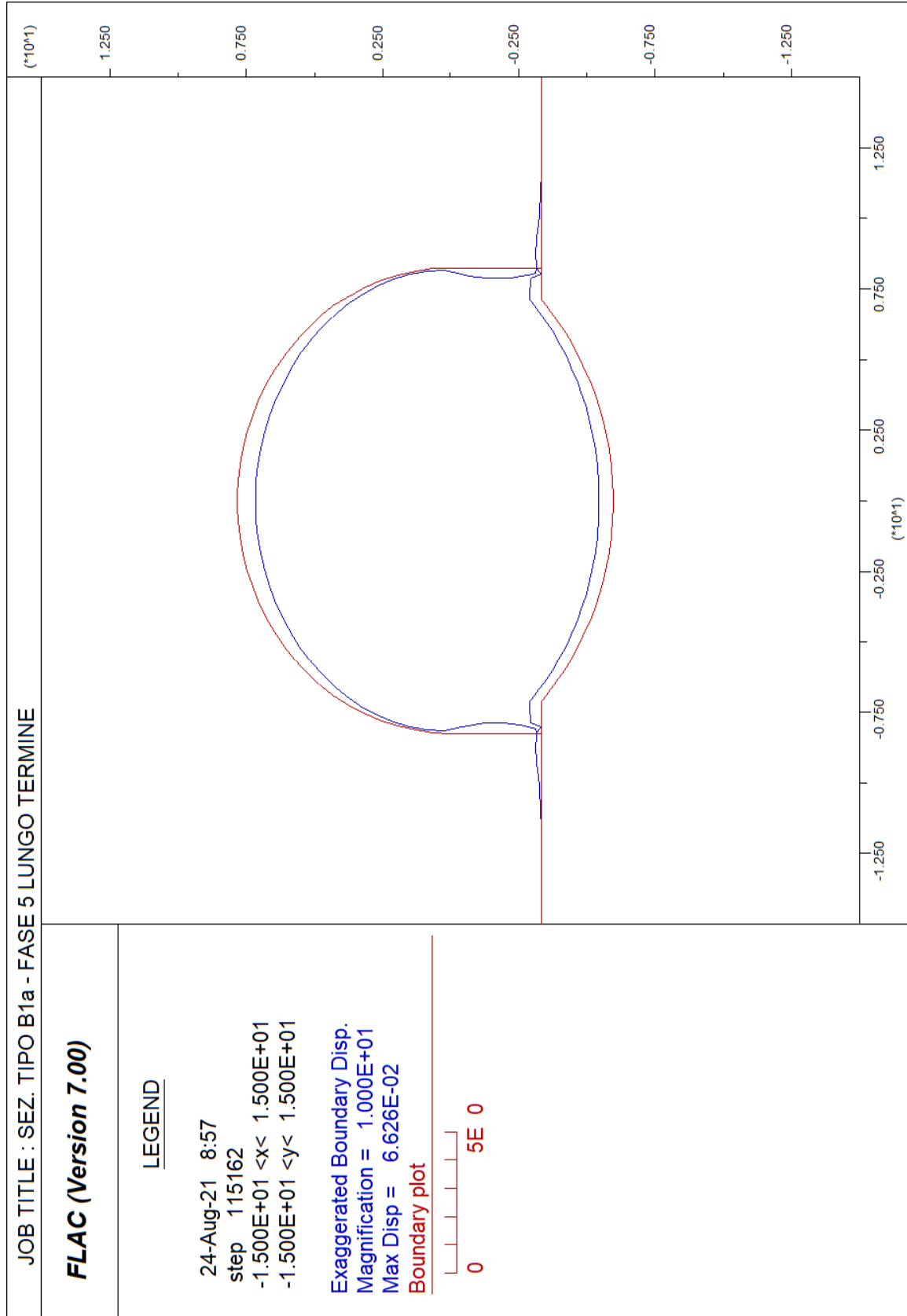


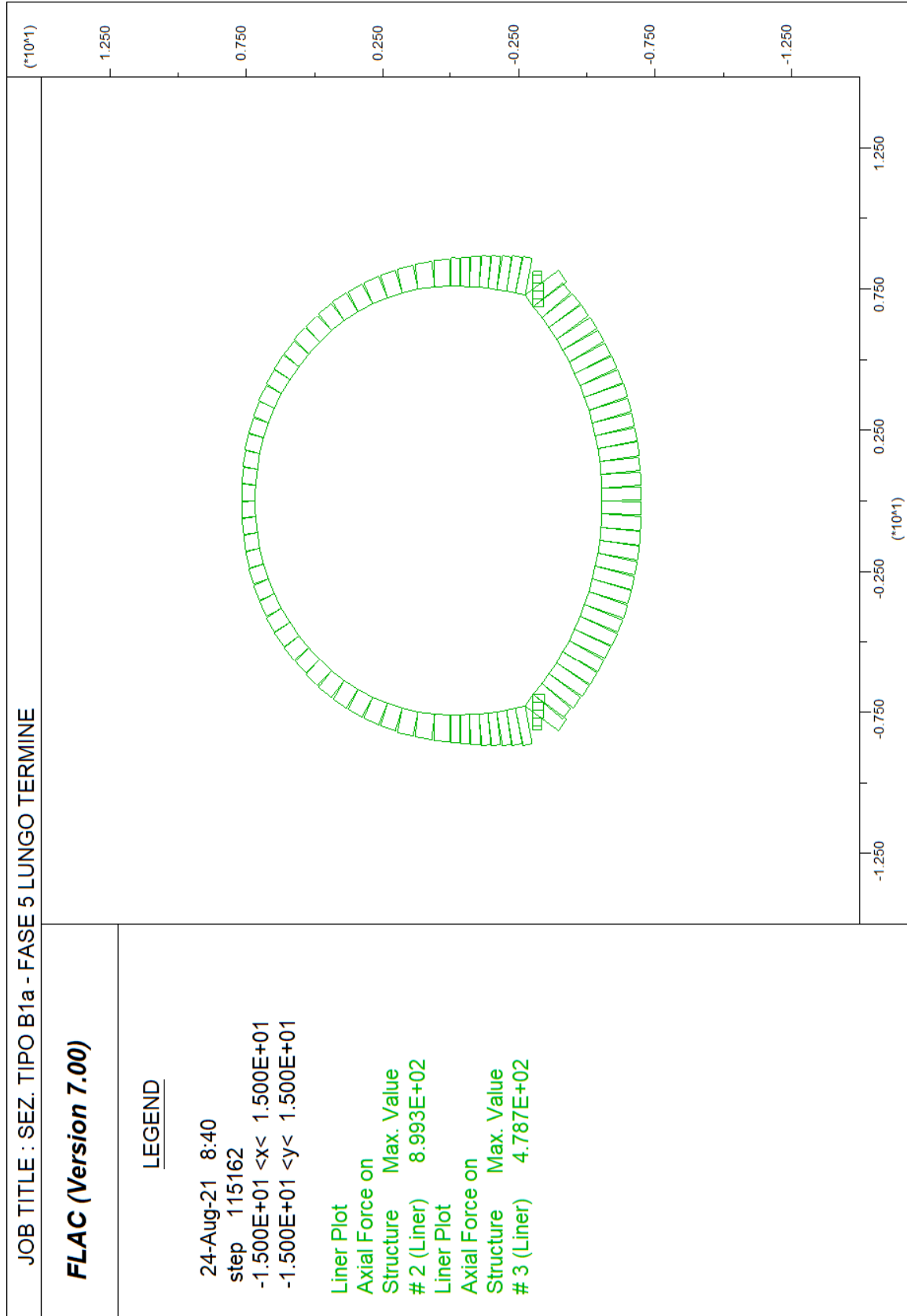


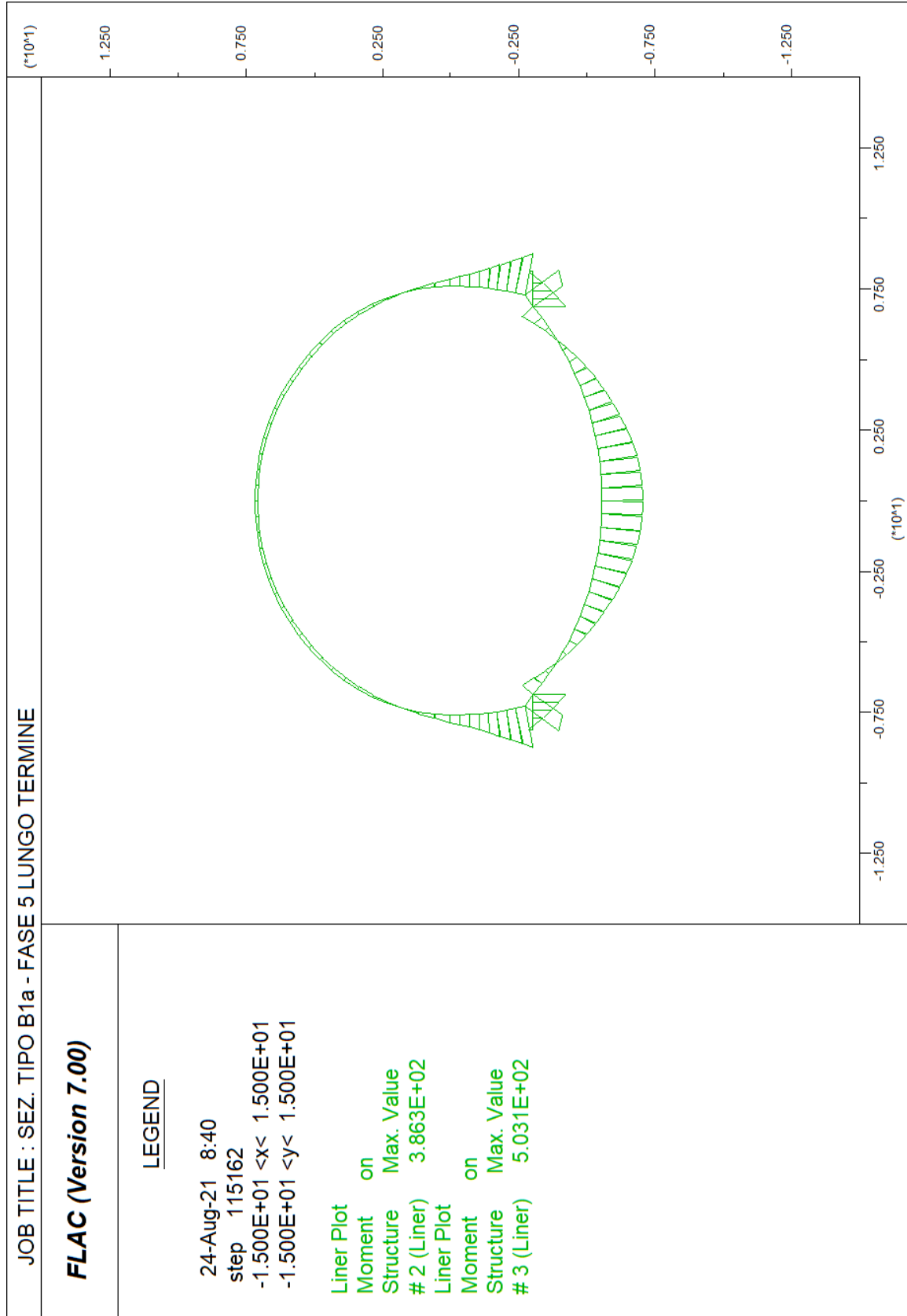


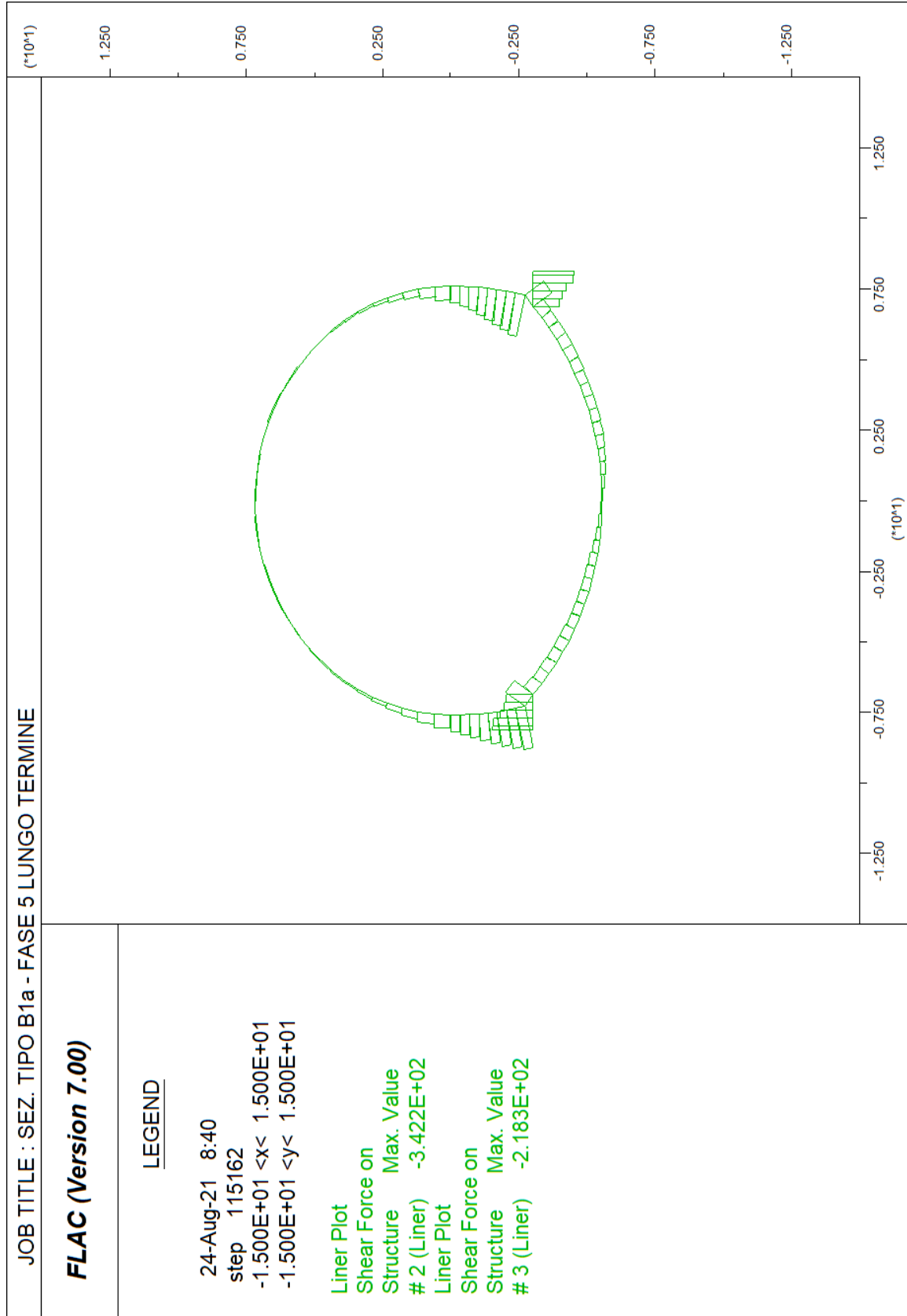


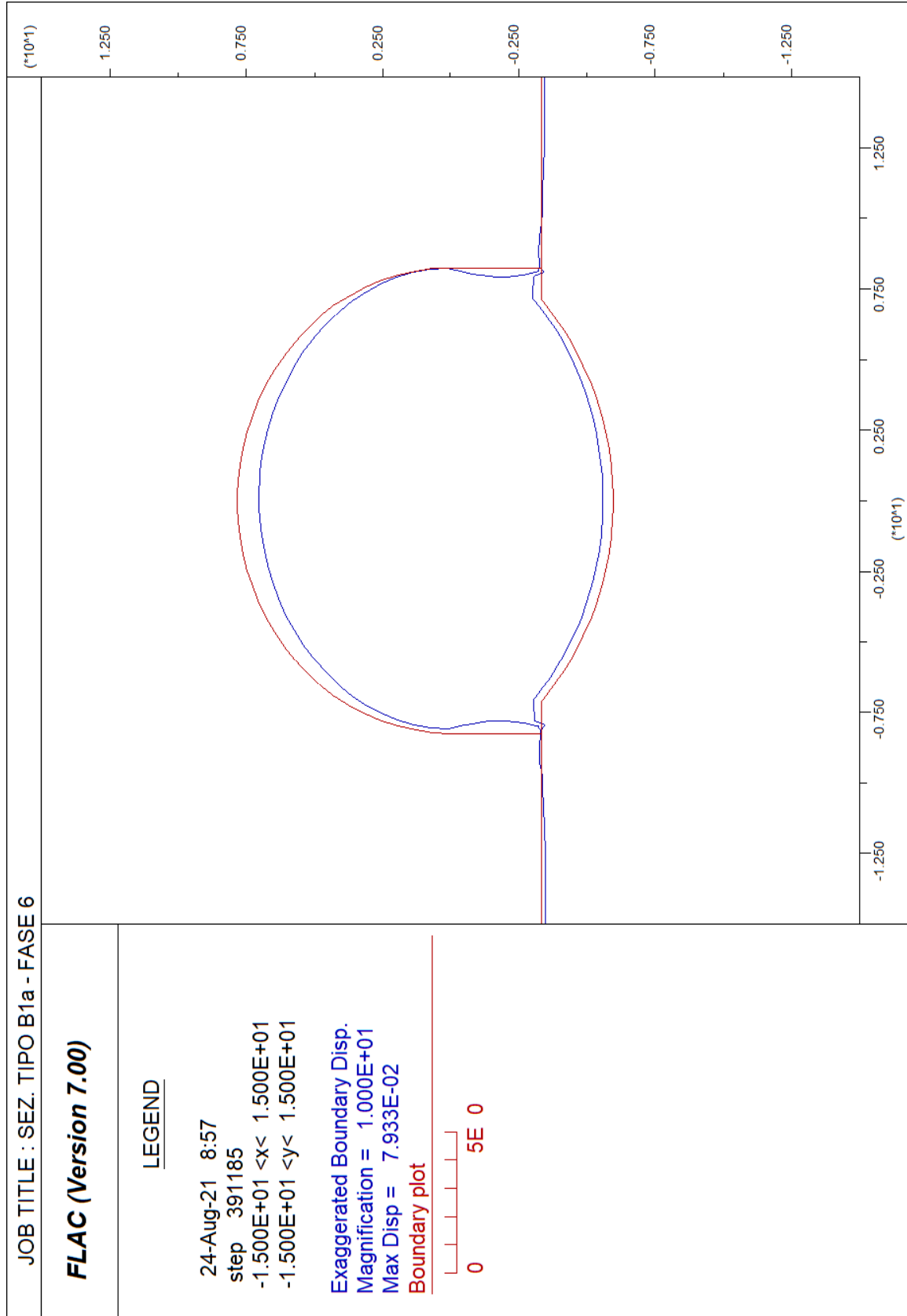


