

REGIONE TOSCANA



COMMISSARIO DI GOVERNO
contro il dissesto idrogeologico - D.L. 91/2014 - D.L. 133/2014
REGIONE TOSCANA - GIUNTA REGIONALE
DIREZIONE Difesa del Suolo e Protezione Civile
SETTORE ASSETTO IDROGEOLOGICO

LAVORI DI ADEGUAMENTO STATICO DEL TORRENTE CARRIONE A VALLE DEL PONTE
DELLA RFI LINEA PI-GE.
TRATTO DA PONTE DELLA RFI LINEA PI-GE A PONTE DI VIA MENCONI.
2° LOTTO
CIG: 7012085B96
CUP: F83B08000130002

PROGETTO ESECUTIVO



Elaborato n. :

E.05.05

Oggetto:

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

REV	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	VERIFICATO	APPROVATO
1	Agosto 2016	Emissione		CECCARELLI	CECCARELLI
2	Ottobre 2016	Revisione aggiunta rampa		CECCARELLI	CECCARELLI
3	Dicembre 2016	Revisione Verifica progetto esecutivo		CECCARELLI	CECCARELLI

PROGETTO:

Ing. MARCO GIOVANNI CECCARELLI
V.le Puccini 1780 55100 - LUCCA
Tel.: 0583/511648 - Fax: 0583/511030
E-mail: tecnico@deltaingegneriasrl.com

Dott. Geol. GIORGIO MAZZANTI
Regione Toscana

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. LUIGI D'ARGLIANO
Regione Toscana

IL R.U.P.:

Dott. Ing. ANDREA MORELLI
Regione Toscana

019-2016

Premessa

Nell'ambito del progetto dei “*Lavori di adeguamento statico del torrente Carrione a valle del ponte della RFI linea Pi-Ge – Tratto da ponte della RFI linea PI-GE a ponte di via Menconi*”, sono stati svolti i calcoli di dimensionamento e verifica delle strutture necessarie alla realizzazione delle difese di sponda relativamente al tratto denominato **Lotto II**.

La presente relazione di calcolo è basata sulla *Relazione geologica* redatta dal Dott. Geol. Luigi Dargliano in data 8.10.2016 al momento della redazione del progetto definitivo e sulla *Relazione geologica integrativa* redatta dallo stesso geologo in data 24.01.2017 a seguito della campagna geognostica integrativa eseguita dal 19.12.2016 al 30.12.2016

Opere in progetto

Le opere in progetto sono qui di seguito brevemente riassunte:

Difese in sponda destra (vedi Tav.5):

Si distinguono due tratti: il Tratto 1 che sarà realizzato dove il piano di campagna a tergo della difesa di sponda è posto alla quota della sommità arginale, ed il Tratto 2 che sarà realizzato nel tratto dove il piano di campagna è più basso della sommità arginale di circa 4.50/5.00 m

TRATTO 1:

- realizzazione di una paratia di micropali diametro reso del foro 240 mm lunghezza 11 m interasse di 0.70 m armati con tubo in spezzoni giuntati con manicotti esterni in acciaio S355 diametro 152.4 spessore 8 mm da eseguirsi dalla sommità arginale;
- smontaggio della scogliera e scavo lato fiume fino alla quota di circa -2.50 m dalla sommità arginale;
- realizzazione dei tiranti del 2° ordine realizzati con barra tipo Dywit diametro 32 mm da 15 m di lunghezza totale posti ad interasse di 2.80 m con inclinazione di 30°;

- montaggio trave portatiranti metallica composta da 2 profili HEA 120 in acciaio S355 e serraggio dei tiranti
- completamento della demolizione della scogliera e dello scavo fino alla quota del fondo alveo attuale;
- rivestimento provvisorio della paratia con spritz beton
- realizzazione dei tiranti del 1° ordine realizzati in barra tipo Dywit diametro 32 mm da 12 m di lunghezza totale posti ad interasse di 4.20 m con inclinazione di circa 30°;
- realizzazione di una trave cordolo da collegare alle testate dei tiranti del 1° ordine;
- realizzazione di rivestimento della paratia di micropali mediante una parete in calcestruzzo cementizio armato di 25 cm di spessore;
- realizzazione del cordolo in testa alla paratia;
- completamento dell'opera con recinzione da installare sul cordolo della paratia.

TRATTO 2:

- realizzazione di una paratia di micropali diametro reso del foro 240 mm lunghezza 11 m interasse di 0.70 m armati con tubo in spezzoni giuntati con manicotti esterni in acciaio S355 diametro 152.4 spessore 8 mm da eseguirsi dalla sommità arginale;
- smontaggio della scogliera e scavo lato fiume fino alla quota di circa -2.50 m dalla sommità arginale;
- realizzazione dei tiranti del 2° ordine realizzati con barra tipo Ischebeck Titan diametro 73/56 mm da 15 m di lunghezza totale posti ad interasse di 1.40 m con inclinazione di 38°;

- montaggio trave portatiranti metallica composta da 2 profili HEA 120 in acciaio S355 e serraggio dei tiranti
- completamento della demolizione della scogliera e dello scavo fino alla quota del fondo alveo attuale;
- rivestimento provvisorio della paratia con spritz beton
- realizzazione di un diaframma in pali di jet grouting diametro 80 cm interasse 65 cm spinti fino alla profondità di 5 m con inserimento in testa di armature di collegamento;
- realizzazione dei tiranti del 1° ordine realizzati in barra tipo Ischebeck Titan diametro 73/56 da 12 m di lunghezza totale posti ad interasse di 2.80 m con inclinazione di circa 38°;
- realizzazione di una trave testa pali da collegare al diaframma di jet grouting;
- realizzazione di rivestimento della paratia di micropali mediante una parete in calcestruzzo cementizio armato di 25 cm di spessore;
- realizzazione del cordolo in testa alla paratia;
- completamento dell'opera con recinzione da installare sul cordolo della paratia.

Difese in sponda sinistra (vedi Tav.6):

- scavo di regolarizzazione al piede del muro di sponda esistente;
- realizzazione di micropali diametro reso del foro 240 mm lunghezza 6 m interasse di 0.80 m armati con tubo in spezzoni giuntati con manicotti esterni in acciaio S355 diametro 139.7 spessore 8 mm;

- realizzazione dei tiranti del 1° ordine realizzati in barra tipo Ischebeck Titan diametro 73/56 mm da 10 m di lunghezza totale posti ad interasse di 4.80 m con inclinazione di circa 30°;
- realizzazione del 2° ordine di tiranti in barra tipo Ischebeck Titan diametro 73/56 mm da 10 m di lunghezza totale posti ad interasse di 2.40 m con inclinazione 30°;
- realizzazione di cordolo armato testa micropali e tiranti;
- realizzazione di muro in calcestruzzo cementizio armato di rivestimento del muro esistente di 25 cm di spessore con predisposizione di alloggiamento del tirante;
- completamento del muro con copertina in calcestruzzo cementizio armato estesa anche al vecchio muro ove possibile;

Relazione sui materiali

Per la realizzazione delle strutture verranno impiegati i seguenti materiali:

CALCESTRUZZO PER GETTI DI SOTTOFONDAZIONE

Calcestruzzo C12/15 N/mm²

Consistenza S3

D max 31.5 mm

CALCESTRUZZO STRUTTURE IN FONDAZIONE ED ELEVAZIONE

Calcestruzzo C28/35 N/mm²

Consistenza S3

D max 31.5 mm

Classe di esposizione XC4

ACCIAI

Tubi dei micropali:

S 355

$E_d = 21000 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico

$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ tensione caratteristica di snervamento

$f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$ resistenza minima ultima

Tiranti in barra Dywidag

St 950/1050

$f_{ptk} = 1050 \text{ N/mm}^2$

$f_p(1) = 950 \text{ N/mm}^2$

Tiranti in barra Ischebeck Titan

Barra Titan 73/56

Carico di rottura F_u 1035 KN

Forza di snervamento $F_{0.2k}$ 830 KN

Resistenza caratteristica $R_{m,k}$ 695 KN

Armatura delle opere in calcestruzzo cementizio:

B450C

$E_d = 21000 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico

$f_{ynom} = 450.00 \text{ N/mm}^2$ tensione nominale di snervamento

$f_{tnom} = 540.00 \text{ N/mm}^2$ resistenza nominale ultima

Input sismico

Vita nominale 100 anni
Classe d'uso III
Periodo di riferimento 150 anni

Coordinate (ED50)

Lat. 44.049080
Long 10.062504

Coefficiente topografico :T1

Categoria del suolo:

In conformità con quanto indicato nella relazione geologica si assume:

Categoria di suolo B

Per le verifiche della struttura
Si considerano i seguenti parametri:

SLV

Pvr	10%
Tr	1424 anni
a max/g	0.194
F ₀	2.379
T _c [*]	0.306 sec
kh	0.1032
kv	0.0516

SLD

Pvr	63%
Tr	151 anni
a max/g	0.085
F ₀	2.506
T _c [*]	0.277 sec
kh	0.0451
kv	0.0226

Coefficienti di cui al punto 7.11.6.3.2 delle NTC2008

α = secondo il grafico 7.11.2

β = secondo il grafico 7.11.3

Parametri geotecnici

I parametri geotecnici utilizzati per i calcoli sono stati desunti ed interpretati dalla *Relazione geologica integrativa* redatta dal geologo Luigi D'Argliano in data 24.01.2017 (a seguito della campagna geognostica integrativa eseguita dal 19.12.2016 al 30.12.2016).

Rispetto alla sezione geologica proposta, ai fini della modellazione geotecnica di calcolo sono state introdotte le seguenti schematizzazioni:

Non sono stati considerati efficaci i muri di sostegno e la scogliera in destra in quanto la geometria di queste strutture e quindi il contributo strutturale di queste non risulta definibile con certezza.

Non è stato considerato nella modellazione lo strato denominato "*Limi sabbiosi ghiaiosi*" che ha una permeabilità inferiore a quella dello strato "*Sabbie limose debolmente ghiaiose*" nel quale risulta confinato in quanto la reale estensione trasversale e longitudinale dello stesso risulta non definita.

La modellazione della scarpata lato fiume in destra, dove è presente il paramento inclinato della scogliera che poi verrà demolita, è stata fatta assegnando una coesione al materiale.