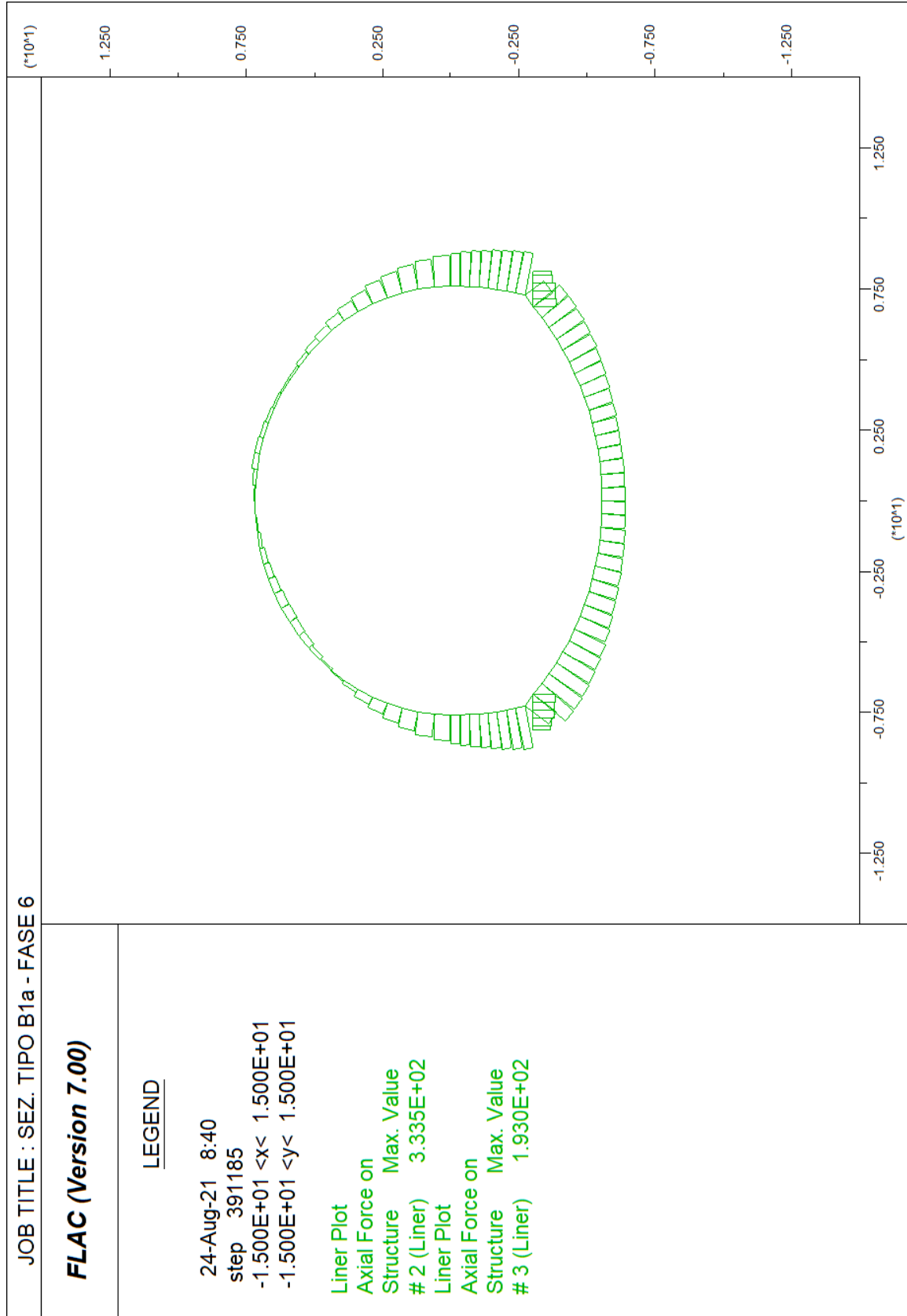


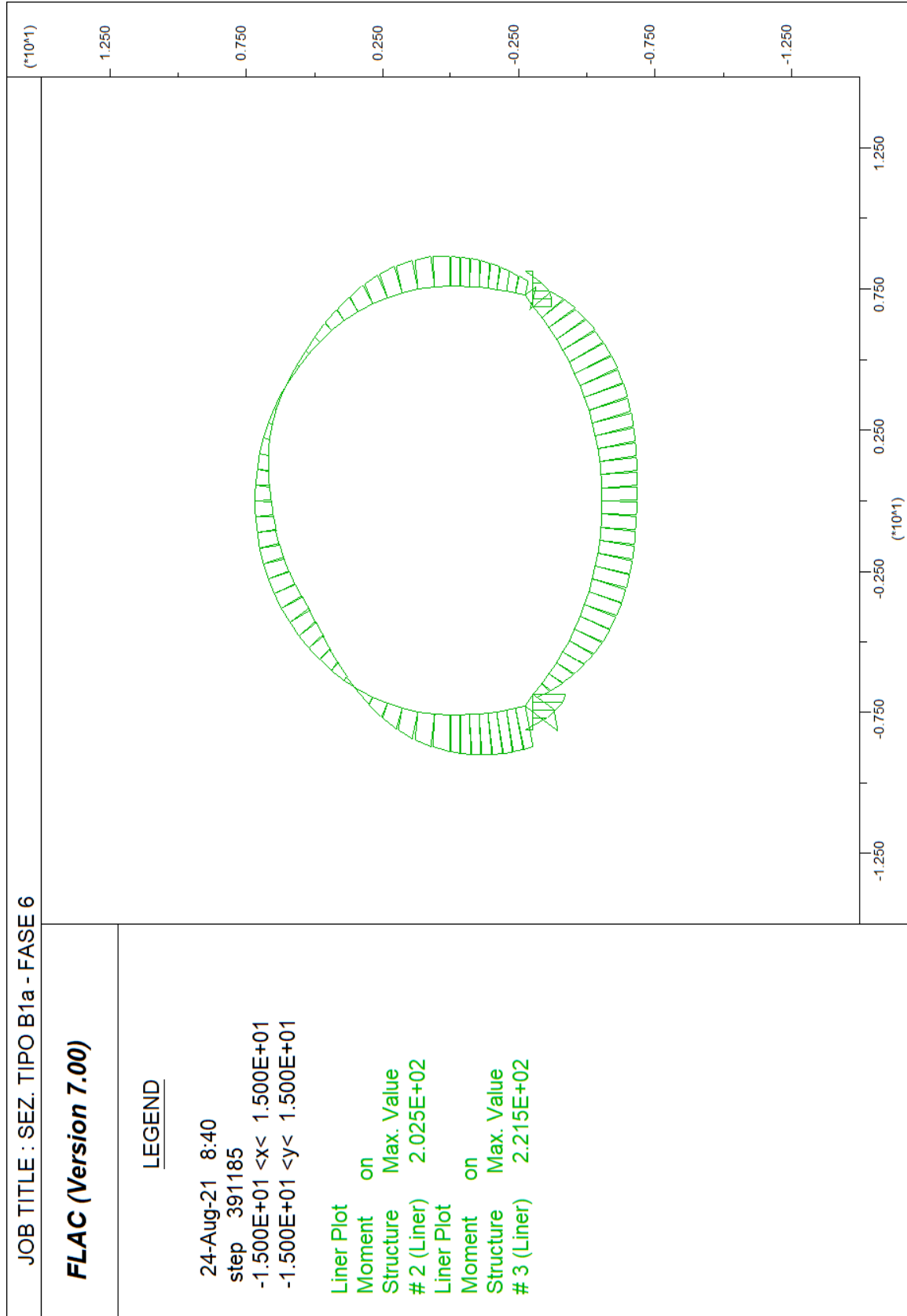


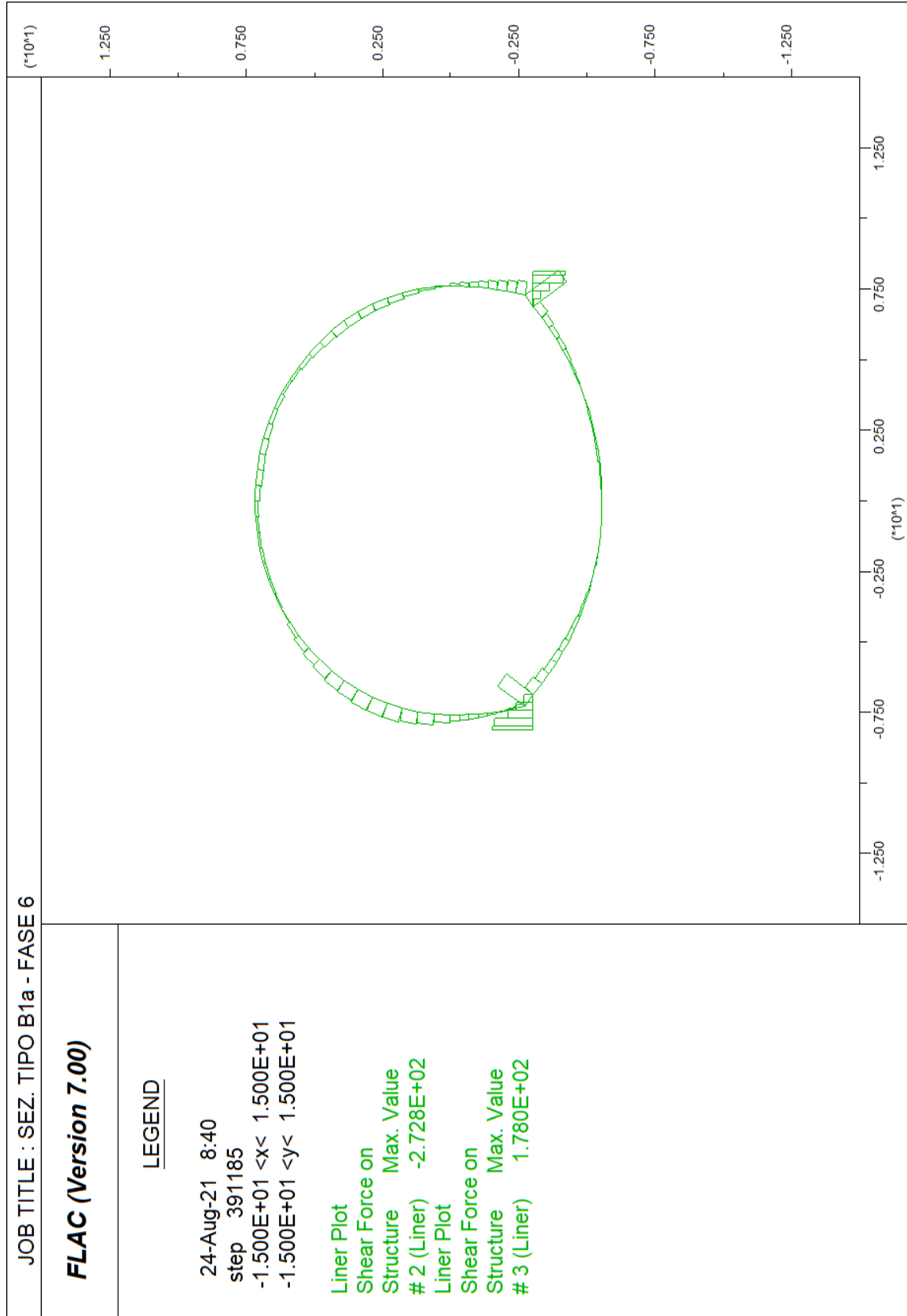






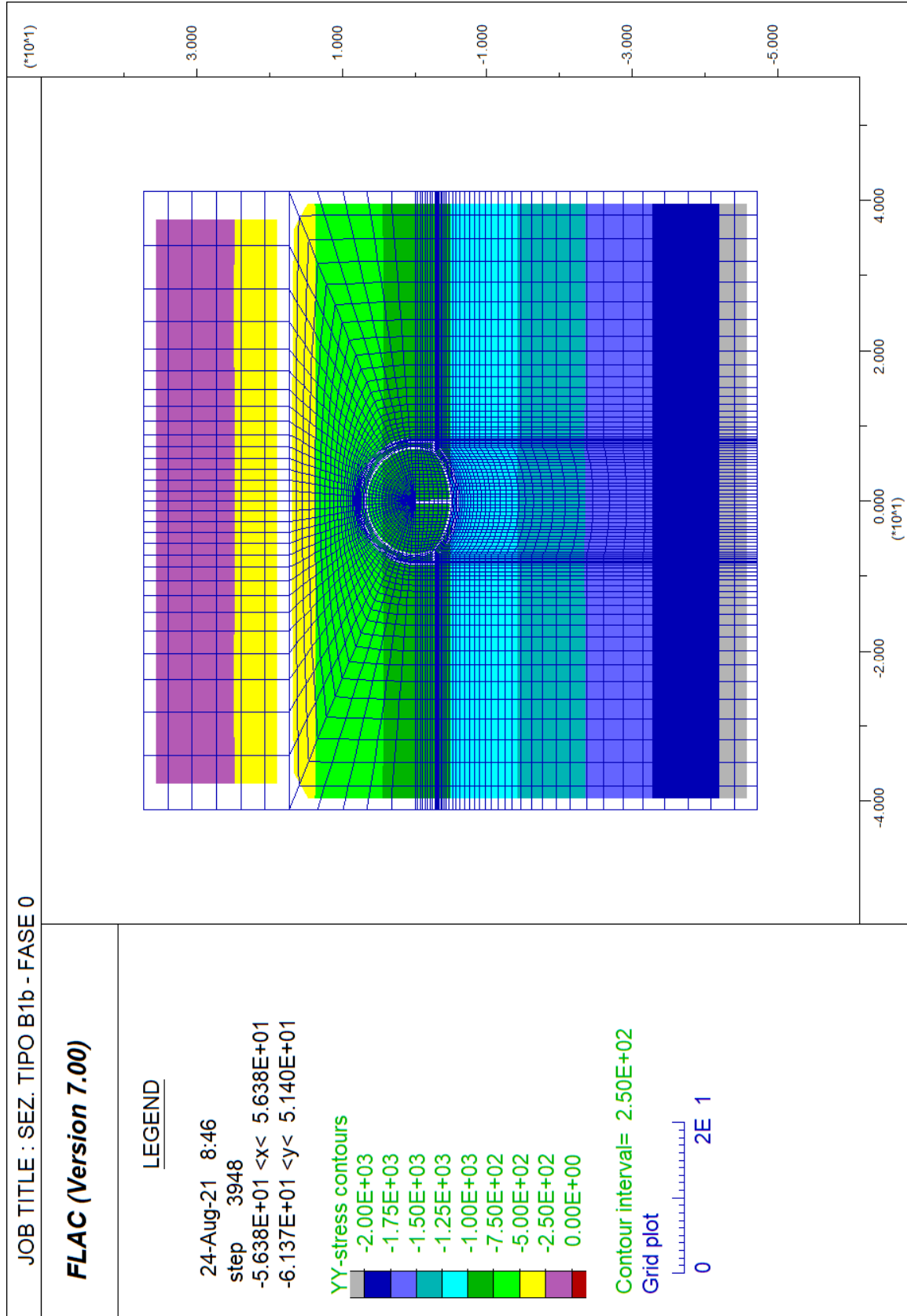


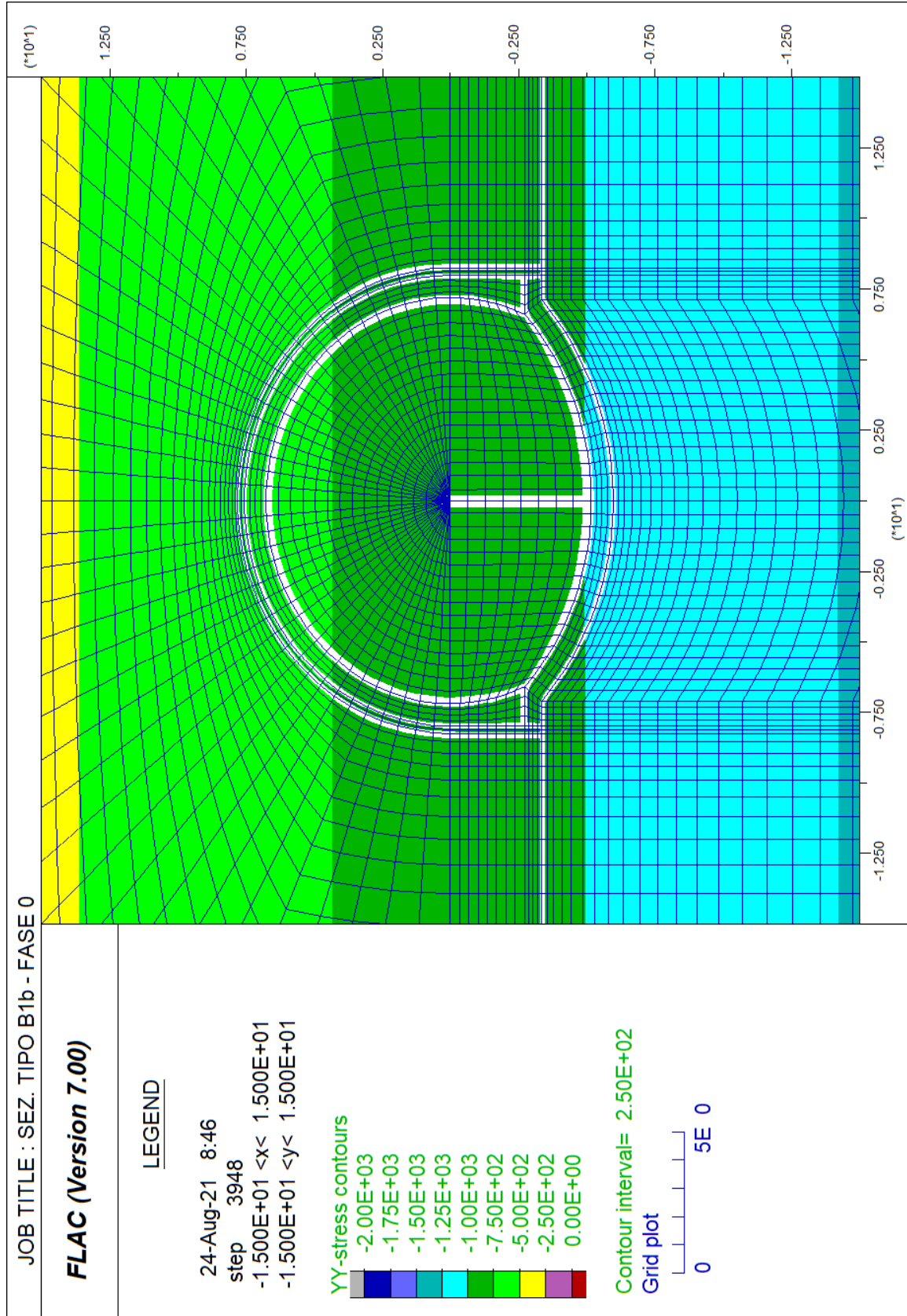