In estrema sintesi i materiali introdotti nel modello sono i seguenti

Riporto poco addensato

$\varphi = 29$	gradi	angolo di attrito;
$c = 0.00$	kN/mq	coesione;
$\gamma = 17.90$	kN/mc	peso specifico;
$\nu = 0.25$		coefficiente di Poisson
$E' = 16.6$	MPa	modulo elastico
$k = 1e-4$	m/s	coefficiente di permeabilità

Riporto addensato

$\varphi = 31$	gradi	angolo di attrito;
$c = 0.00$	kN/mq	coesione;
$\gamma = 19.00$	kN/mc	peso specifico;
$\nu = 0.25$		coefficiente di Poisson
$E' = 82.2$	MPa	modulo elastico
$k = 1e-4$	m/s	coefficiente di permeabilità

Argine e Scogliera in destra

$\varphi = 31$	gradi	angolo di attrito;
$c = 20$	kN/mq	coesione;
$\gamma = 19.00$	kN/mc	peso specifico;
$\nu = 0.25$		coefficiente di Poisson
$E' = 82.2$	MPa	modulo elastico
$k = 1e-4$	m/s	coefficiente di permeabilità

Sabbie limose debolmente ghiaiose

$\varphi = 31$	gradi	angolo di attrito;
$c = 0.00$	kN/mq	coesione;
$\gamma = 20.10$	kN/mc	peso specifico;
$\nu = 0.25$		coefficiente di Poisson
$E' = 62.3$	MPa	modulo elastico
$k = 7e-5$	m/s	coefficiente di permeabilità

Limi argillosi

$\varphi = 0$	gradi	angolo di attrito;
$c = 70.0$	kN/mq	coesione;
$\gamma = 18.00$	kN/mc	peso specifico;
$\nu = 0.25$		coefficiente di Poisson
$E' = 60.0$	MPa	modulo elastico
$k = 2e-6$	m/s	coefficiente di permeabilità

Ghiaie

$\varphi = 42$	gradi	angolo di attrito;
$c = 0.00$	kN/mq	coesione;
$\gamma = 20.00$	kN/mc	peso specifico;
$\nu = 0.25$		coefficiente di Poisson
$E' = 72.3$	MPa	modulo elastico
$k = 5e-4$	m/s	coefficiente di permeabilità

Coerentemente con quanto riportato nella Circolare esplicativa del 02.02.2009 n. 617 al paragrafo C.6.5.3.1.2 delle NTC 2008 è stato eseguito un *modello fisico* del problema con coefficienti A1 e A2 ed M1 e M2 unitari, applicando direttamente alle sollecitazioni i coefficienti maggiorativi del caso.

Valutazione di affidabilità dei codici di calcolo utilizzati

Le verifiche necessarie ai sensi del DM 14.01.2008 sono state eseguite con il programma **FLAC versione 8.0** posseduto con regolare **Licenza n. 213039014284760** prodotto dalla **ITASCA Consulting. Group di Minneapolis USA**

Il sottoscritto ha frequentato presso la società **Harpaceas di Milano** i corsi di istruzione per l'utilizzo del software.

Il programma è un solutore bidimensionale alle differenze finite specifico per la soluzione di una ampia gamma di problemi geotecnici e/o geomeccanici in campo di stati piani di tensione o di deformazione o di modelli axialsimmetrici.

Il programma gestisce materiali a comportamento lineare e non lineare con legami costitutivi precostituiti o particolari

Gli elementi strutturali di possibile utilizzo sono: **beam, cable, pile, liner, rockbolt, strip e support**

Il programma esegue analisi di filtrazione e consolidamento.

Nei manuali del programma sono presenti le descrizioni delle basi teoriche e degli algoritmi utilizzati per la soluzione del problema.

Sempre nei manuali dei programmi utilizzati sono presenti casi prova interamente risolti.

Per il caso in esame il programma consente di modellare adeguatamente le geometrie complesse delle difese di sponda che non possono essere adeguatamente modellate con i normali programmi di calcolo delle paratie.

Il programma è stato testato dal sottoscritto mediante la soluzione di svariati casi ed il confronto dei risultati con schematizzazioni semplificate ottenendo valori accettabili dei risultati.

Premesso quanto sopra si ritiene che, per il caso in esame, il software utilizzato sia appropriato ed affidabile.

Verifiche strutturali

Sono state individuate alcune sezioni tipo ritenute significative delle diverse situazioni geometriche che si verificano nel tratto interessato dai lavori del. **Lotto II**

In particolare, con riferimento alla planimetria ed alle sezioni sono state individuate le seguenti tipologie geometriche:

sponda destra tratto 1: terrapieno a tergo della difesa di sponda alla quota della sommità arginale;

sponda destra tratto 2 terrapieno a tergo della difesa di sponda posto alla quota del piano della segheria Vennai a circa - 4.50/5.00 m dalla sommità arginale;

sponda sinistra tratto 1 tratto corrente caratterizzato dalla quota a campagna variabile inserita nel modello a - 1.70 m dalla sommità arginale;

sponda sinistra tratto 2 in corrispondenza della rivendita di vernici e del laboratorio artigianale caratterizzata dalla quota a campagna a circa - 3.10 m dalla sommità arginale.

Considerate le geometrie riscontrate è stata individuata la seguente situazione ritenuta dimensionante per l'intervento da cui scaturiscono le combinazioni di carico relative:

Le azioni rilevanti ai fini della verifica strutturale delle difese di sponda sono le seguenti:

livello della piena con Tr 200 anni desunto dal modello idraulico del Prof. Seminara nel quale sono state introdotte alcune modifiche di dettaglio delle sezioni del tratto oggetto di studio che si sono rese necessarie per esigenze strutturali e logistiche;

spinta delle terre;

azione variabile sui piazzali posti a campagna rispetto alla difesa di sponda;

azione sismica.

Le modellazioni delle difese di sponda sono state eseguite per fasi costruttive tenendo conto delle sequenze costruttive come indicate negli elaborati grafici.

In relazione alle azioni sopra elencate sono state prese in considerazione dopo le fasi di costruzione le seguenti situazioni:

SITUAZIONE 1: Alveo vuoto sovraccarico sul piazzale di 20kN/mq;

SITUAZIONE 2: Alveo vuoto, sisma sovraccarico sul piazzale di 20 kN/mq con coefficiente $\psi = 0.5$;

2.1 Sisma 1 kv neg kh neg

2.2 Sisma 2 kv neg kh pos

2.3 Sisma 3 kv pos kh neg

2.4 Sisma 4 kv pos kh pos

SITUAZIONE 3: Livello della piena con Tr 200 anni coincidente con il livello della sommità arginale dell'argine in sinistra;

Le azioni sono state combinate con i coefficienti di cui alla Tab. 6.2.1 delle NTC2008

Nell' **Allegato A** si riportano gli schemi geometrici per le sezioni prese in esame

Con riferimento al punto 6.5.3.1.2 delle NTC2008 le verifiche ritenute significative per il caso in esame sono le seguenti:

SLU di tipo GEO UPL HYD:

9-g1) collasso per rotazione attorno ad un punto dell'opera;

10-g2) sifonamento;

11-g3) instabilità globale dell'insieme terreno opera;

12-g4) sfilamento di uno o più ancoraggi;

13-g5) collasso per carico limite verticale

SLU di tipo STR:

14-s1) raggiungimento della resistenza strutturale della paratia;

15-s2) raggiungimento della resistenza strutturale in uno o più ancoraggi

Poiché la verifica di instabilità globale dell'insieme terreno opera deve essere eseguita con la Combinazione 2 usando quindi i coefficienti A2+M2+R2, avendo inserito i pesi specifici fisici dei materiali (terreno ed acqua) sono stati invece normalizzati i carichi variabili moltiplicandoli per 1.5 e dividendoli per il coefficiente 1.3.

Il coefficiente di sicurezza minimo deve essere:

$$F_s > \gamma_\phi \cdot \gamma_R = 1,25 \cdot 1,1 = 1,38.$$

Le rimanenti verifiche sono state eseguite per le due combinazioni:

16-Combinazione 1 A1+M1+R1;

17-Combinazione 2 A2+M2+R1;

le verifiche dovranno soddisfare le seguenti disuguaglianze:

TIRANTI:

-Combinazione 1 A1+M1+R1

$$\gamma_\phi = 1.25 \quad \gamma_{ra} = 1.2$$

$$R_{ad} = R_{ak} / \gamma_{ra} = R_{ak} > S_d \times \gamma_\phi$$

-Combinazione 2 A2+M2+R1;

$$\gamma_{G/Q} = 1.3 \text{ (GEO)}; \gamma_{ra} = 1.2;$$

$$R_{ad} = R_{ak} / \gamma_{ra} = R_{ak} > S_d \times \gamma_{G/Q}$$

PALI:

-Combinazione 1 A1+M1+R1

$$\gamma_\phi = 1.25$$

$$R_{ad} > S_d \times \gamma_\phi$$

-Combinazione 2 A2+M2+R1;

$\gamma G/Q = 1.3$ (GEO);

$R_{ed} > S_d \times \gamma G/Q$

g1) collasso per rotazione attorno ad un punto dell'opera

La modellazione alle differenze finite 2D consente di individuare fenomeni di rottura del terreno che determinano il collasso per rotazione attorno ad un punto dell'opera.

Il codice di calcolo utilizzato ha una routine specifica per il calcolo del fattore di sicurezza FoS che viene determinato per iterazione riducendo progressivamente il valore dei parametri di resistenza del terreno.

g2) sifonamento;

La verifica a sifonamento del diaframma viene eseguita in termini di pressioni neutre come richiesto al punto 6.2.3.2 del DM 14.01.2008.

Da un punto di vista generale si osserva che nel Carrione è sempre presente un deflusso minimo.

La campagna geognostica integrativa ha permesso di rilevare una falda profonda nelle ghiaie che nel periodo di osservazione è risultata posta a circa -15.00 m dalla quota di sommità dell'argine in destra ed una falda superficiale nella formazione della sabbie limose che nel periodo di osservazione è risultata posta a circa -8.00 m dalla quota di sommità dell'argine in destra; Le due falde sono separate dallo strato dei limi argillosi.

Esiste pertanto una disconnessione tra i livelli idrici nell'alveo del Carrione ed i livelli della falda profonda, tuttavia alcuni fenomeni di sifonamento si sono chiaramente verificati nell'area circostante il condominio in particolare durante l'evento del 2014.

La modellazione idrogeologica viene eseguita mediante modellazione 2D alle differenze finite.

Dalle registrazioni dell'idrometro di Avenza durante gli eventi del 28.11.2012 e 05.11.2014 si rileva che le forme delle onde di piena del T. Carrione sono molto ripide e le altezze idriche prossime al colmo rimangono in essere al massimo per 2-3 ore



Evento del 28.11.2012



Evento del 05.11.2014

Ai fini della verifica è stata ipotizzato, a favore di sicurezza, la permanenza della quota di colmo della piena duecentennale per 7 ore

Nel tratto 2 della sponda destra è stata modellata la presenza di un diaframma impermeabile di 6 m di profondità da realizzarsi mediante jet-grouting

La verifica viene condotta tenendo conto dei coefficienti di cui alla Tabella 6.2.VI verificando che:

$$u_{inst,d} \leq \beta_{stb,d}$$

con

$$u_{inst,d} \text{ pressione neutra instabilizzante di progetto} = 1.3 \times u_{inst,k}$$

$$\sigma_{stb,d} \text{ tensione totale stabilizzante di progetto} = 0.9 \times \sigma_{stb,k}$$

$$u_{inst,k} \text{ pressione neutra calcolata}$$

$$\sigma_{stb,k} \text{ tensione totale calcolata}$$

Dall'esame dei modelli risulta che la pressione neutra in corrispondenza del piano campagna si mantiene sempre negativa pertanto la verifica è soddisfatta.

g3) instabilità globale dell'insieme terreno opera.