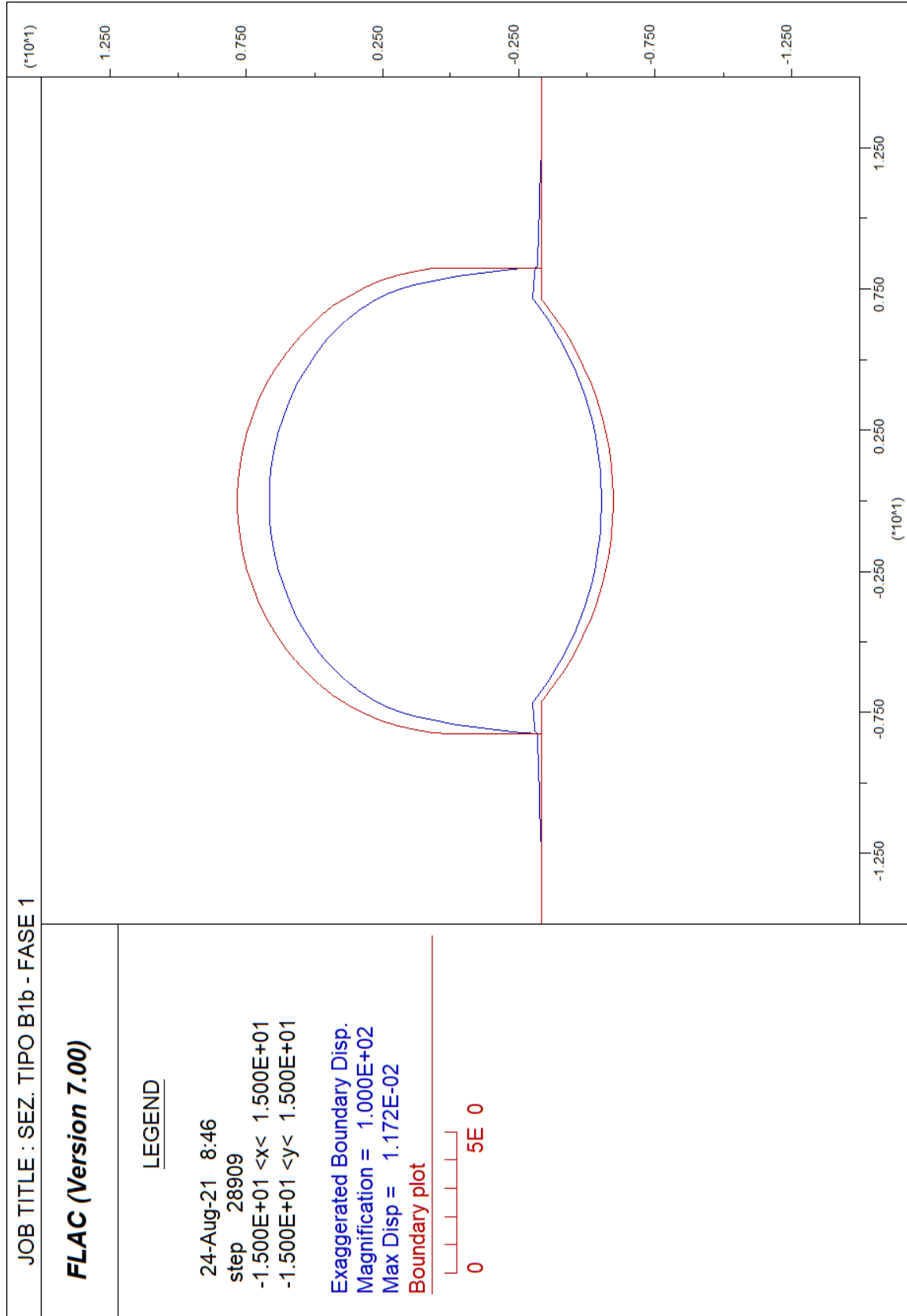


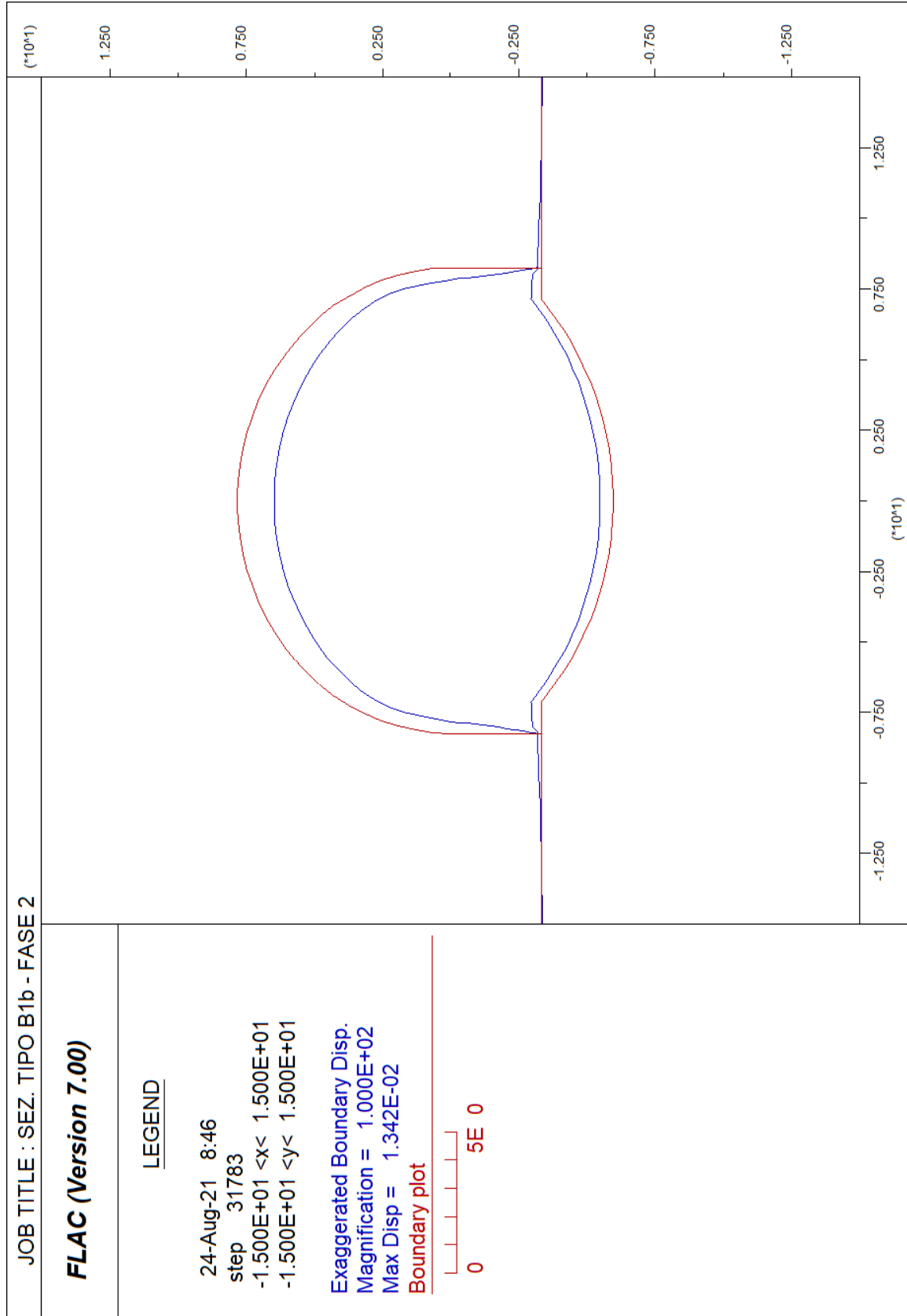
ALLEGATO N. 5.B1.2

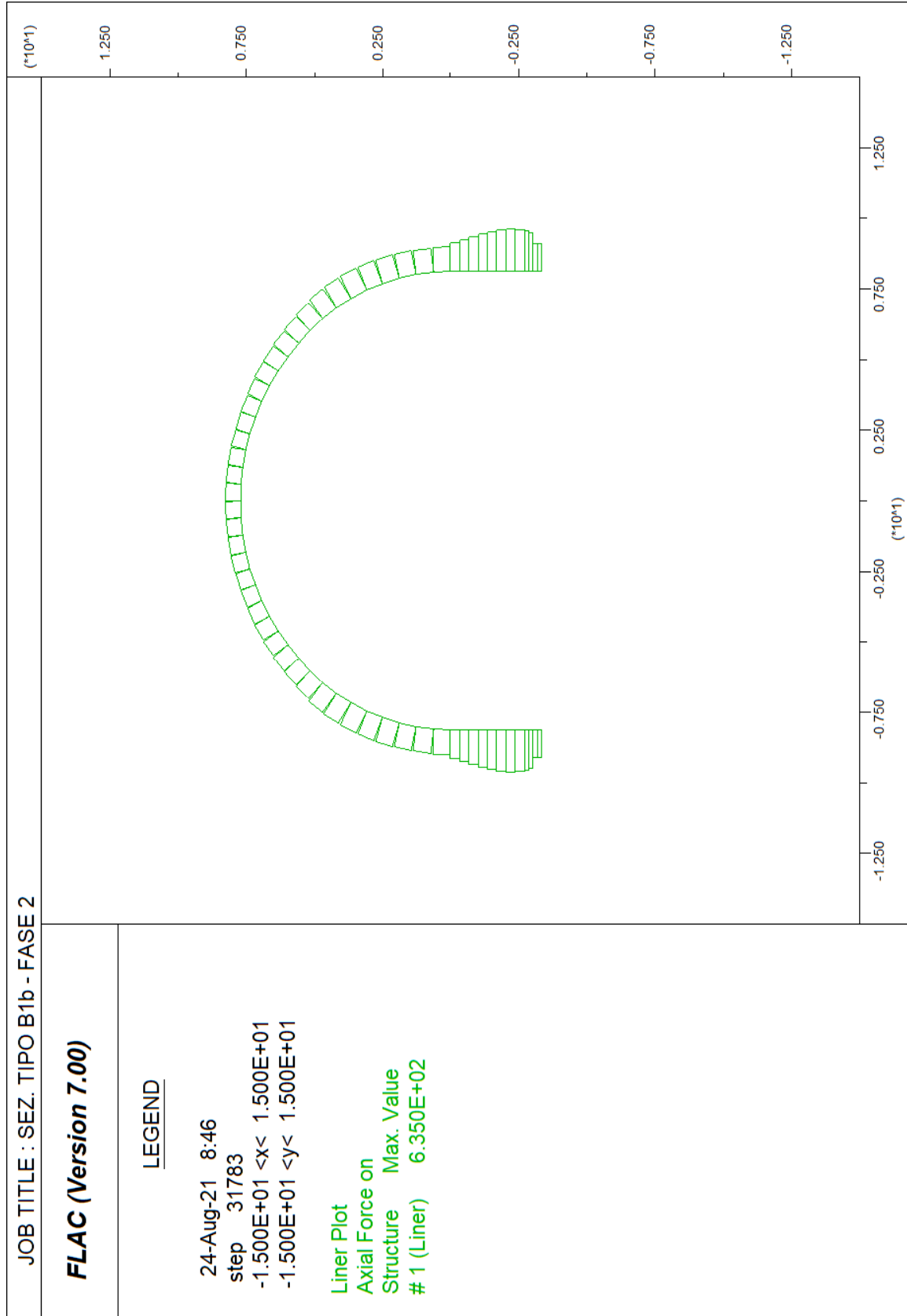
**ANALISI F.D.M. (FLAC)
SEZIONE TIPO B1b**