Sono state eseguite le verifiche di stabilità globale; la modellazione alle differenze finite 2D consente di individuare fenomeni di rottura del terreno che determinano il collasso dell'insieme terreno opera.

Il codice di calcolo utilizzato ha una routine specifica per il calcolo del fattore di sicurezza FoS che viene determinato per iterazione riducendo progressivamente il valore dei parametri di resistenza del terreno.

Nelle tabelle seguenti vengono riportati, per ogni sezione tipo di intervento i valori massimi delle caratteristiche di sollecitazione riscontrati negli elementi strutturali, il coefficiente di sicurezza nei confronti della stabilità globale ed i valori degli spostamenti nel punto di controllo posto in sommità di ciascuna paratia.

Modellazione sezione destra parte 1**Tiranti**

	Car. piazz	Sisma 1	Sisma 2	Sisma 3	Sisma 4	Q Tr 200
Tirante alto (kN)	-310.20	-261.00	-219.40	-282.00	-224.90	-158.20
Tirante basso (kN)	-33.96	-50.95	-42.68	-60.18	-48.67	-26.62

Beams e piles

		Car. piazz	Sisma 1	Sisma 2	Sisma 3	Sisma 4	Q Tr 200
Paratia rivest	N (kN/m)	+50.31	+38.15	+34.14	+41.32	+35.62	+24.18
	M (kNm/m)	-42.44	-27.46	-20.83	-27.14	-21.52	-18.20
Pali	N (kN)	+34.50	+25.40	+23.76	+28.17	+24.94	+16.89
	M (kNm)	+12.44	+11.55	+9.34	+12.35	+9.63	+8.10

Factor of safety

	Car. piazz	Sisma 1	Sisma 2	Sisma 3	Sisma 4	Q Tr 200
FoS	2.06	1.83	3.10	1.81	3.14	8.71

Spostamento orizzontale punto di controllo della paratia

Spostamento al termine della fase di costruzione = -4.95 cm

	Car. piazz	Sisma 1	Sisma 2	Sisma 3	Sisma 4	Q Tr 200
X disp (cm)	-7.42	-7.50	-4.98	-7.97	-5.03	-4.67

Modellazione sezione destra parte 2

La modellazione viene eseguita togliendo il contributo del terrapieno a tergo della paratia e del muro di sostegno, pertanto l'unica combinazione di carico che ha senso è la Q Tr 200.

Tiranti

	Car. piazz	Sisma 1	Sisma 2	Sisma 3	Sisma 4	Q Tr 200
Tirante alto (kN)						+166.30
Tirante basso (kN)						-188.50

Beams e piles

		Car. piazz	Sisma 1	Sisma 2	Sisma 3	Sisma 4	Q Tr 200
Paratia rivest	N (kN/m)						-14.76
	M (kNm/m)						-29.37
Pali	N (kN)						-62.74
	M (kNm)						-7.59

Factor of safety

	Car. piazz	Sisma 1	Sisma 2	Sisma 3	Sisma 4	Q Tr 200
FoS						2.27

Spostamento orizzontale punto di controllo della paratia

Spostamento al termine della fase di costruzione = -0.44 cm

	Car. piazz	Sisma 1	Sisma 2	Sisma 3	Sisma 4	Q Tr 200
X disp (cm)						+2.74

Modellazione sezione sinistra parte 1

Tiranti

	Car. piazz	Sisma 1	Sisma 2	Sisma 3	Sisma 4	Q Tr 200
Tirante alto (kN)	-53.35	-109.00	-35.84	-137.20	-109.00	+59.69
Tirante basso (kN)	-30.58	-147.70	-53.28	-156.90	-147.70	+76.21

Beams e piles

		Car. piazz	Sisma 1	Sisma 2	Sisma 3	Sisma 4	Q Tr 200
Paratia rivest	N (kN/m)	+8.433	+11.05	+5.579	+10.33	+11.05	-15.64
	M (kNm/m)	+9.538	+13.68	+9.381	+15.94	+8.562	-18.13
Pali	N (kN)	+6.01	+16.30	+4.545	+13.29	+16.30	-12.40
	M (kNm)	-11.39	-10.95	-10.06	-10.98	-10.63	-10.78

Factor of safety

	Car. piazz	Sisma 1	Sisma 2	Sisma 3	Sisma 4	Q Tr 200
FoS	3.03	4.31	2.22	4.38	2.18	13.51

Spostamento orizzontale punto di controllo della paratia

Spostamento al termine della fase di costruzione = 0.06cm

	Car. piazz	Sisma 1	Sisma 2	Sisma 3	Sisma 4	Q Tr 200
X disp (cm)	-0.06	-0.31	+0.80	-0.40	+0.83	-0.42

Modellazione sezione sinistra parte 2**Tiranti**

	Car. piazz	Sisma 1	Sisma 2	Sisma 3	Sisma 4	Q Tr 200
Tirante alto (kN)	-21.50	-52.40	-12.51	-62.69	-11.13	+153.00
Tirante basso (kN)	-13.83	-152.50	-30.58	-155.90	-23.64	+81.99

Beams e piles

		Car. piazz	Sisma 1	Sisma 2	Sisma 3	Sisma 4	Q Tr 200
Paratia rivest	N (kN/m)	+1.303	+0.284	+0.759	+3.006	+1.499	-21.80
	M (kNm/m)	-3.941	-10.20	-4.694	-13.09	6.766	-30.81
Pali	N (kN)	+0.872	+9.493	-0.645	+6.124	-0.238	-18.72
	M (kNm)	+0.683	-0.94	+2.709	-0.958	+4.718	+1.955

Factor of safety

	Car. piazz	Sisma 1	Sisma 2	Sisma 3	Sisma 4	Q Tr 200
FoS	3.68	5.34	2.61	5.55	2.58	6.45

Spostamento orizzontale punto di controllo della paratia

Spostamento al termine della fase di costruzione = -0.06 cm

	Car. piazz	Sisma 1	Sisma 2	Sisma 3	Sisma 4	Q Tr 200
X disp (cm)	-0.06	-0.31	+0.80	-0.40	+0.83	-0.42

g4) sfilamento di uno o più ancoraggi.**Carico limite sfilamento bulbo di ancoraggio:**

In questo caso il carico limite si calcola con la seguente formula (Schneebeli):

$$N_u = \sigma'_n \cdot K \cdot A_b + c_s \cdot A_b$$

nella precedente formula il significato dei simboli è il seguente:

σ'_n è la tensione effettiva agente nel centro del bulbo di ancoraggio;

K è un coefficiente che rappresenta, mediamente e per l'intera lunghezza, l'interazione tra bulbo e terreno (vedi tabella);

A_b è la superficie del bulbo a contatto con il terreno, valutata con la seguente formula:

$$A_b = \pi \cdot D \cdot L_b$$

dove D è il diametro del bulbo e L_b è la lunghezza del bulbo.

ca è l' adesione all' interfaccia tra bulbo e terreno.

ϕ	K
20°	1,3
30°	5,5
40°	30,00

Carico limite collasso adesione interfaccia bulbo - acciaio:

$$N_u = \pi \cdot D_b \cdot L_b \cdot \tau_{ad}$$

Da è il diametro dell' armatura che costituisce il tirante;

Lb è la lunghezza del bulbo di ancoraggio;

tud è la resistenza ultima di adesione tra acciaio e calcestruzzo, ed è espressa come: $2.25 \cdot \eta \cdot (\text{Resistenza di calcolo a trazione della malta})$. $\eta = 1$ per barre di diametro inferiori a 32mm, $\eta = (132 - \text{Diametro armatura})/100$ per barre di diametro superiore.

Opera in destra tratto 1:

Tirante alto:

Trazione

Sd max = -310.2 kN x 1.30 (STR) = -403.3 kN (cmb A1+M1+R1)

Sd max = -310.2 kN x 1.25 (GEO) = -387.8 kN (cmb A2+M2+R1)

Barra tipo Dywit diametro 32 mm

L totale 15 m

L fondazione 8 m

L parte libera 7 m

Diametro reso del foro 150 mm

Terreno fondazione: Sabbie limose debolmente ghiaiose

Caratteristiche:

$\phi = 31$	gradi	angolo di attrito;
$c = 0.00$	kN/mq	coesione;
$\gamma = 20.10$	kN/mc	peso specifico;

$\gamma' = 10.00 \text{ kN/mc}$ peso specifico sommerso;

Profondità media fondazione dal p.c. 9.50 m

Altezza falda al p.c.

$\sigma' = 95 \text{ kN/mq}$

$K = 4$

$A_b = 3.76 \text{ mq}$

Tensione di aderenza bulbo – barra

$\tau = 1000 \text{ kN/mq}$

$R_{ac \text{ bulbo}} = 1428.8 \text{ kN}$

$R_{ac \text{ aderenza}} = 3760.0 \text{ kN}$

$R_{ac \text{ fond}} = 1428.8 \text{ kN}$

$R_{ak} = \min ((R_{ac_{\max}} / \xi_3); (R_{ac_{\min}} / \xi_4))$

A favore di sicurezza si pone $\xi_3 = \xi_4 = 1.8$

$R_{ak} = 793.8 \text{ Kn}$

$\gamma_{ra} = 1.2$

$R_{ad} = R_{ak} / \gamma_{ra} = 661.5 \text{ kN} > S_d \text{ max} = 403.3 \text{ kN}$

Tirante basso:

Trazione

$$S_d \max = -60.18 \text{ kN} \times 1.25 = -75.2 \text{ kN (cmb SISMA A2+M2+R1)}$$

Barra tipo Dywit diametro 32 mm

L totale 12 m

L fondazione 6 m

L parte libera 6 m

Diametro reso del foro 150 mm

Terreno fondazione: Sabbie limose debolmente ghiaiose

Caratteristiche:

$\varphi = 31$	gradi	angolo di attrito;
$c = 0.00$	kN/mq	coesione;
$\gamma = 20.10$	kN/mc	peso specifico;
$\gamma' = 10.00$	kN/mc	peso specifico sommerso;

Profondità media fondazione dal p.c. 11.00 m

Altezza falda al p.c.