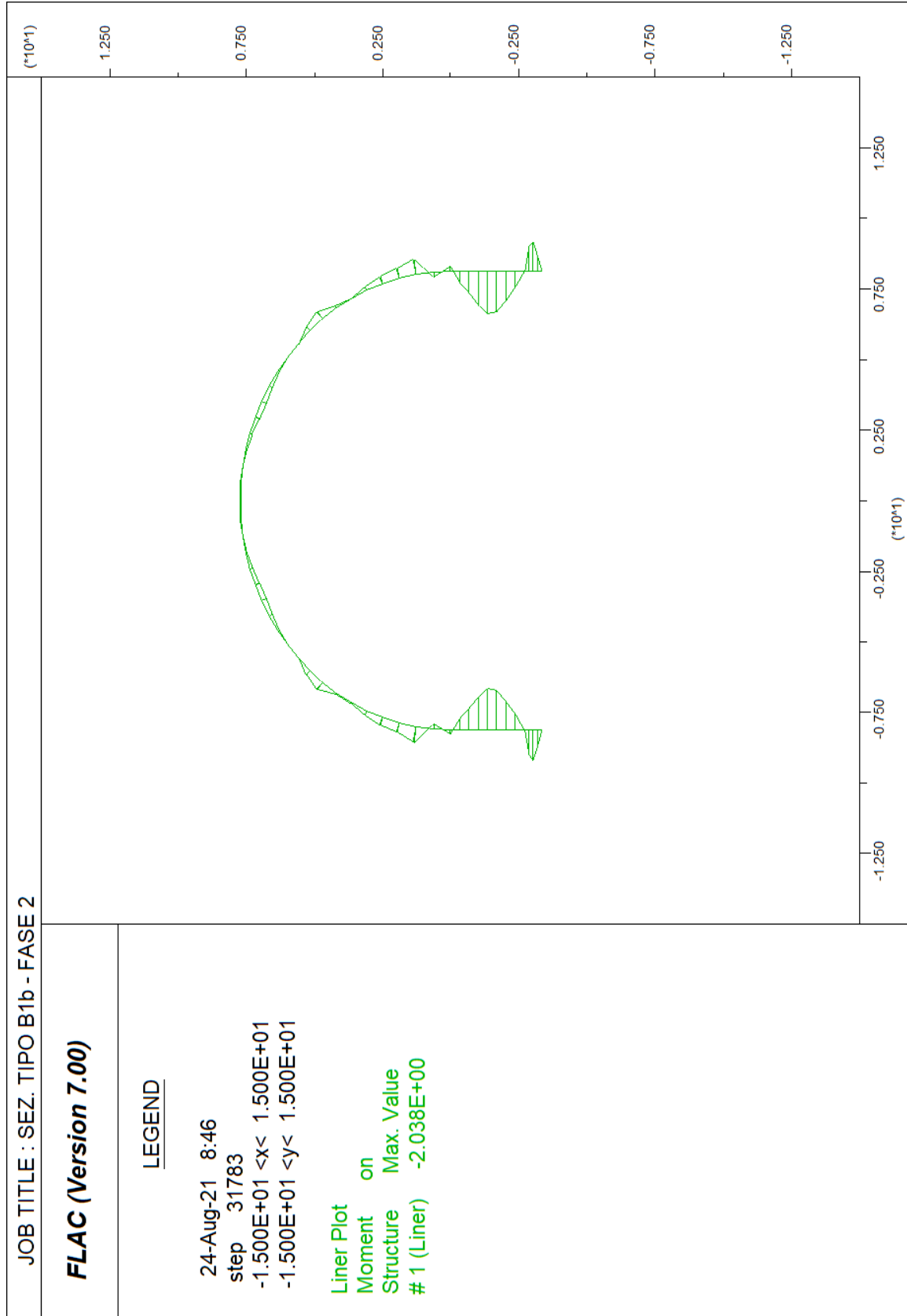


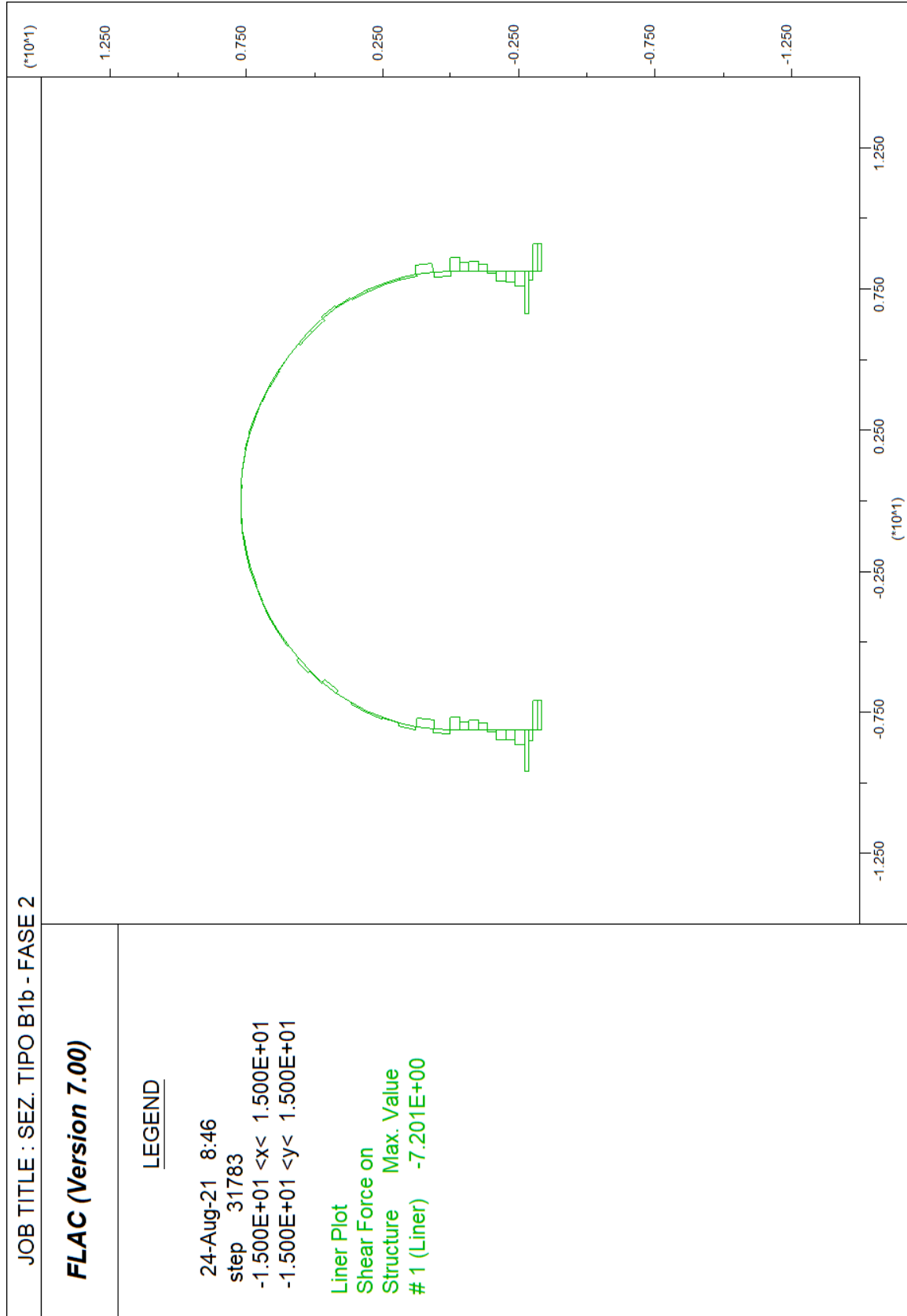


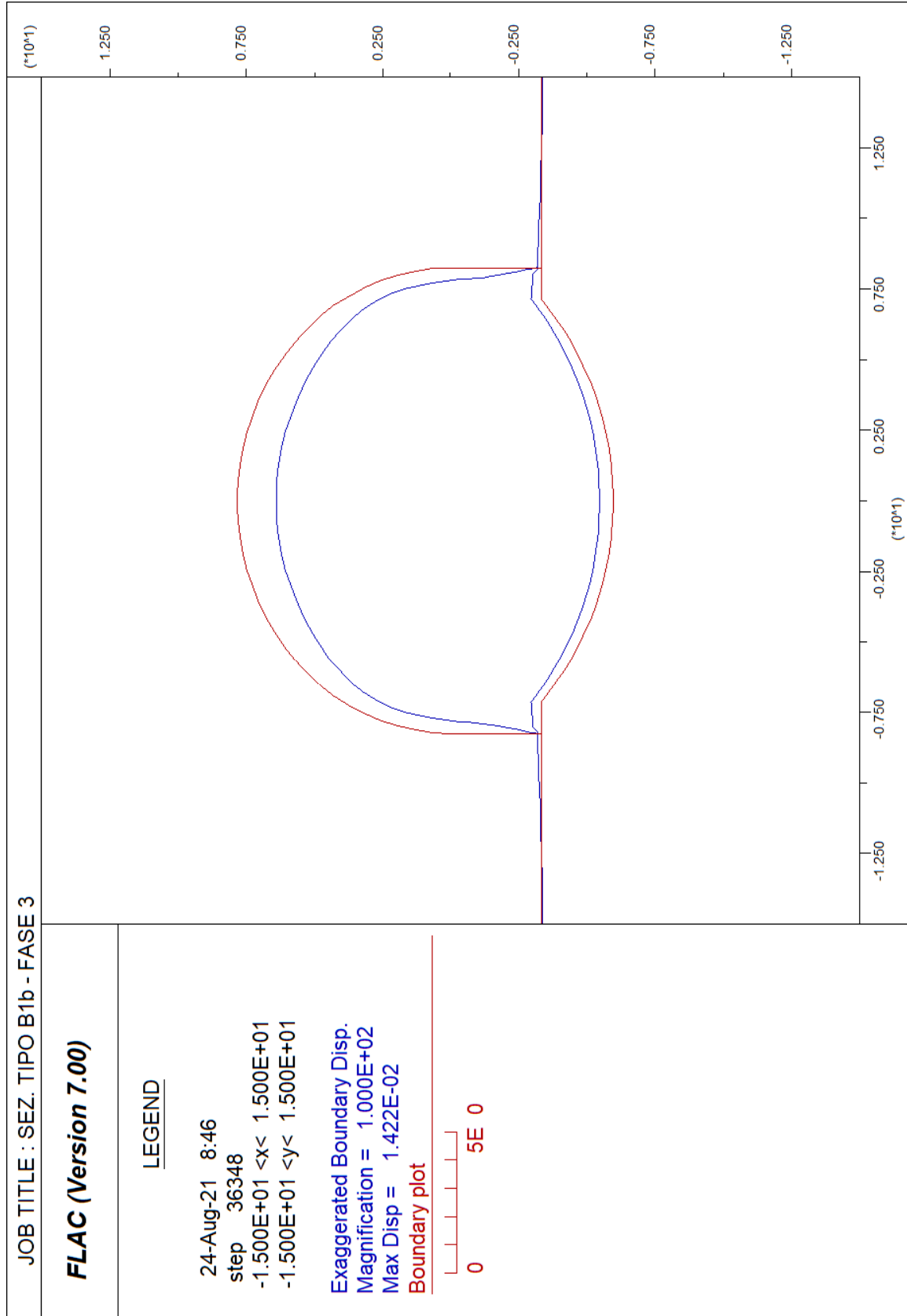


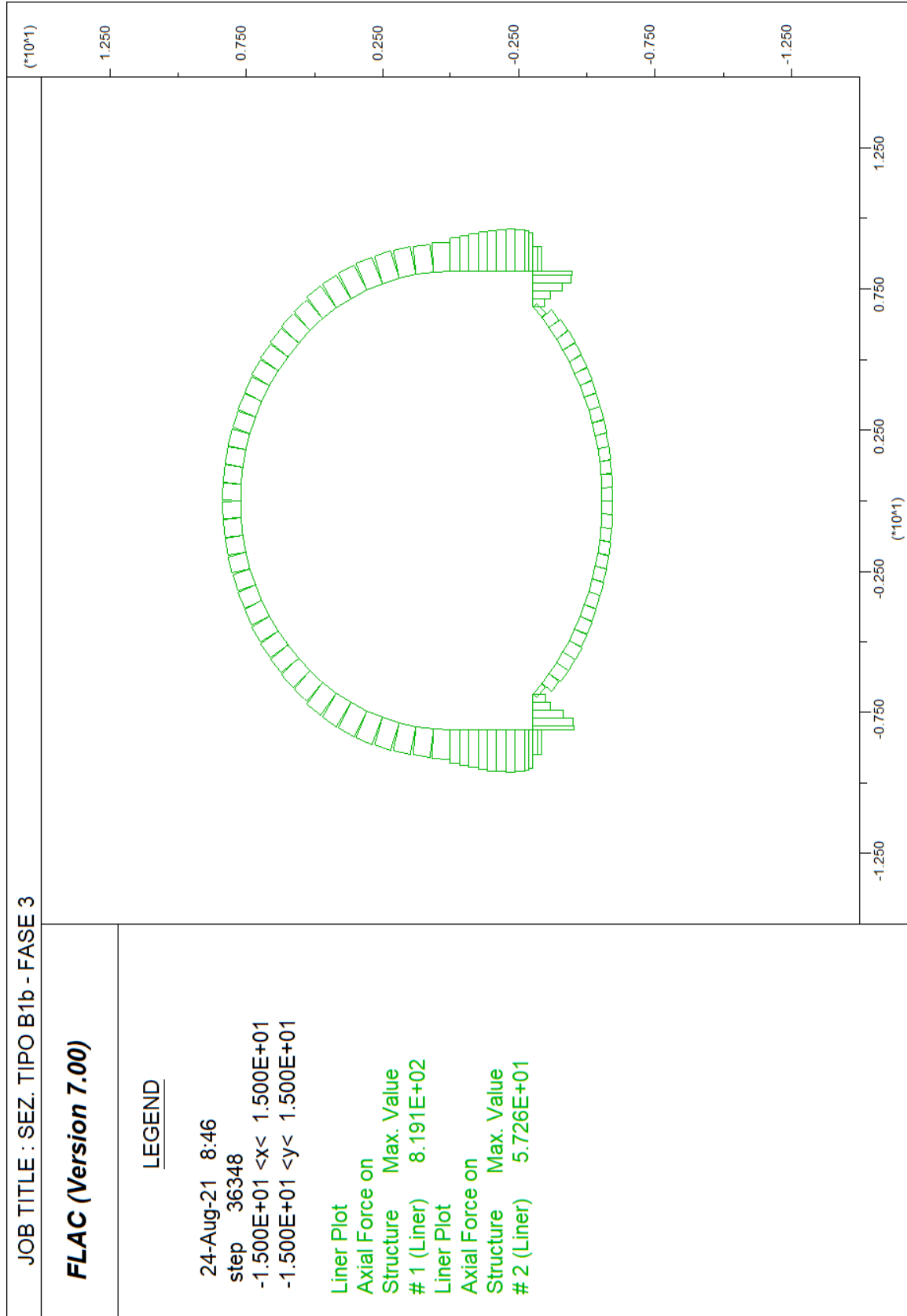


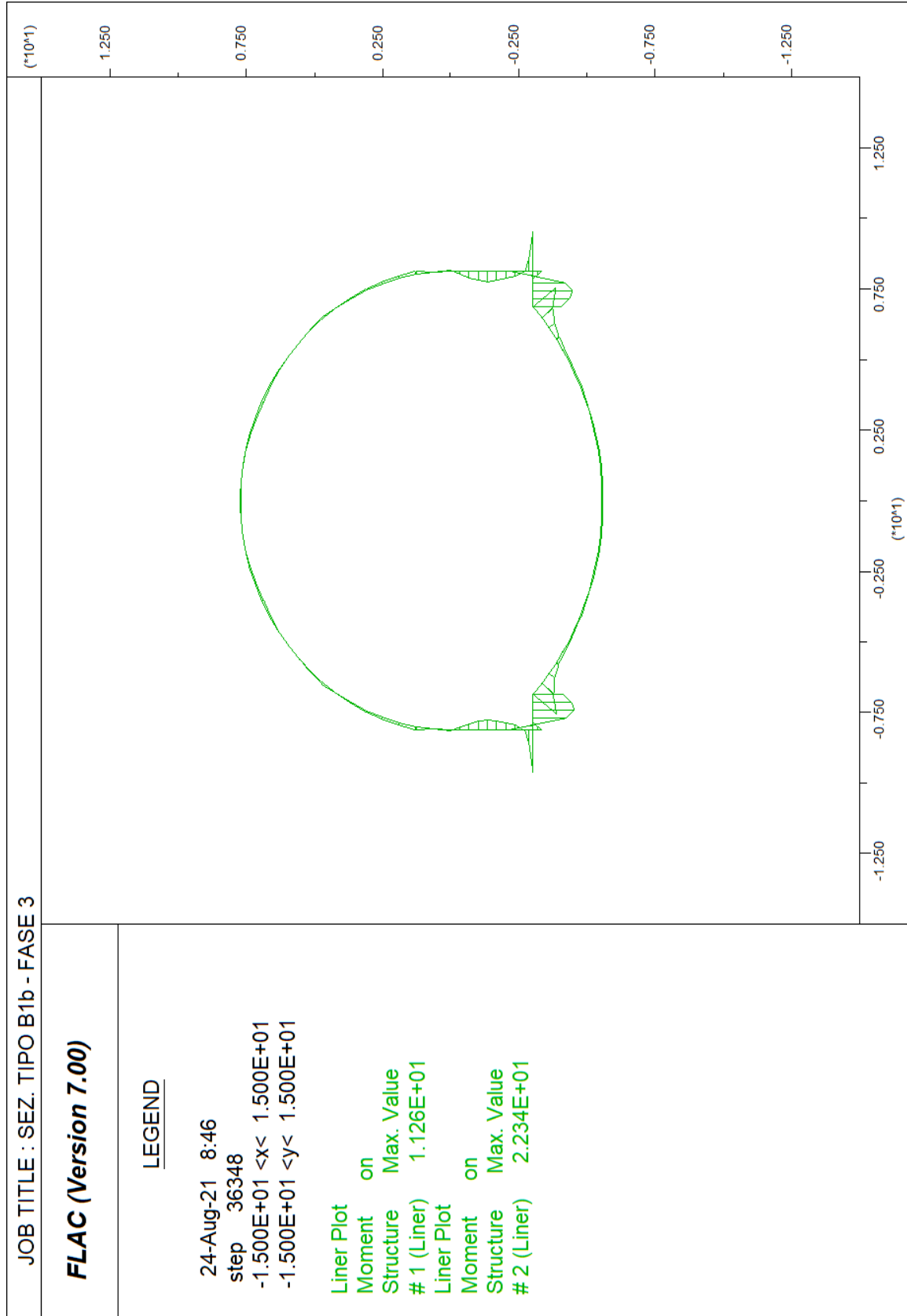


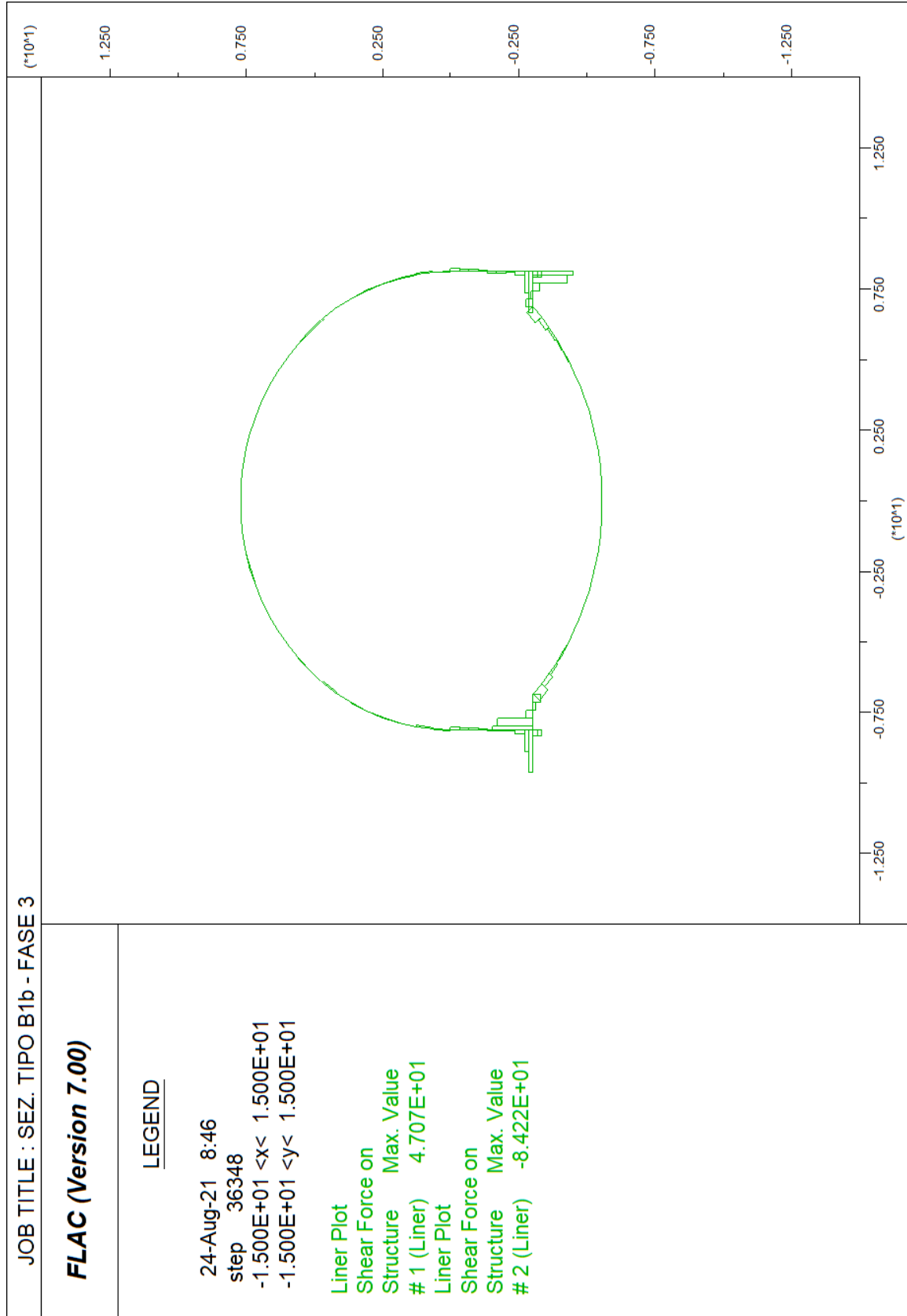


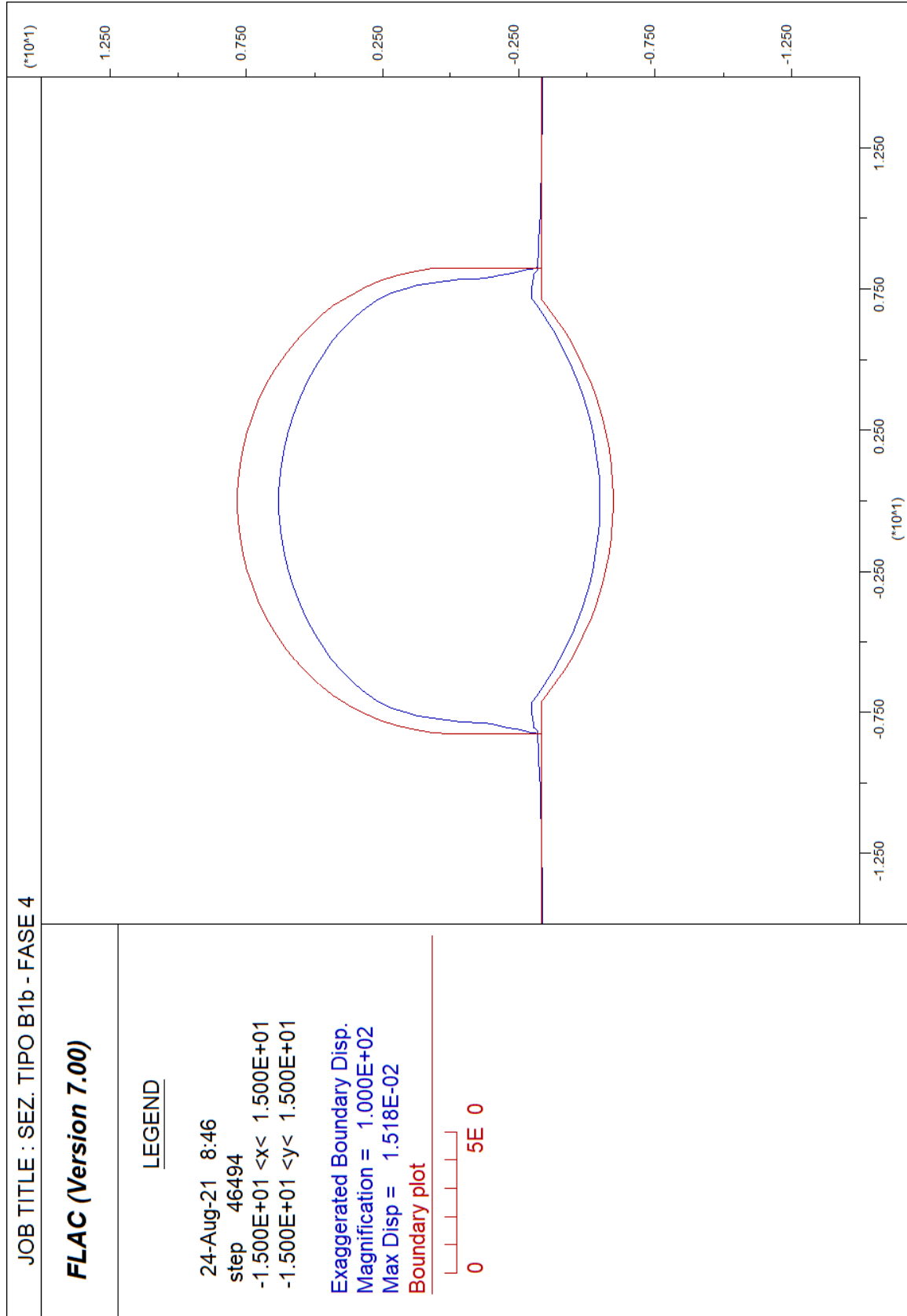


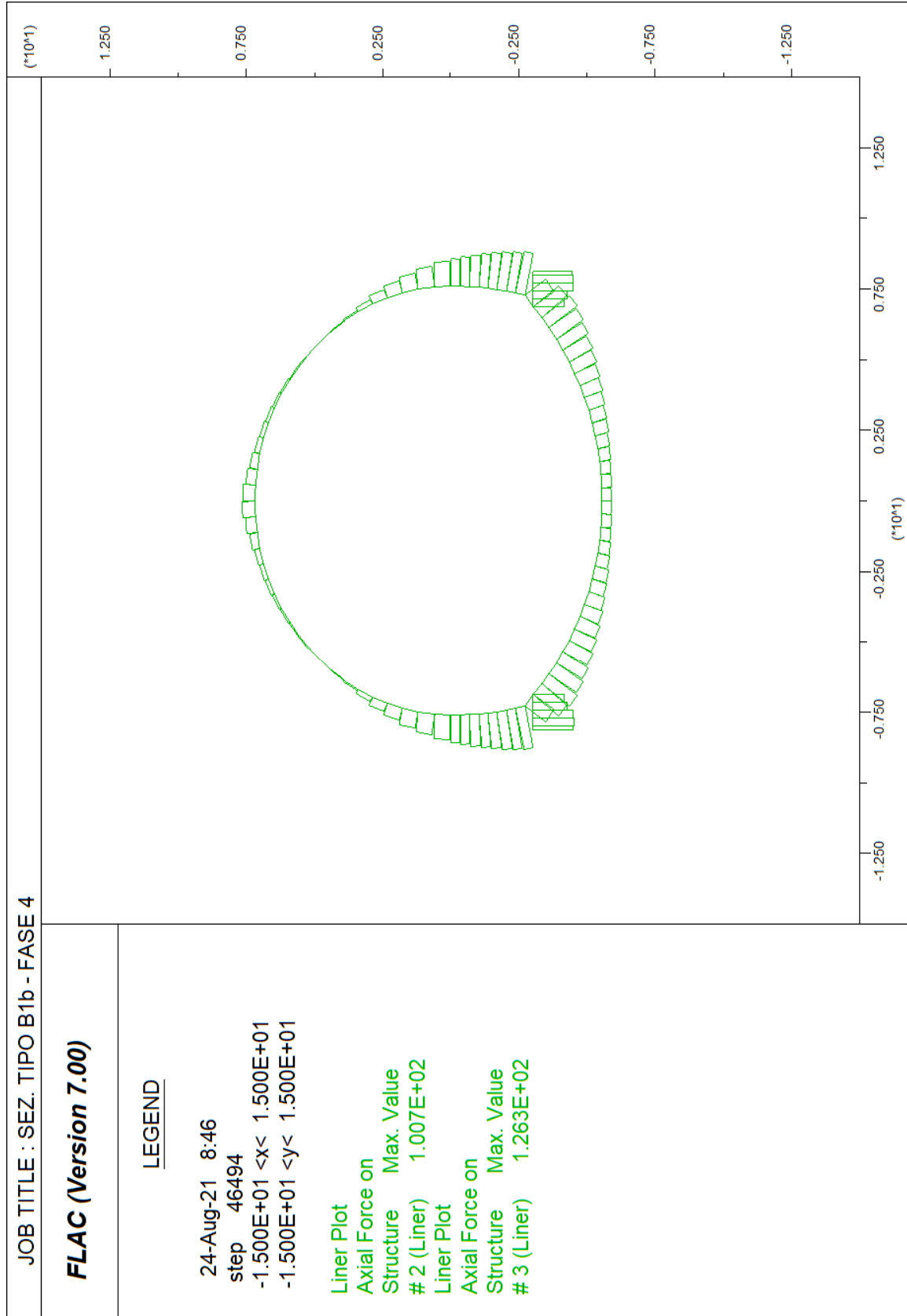


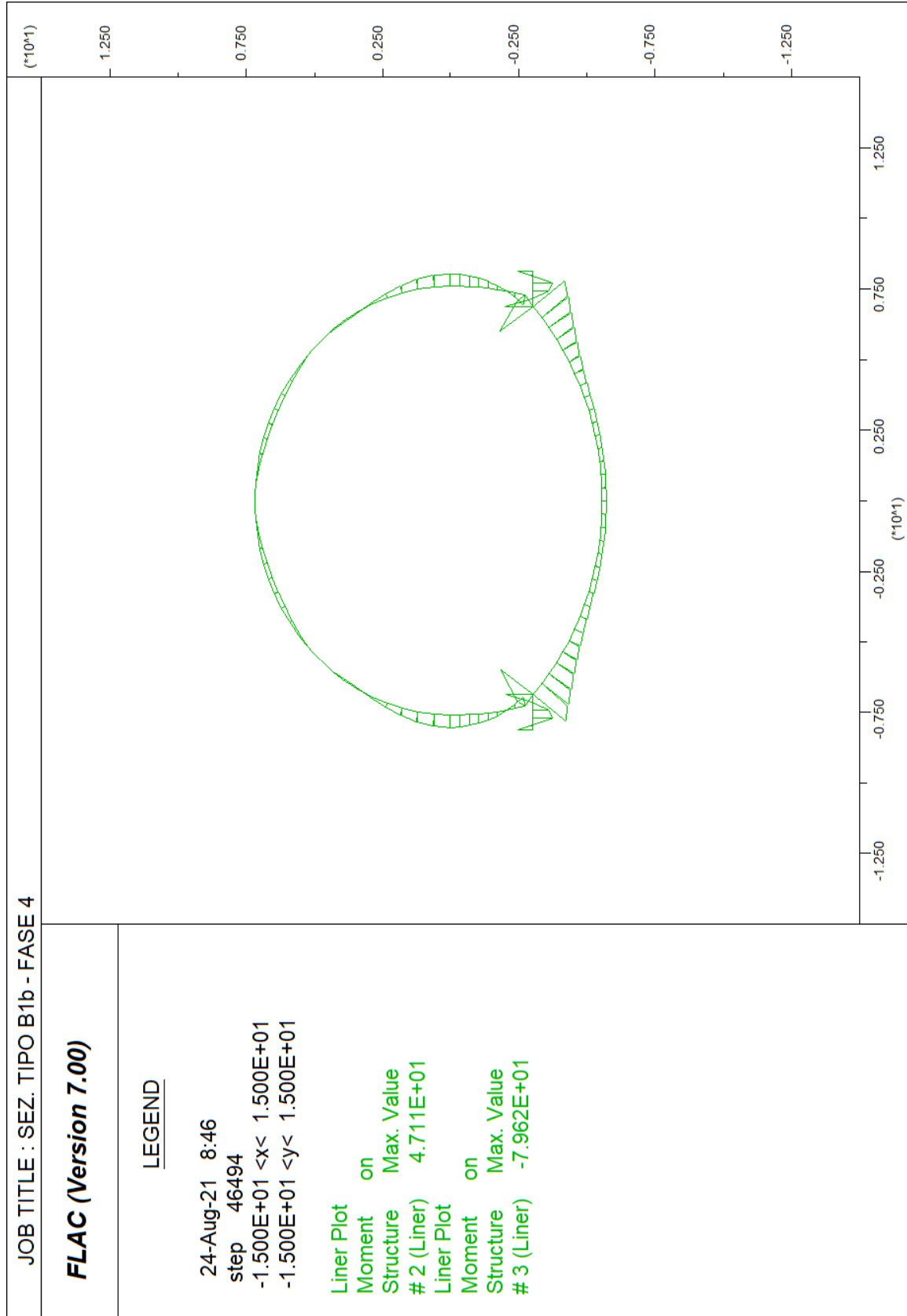


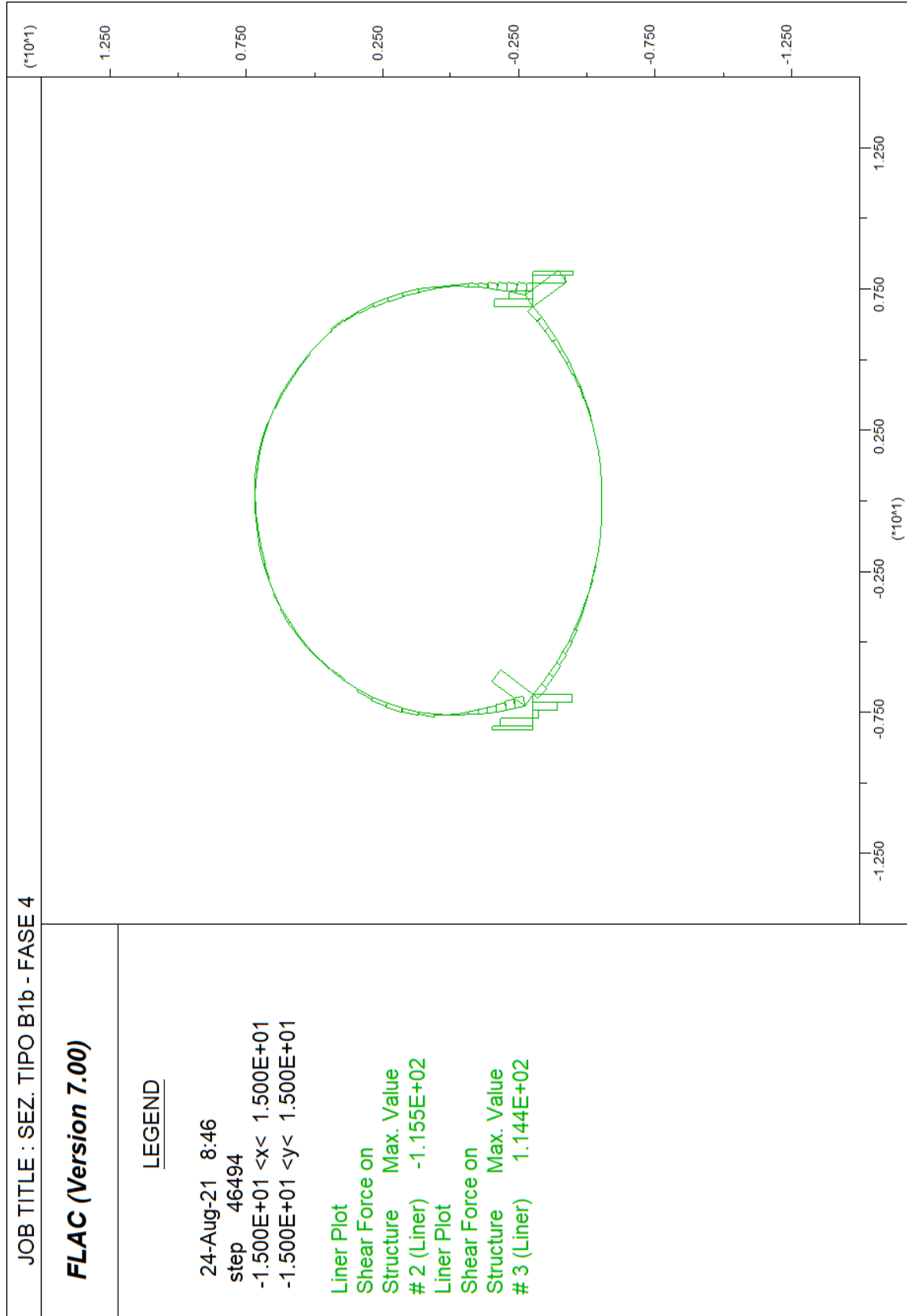