$$\sigma' = 110 \text{ kN/mq}$$

$$K = 4$$

$$A_b = 2.82 \text{ mq}$$

Tensione di aderenza bulbo – barra

$$\tau = 1000 \text{ kN/mq}$$

$$R_{ac \text{ bulbo}} = 1245.2 \text{ kN}$$

$$R_{ac \text{ aderenza}} = 2820.0 \text{ kN}$$

$$R_{ac \text{ fond}} = 1245.2 \text{ kN}$$

$$R_{ak} = \min ((R_{ac \max} / \xi_3); (R_{ac \min} / \xi_4))$$

A favore di sicurezza si pone $\xi_3 = \xi_4 = 1.8$

$$R_{ak} = 691.8 \text{ KN}$$

$$\gamma_{ra} = 1.2$$

$$R_{ad} = R_{ak} / \gamma_{ra} = 576.5 \text{ kN} > S_d \max = 75.2 \text{ kN}$$

Opera in destra tratto 2:

Barra alta:

Compressione

$$N_d \max = 166.3 \text{ kN} \times 1.30 \text{ (GEO)} = 216.2 \text{ kN (cmb A1+M1+R1)}$$

Barra tipo TITAN 73/56 mm

L totale 15 m

L fondazione 8 m

L parte libera 7 m

Diametro reso del foro d_s 150 mm

Terreno fondazione: Sabbie limose debolmente ghiaiose

Caratteristiche:

$\varphi = 31$	gradi	angolo di attrito;
$c = 0.00$	kN/mq	coesione;
$\gamma = 20.10$	kN/mc	peso specifico;
$\gamma' = 10.00$	kN/mc	peso specifico sommerso;

Calcolo della portata ultima con approccio di *Bustamante e Doix (1985)*.

$$Q_{lim} = P + S = P + \pi d_s L_s s$$

$$P = 0.15 S$$

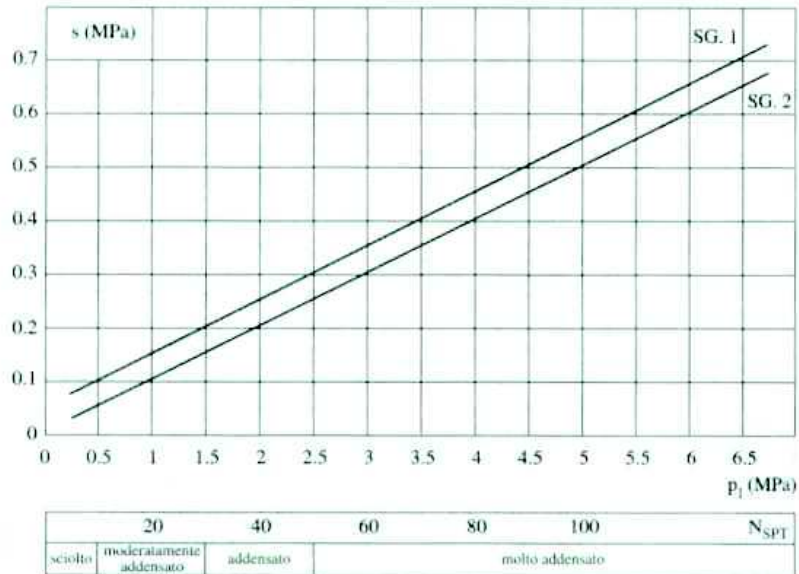
Assumendo $L_s = 12 \text{ m}$

CARICO LIMITE

Micropali

Approccio di Bustamante e Doix (1985)

Sabbie limose
-
Ghiaie



Assumendo $s = 0.15$ Mpa

$Q_{lim\ lat} = 848.3$ kN

$Q_{lim\ pun} = 127.2$ kN

A favore di sicurezza si pone $\xi_3 = \xi_4 = 1.7$

$Q_{k\ lat} = 499.0$ kN

$Q_{k\ pun} = 74.8$ kN

Compressione:

$R_d = Q_{k\ lat}/1.45 + Q_{k\ pun}/1.7 = 388.1$ kN > $N_{d\ max} = 216.2$ kN

Trazione:

$R_d = Q_{k\ lat}/1.6 = 311.9$ kN

Barra bassa:

Trazione

$$S_d \max = -188.5 \text{ kN} \times 1.30 \text{ (STR)} = -241.1 \text{ kN (cmb A1+M1+R1)}$$

Barra tipo Dywit diametro 32 mm

L totale 12 m

L fondazione 6 m

L parte libera 6 m

Diametro reso del foro 150 mm

Terreno fondazione: Sabbie limose debolmente ghiaiose

Caratteristiche:

$\varphi = 31$	gradi	angolo di attrito;
$c = 0.00$	kN/mq	coesione;
$\gamma = 20.10$	kN/mc	peso specifico;
$\gamma' = 10.00$	kN/mc	peso specifico sommerso;

Calcolo della portata ultima con approccio di *Bustamante e Doix (1985)*.

$$Q_{lim} = P + S = P + \pi ds L_s s$$

$$P = 0.15 S$$

Assumendo $L_s = 12 \text{ m}$

Assumendo $s = 0.15 \text{ Mpa}$

$$Q_{lim \text{ lat}} = 848.3 \text{ kN}$$

$$Q_{lim \text{ pun}} = 127.2 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si pone $\xi_3 = \xi_4 = 1.7$

$$Q_{k \text{ lat}} = 499.0 \text{ kN}$$

$$Q_{k \text{ pun}} = 74.8 \text{ kN}$$

Compressione:

$$R_d = Q_{k \text{ lat}}/1.45 + Q_{k \text{ pun}}/1.7 = 388.1 \text{ kN} > N_d \max = 216.2 \text{ kN}$$