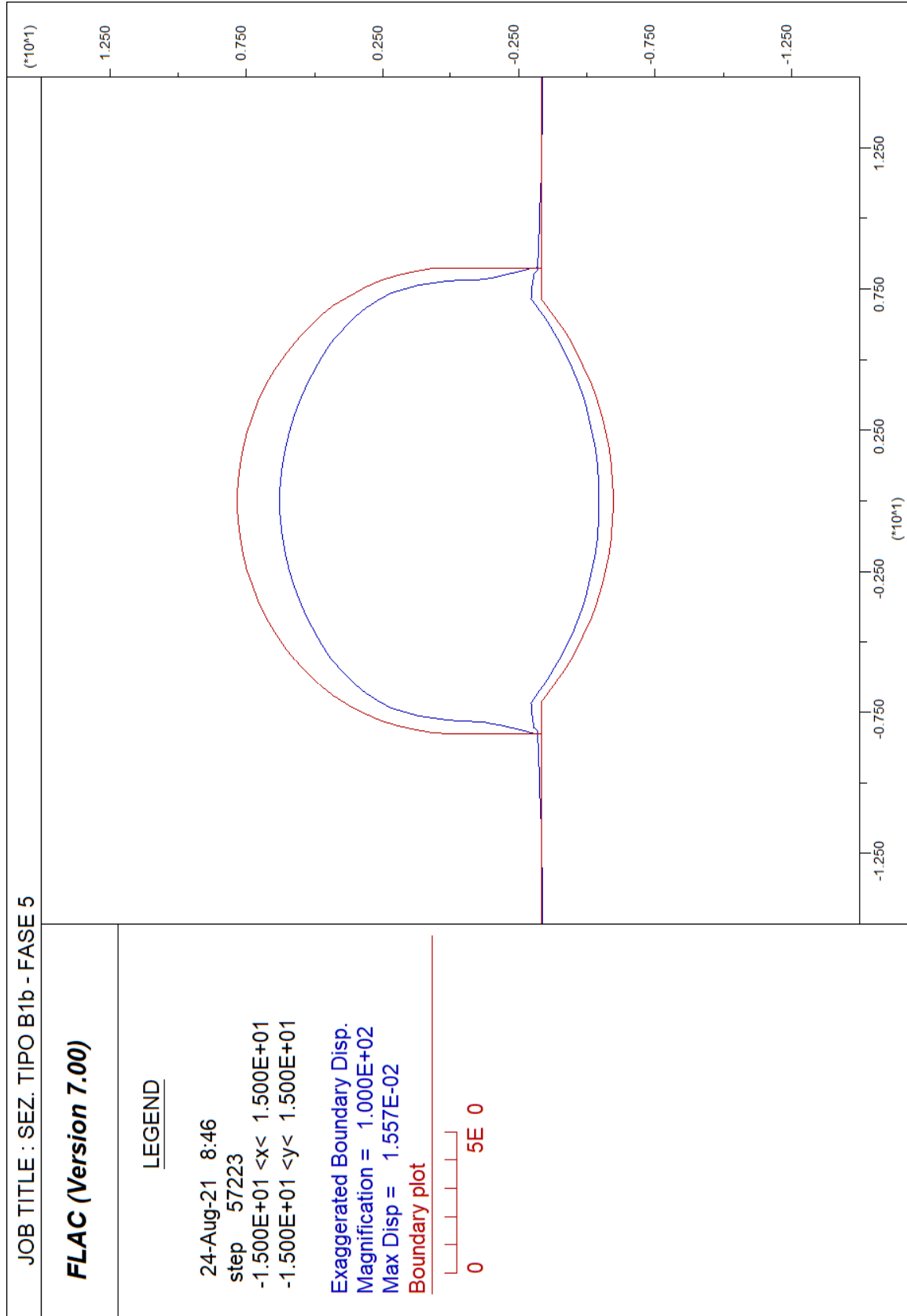


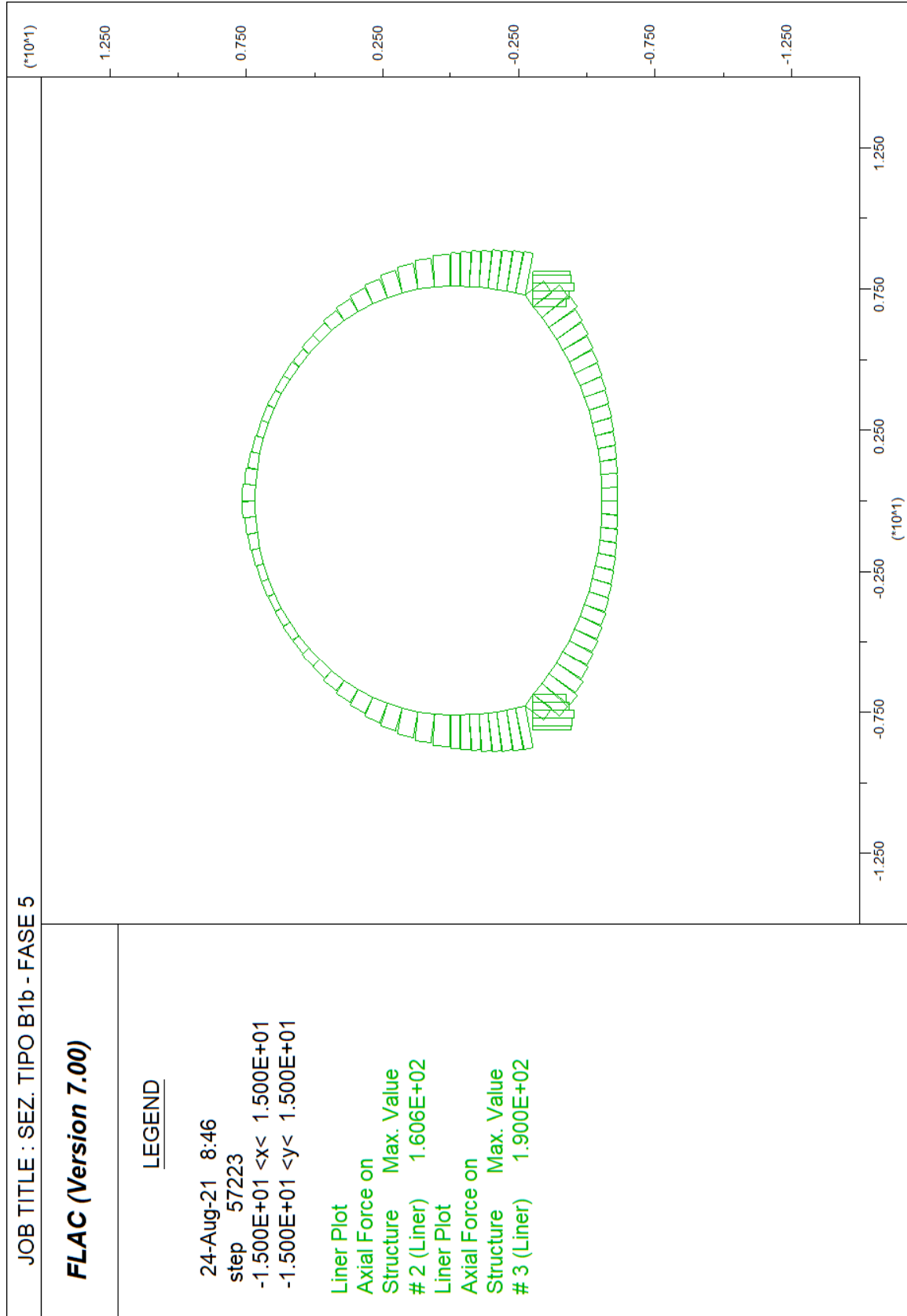


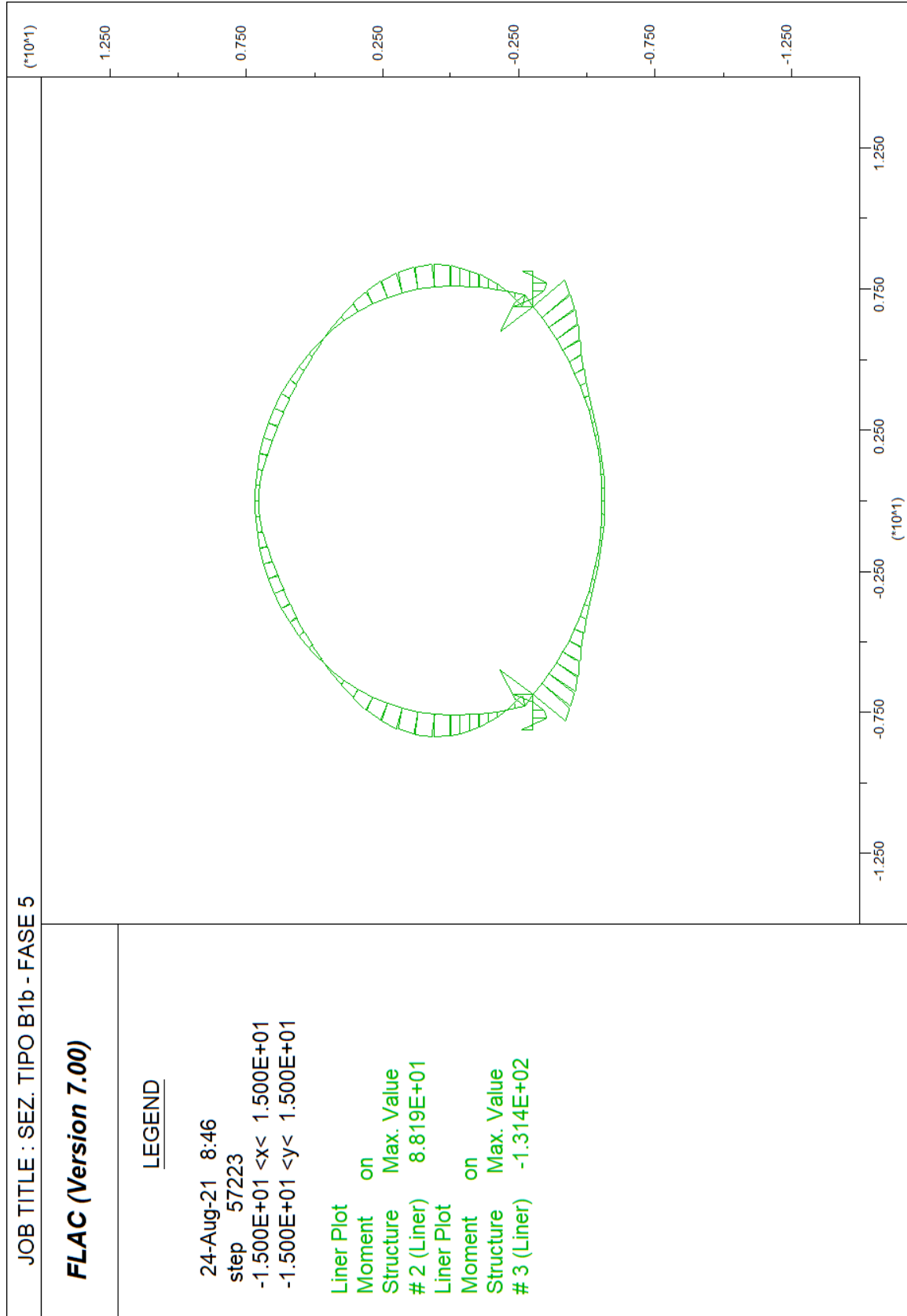


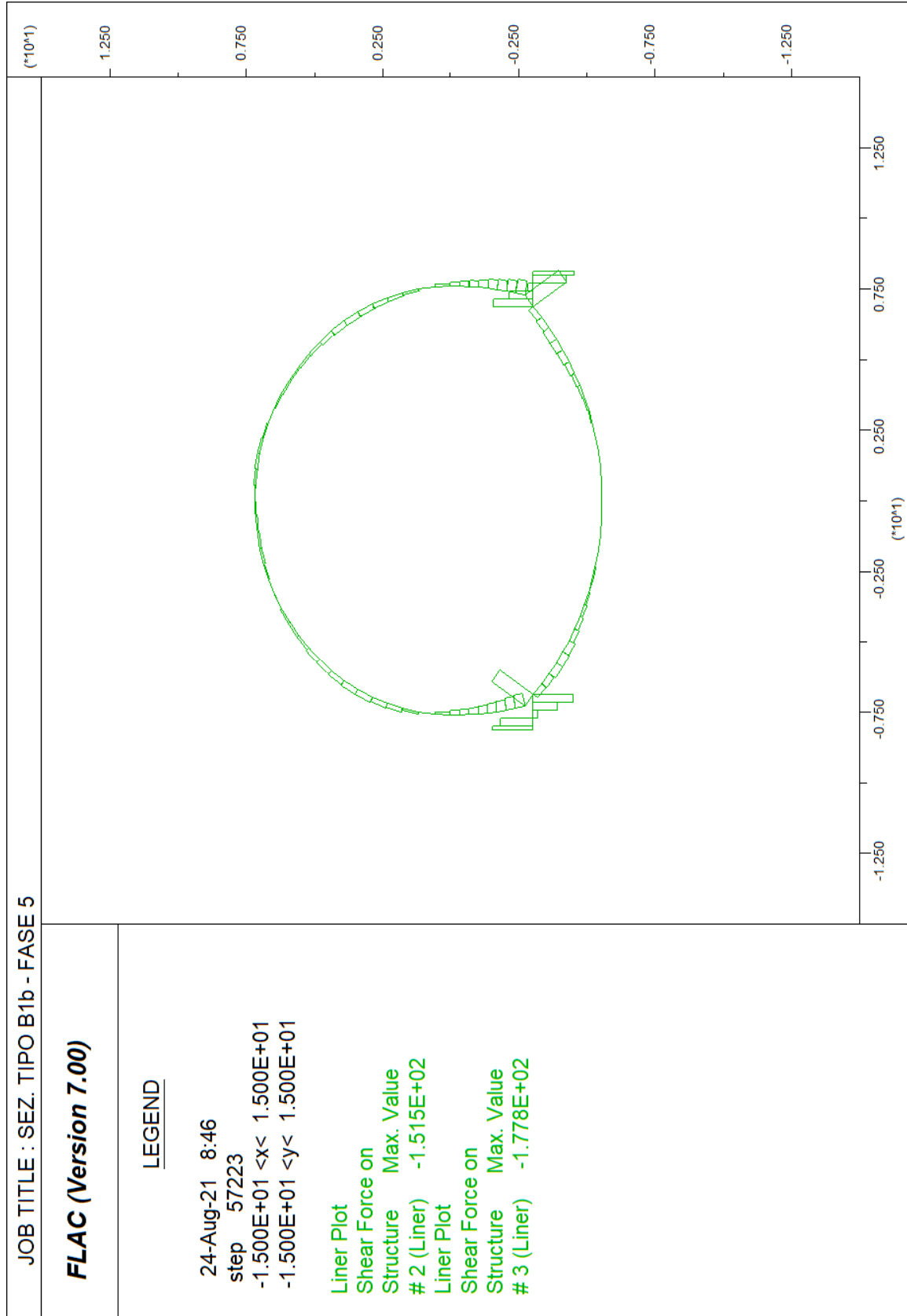


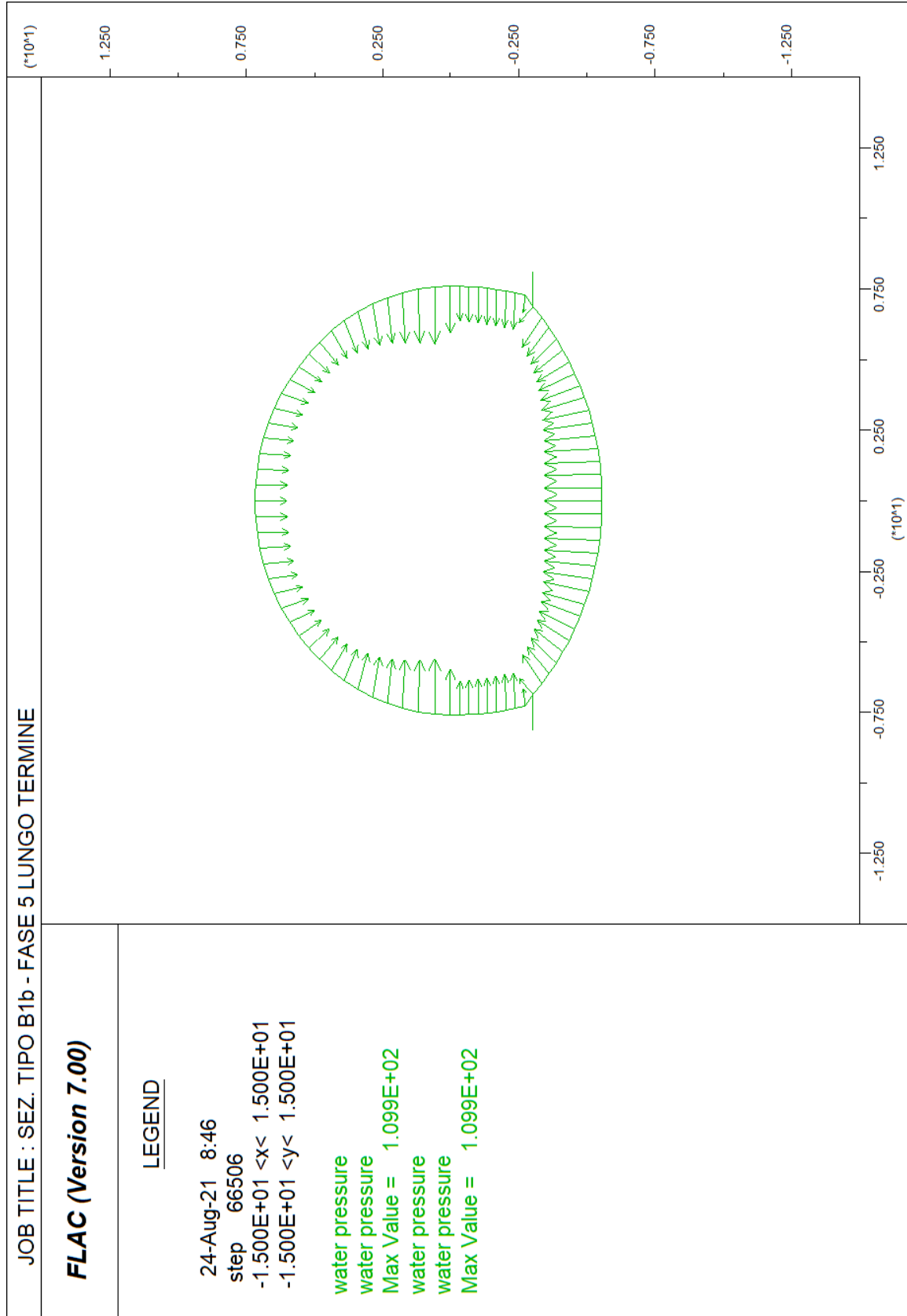


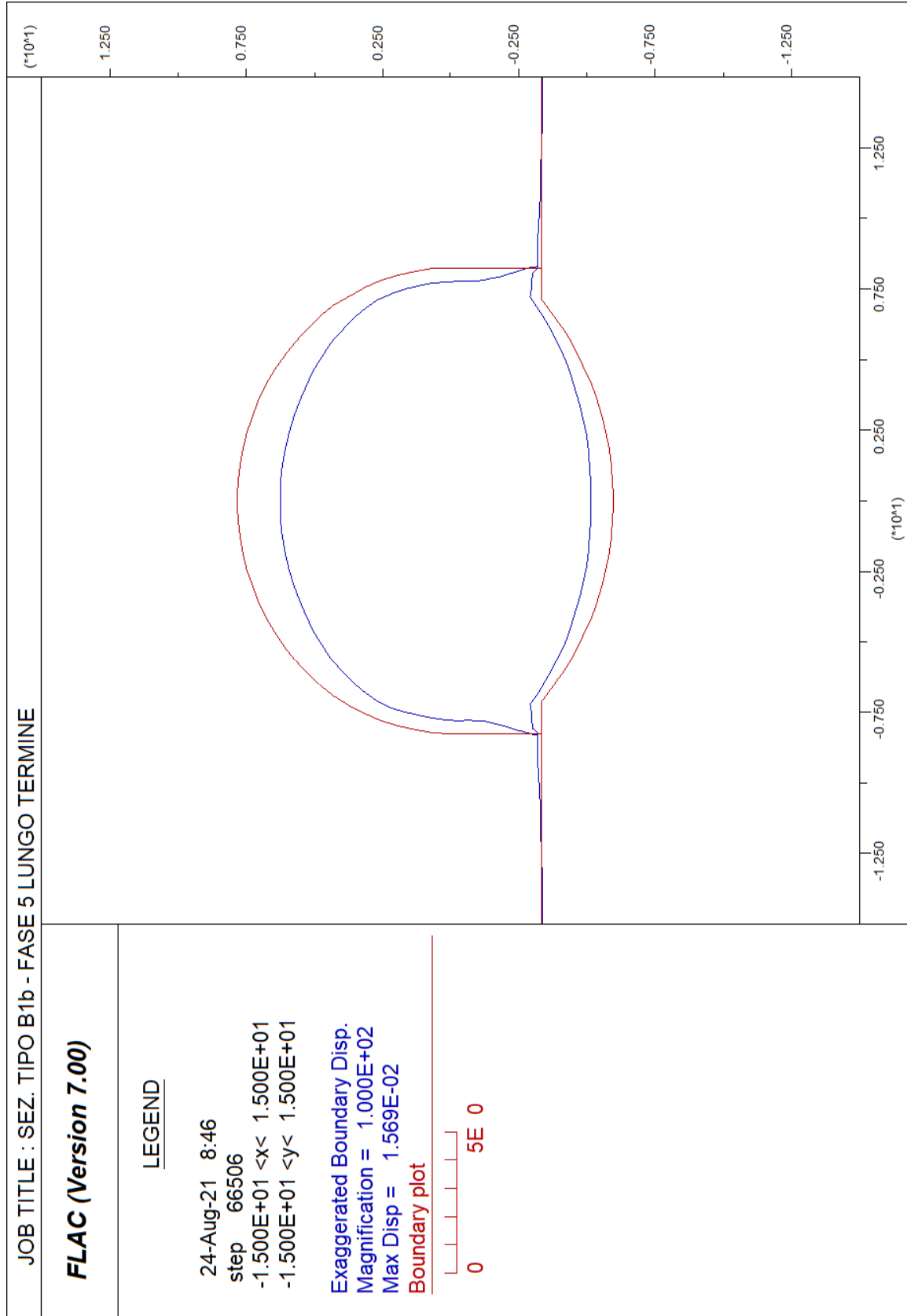


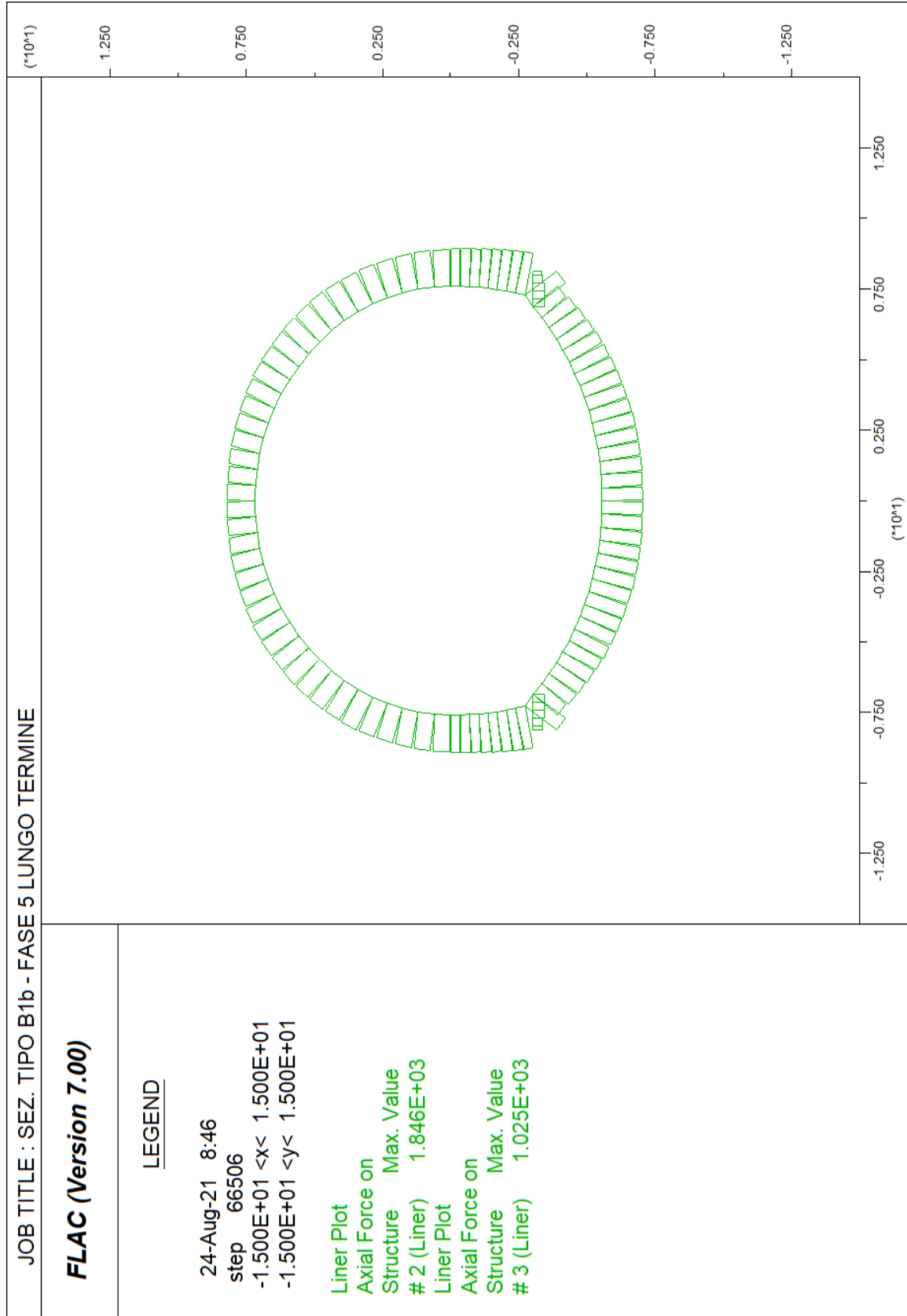


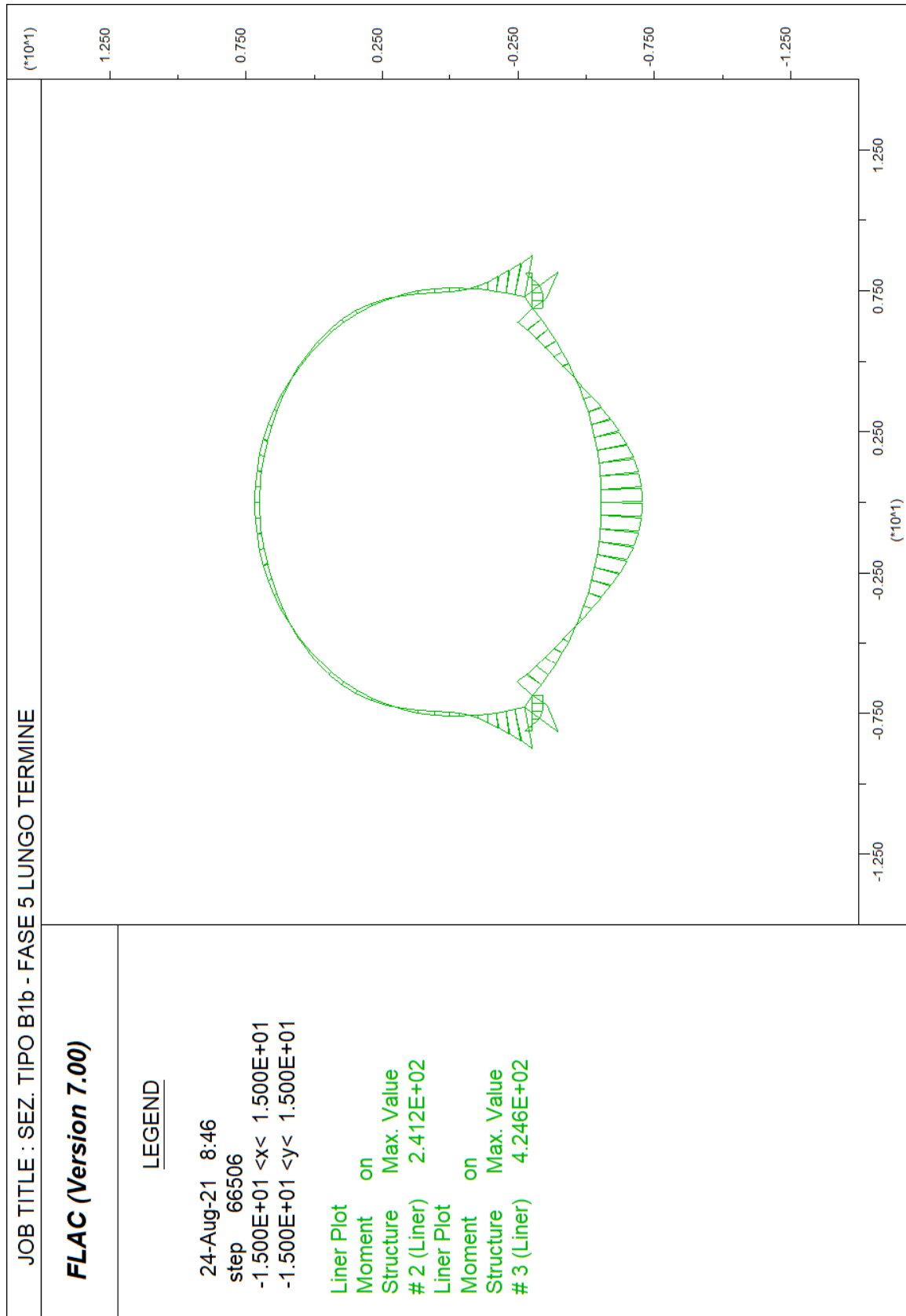


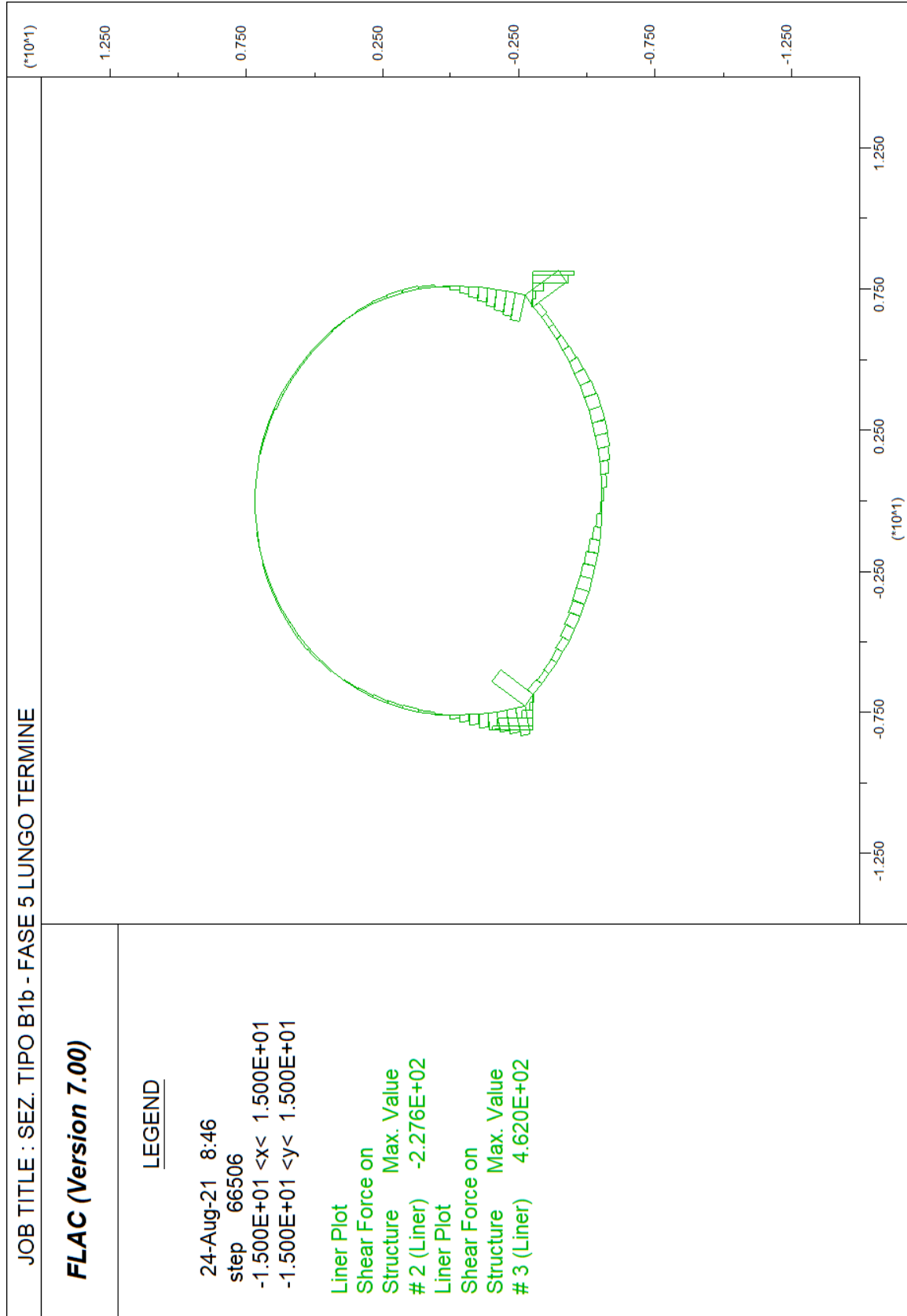


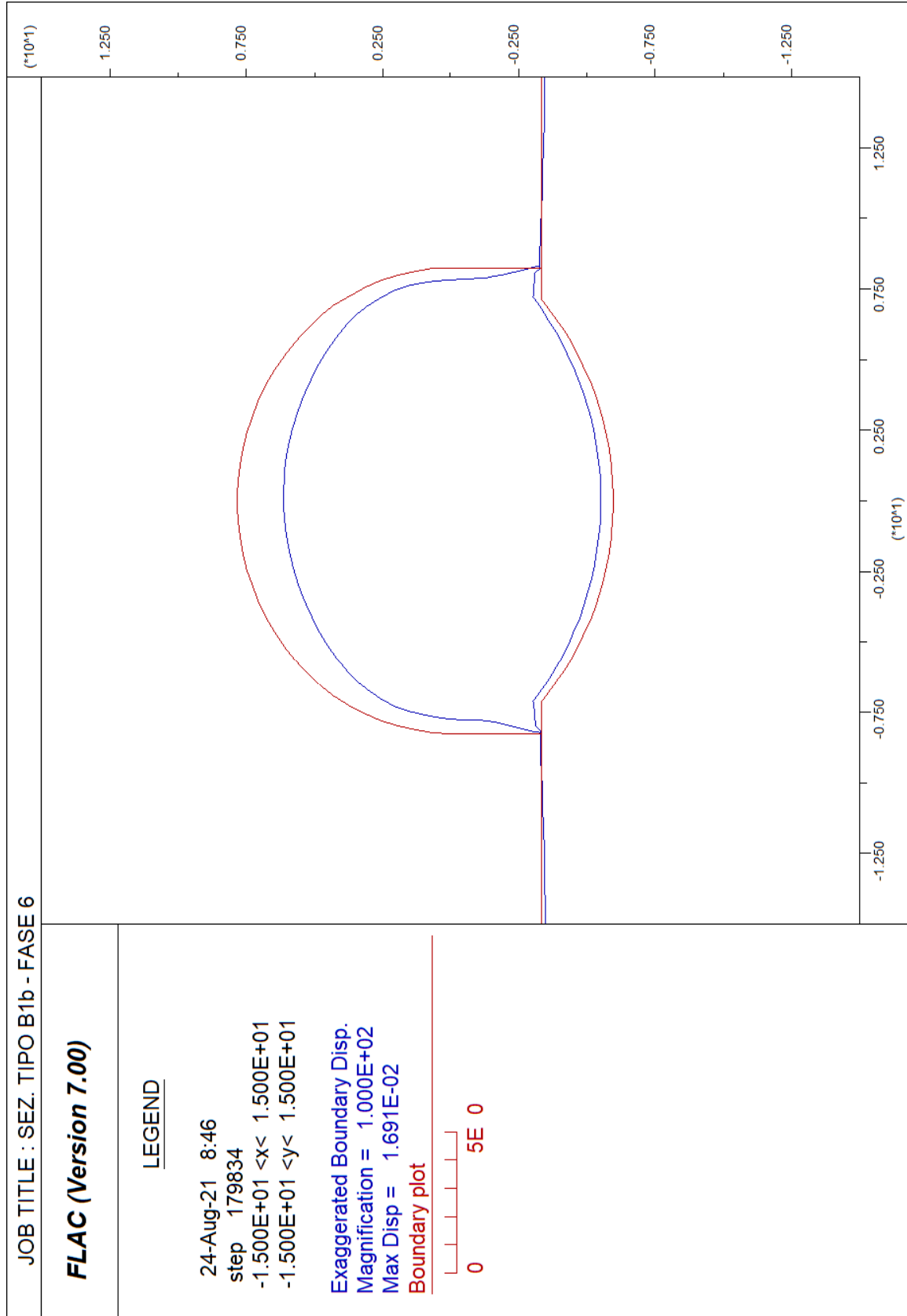


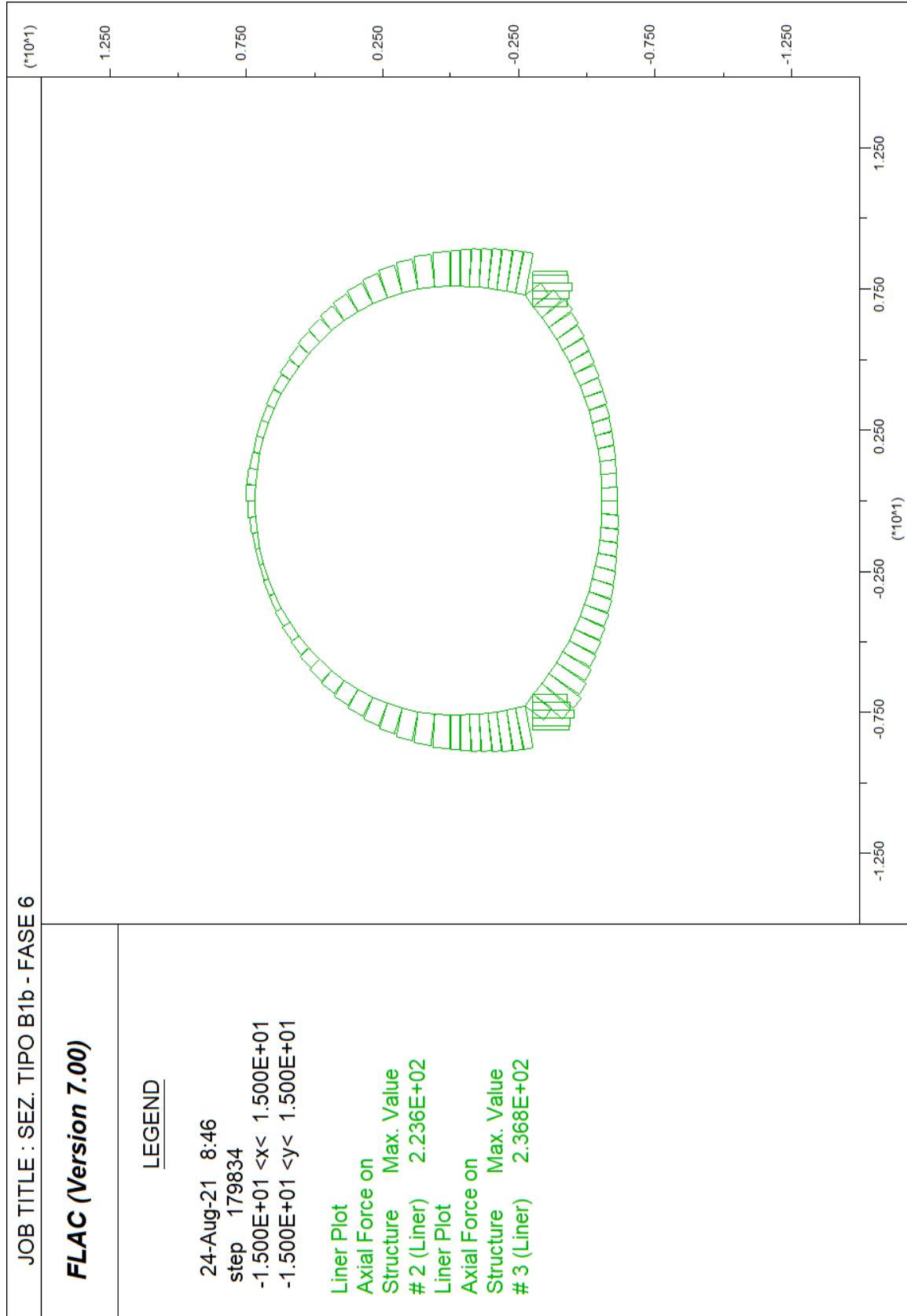


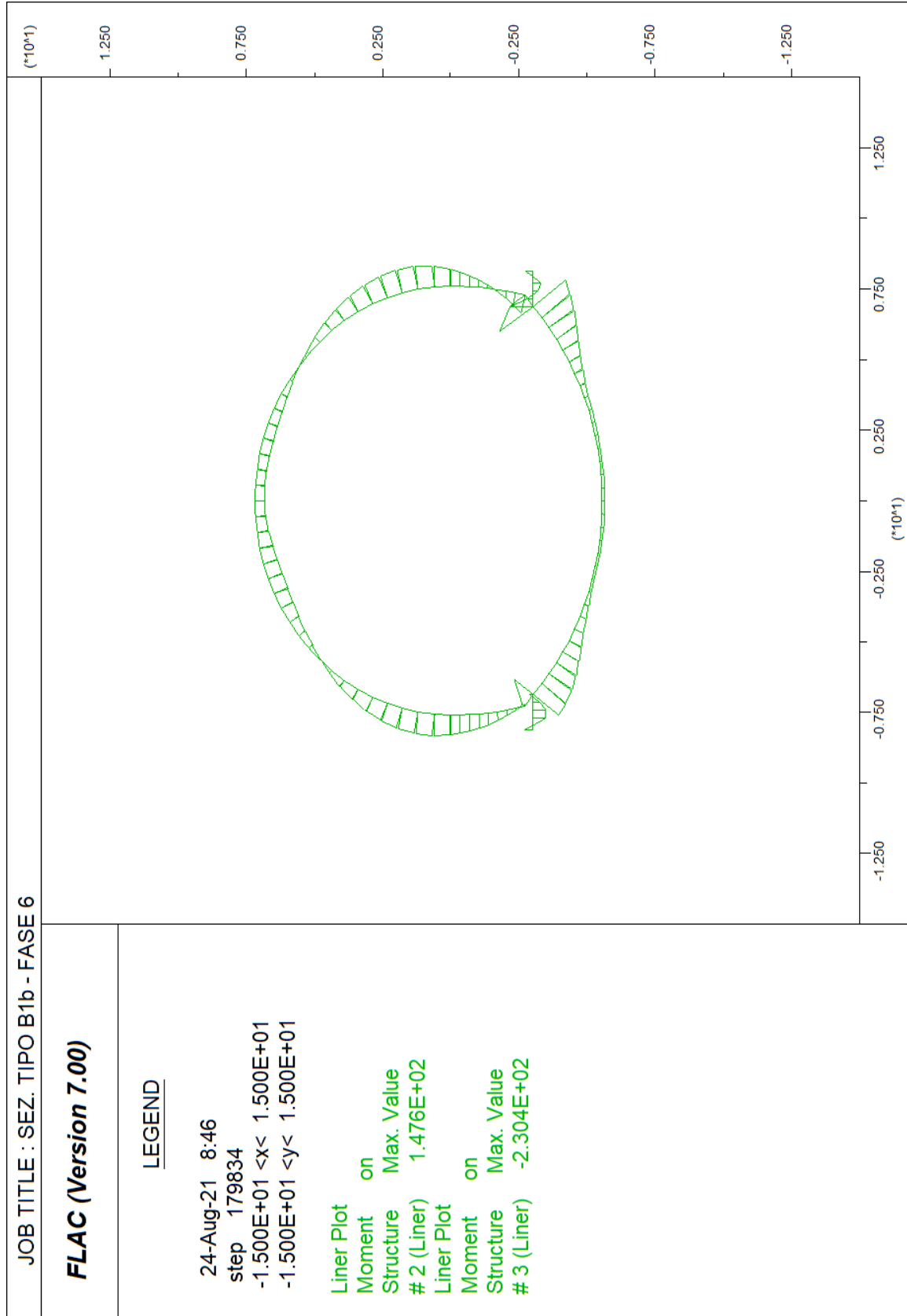


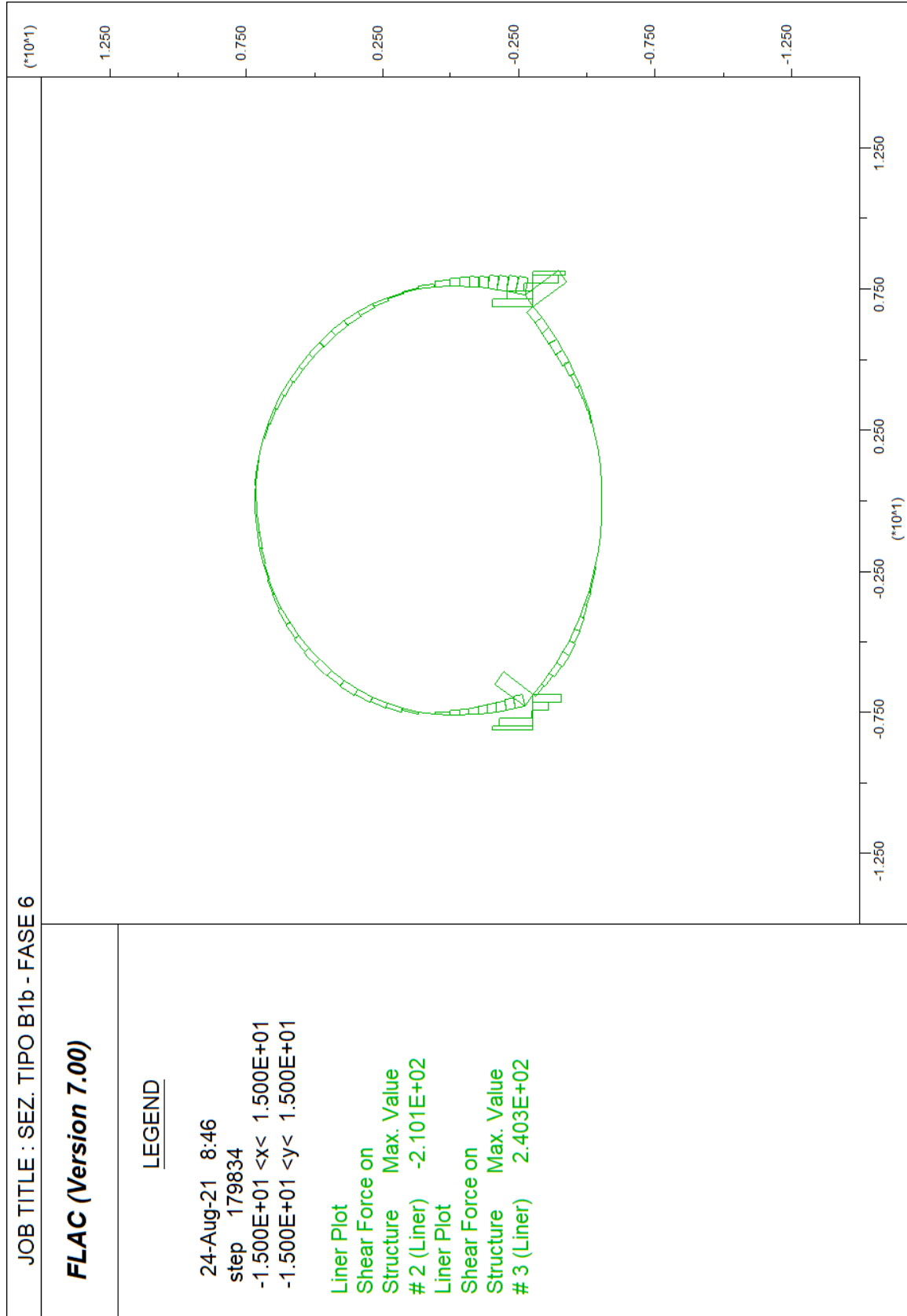












ALLEGATO N. 5.B2

**ANALISI F.D.M. (FLAC)
SEZIONE TIPO B2**