Trazione:

$$R_d = Q_{k \text{ lat}}/1.6 = 311.9 \text{ kN} > S_d \max = 241.1 \text{ kN}$$

Opera in sinistra tratto 1:

Tirante basso:

Compressione

$$N_d \max = 76.21 \text{ kN} \times 1.30 \text{ (STR)} = 99.10 \text{ kN (cmb A1+M1+R1)}$$

Trazione

$$S_d \max = -156.9 \text{ kN} \times 1.25 \text{ (GEO)} = -196.1 \text{ kN (cmb SISMA A2+M2+R1)}$$

Tirante alto:

Compressione

$$N_d \max = 59.69 \text{ kN} \times 1.30 \text{ (STR)} = 77.6 \text{ kN (cmb A1+M1+R1)}$$

Trazione

$$S_d \max = -137.2 \text{ kN} \times 1.25 \text{ (GEO)} = -178.4 \text{ kN (cmb SISMA A2+M2+R1)}$$

Barra tipo Ischebeck Titan 73/56 mm

L totale 12 m

Diametro reso del foro 150 mm

Terreno fondazione: Sabbie limose debolmente ghiaiose

Caratteristiche:

$\varphi = 31$	gradi	angolo di attrito;
$c = 0.00$	kN/mq	coesione;
$\gamma = 20.10$	kN/mc	peso specifico;
$\gamma' = 10.00$	kN/mc	peso specifico sommerso;

Calcolo della portata ultima con approccio di *Bustamante e Doix (1985)*.

$$Q_{lim} = P + S = P + \pi d s L_s s$$

$$P = 0.15 S$$

Assumendo $s = 0.15 \text{ Mpa}$

$$Q_{lim \text{ lat}} = 848.3 \text{ kN}$$

$$Q_{lim \text{ pun}} = 127.2 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si pone $\xi_3 = \xi_4 = 1.7$

$$Q_k \text{ lat} = 499.0 \text{ kN}$$

$$Q_k \text{ pun} = 74.8 \text{ kN}$$

Compressione:

$$R_d = Q_k \text{ lat}/1.45 + Q_k \text{ pun}/1.7 = 388.1 \text{ kN} > N_d \text{ max} = 99.1 \text{ kN}$$

Trazione:

$$R_d = Q_k \text{ lat}/1.6 = 311.9 \text{ kN} > S_d \text{ max} = 196.1 \text{ kN}$$

Opera in sinistra tratto 2:

Tirante basso:

Compressione

$$N_d \text{ max} = 81.99 \text{ kN} \times 1.30 \text{ (STR)} = 106.6 \text{ kN (cmb A1+M1+R1)}$$

Trazione

$$S_d \text{ max} = -155.9 \text{ kN} \times 1.25 \text{ (GEO)} = -194.9 \text{ kN (cmb SISMA A2+M2+R1)}$$

Tirante alto:

Compressione

$$N_d \text{ max} = 153 \text{ kN} \times 1.30 \text{ (STR)} = 198.9 \text{ kN (cmb A1+M1+R1)}$$

Trazione

$$S_d \text{ max} = -52.4 \text{ kN} \times 1.25 \text{ (GEO)} = -65.5 \text{ kN (cmb SISMA A2+M2+R1)}$$

Compressione:

$$R_d = 388.1 \text{ kN} > N_d \text{ max} = 198.9 \text{ kN}$$

Trazione:

$$R_d = 311.9 \text{ kN} > S_d \text{ max} = 194.9 \text{ kN}$$

g5) collasso per carico limite verticale.

Opera in destra:

Compressione:

$$N_d \max = 50.31 \text{ kN} \times 1.3 \text{ (STR)} = 65.4 \text{ kN (A1+M1+R1)}$$

Tubo 152.4 spessore 8 mm mm

L totale 11 m

Diametro reso del foro 240 mm

Lunghezza interrata 5.00 m

Terreno fondazione: Sabbie limose debolmente ghiaiose

Caratteristiche

$\varphi = 31$	gradi	angolo di attrito;
$c = 0.00$	kN/mq	coesione;
$\gamma = 20.10$	kN/mc	peso specifico;
$\gamma' = 10.00$	kN/mc	peso specifico sommerso;

Calcolo della portata ultima con approccio di *Bustamante e Doix (1985)*.

$$Q_{lim} = P + S = P + \pi ds Ls s$$

$$P = 0.15 S$$

Assumendo $s = 0.15 \text{ Mpa}$

$$Q_{lim \text{ lat}} = 565.5 \text{ kN}$$

$$Q_{lim \text{ pun}} = 84.8 \text{ Kn}$$

A favore di sicurezza si pone $\xi_3 = \xi_4 = 1.7$

$$Q_{k \text{ lat}} = 332.6 \text{ kN}$$

$$Q_{k \text{ pun}} = 49.9 \text{ kN}$$

Compressione:

$$R_d = Q_{k \text{ lat}}/1.45 + Q_{k \text{ pun}}/1.7 = 258.7 \text{ kN} > N_d \max = 65.4 \text{ kN}$$

Trazione:

$$R_d = Q_{k \text{ lat}}/1.6 = 207.9 \text{ kN}$$

Opera in sinistra:

Compressione

$$N_d \max = 16.3 \text{ kN} \times 1.25 \text{ (GEO)} = 20.4 \text{ kN (cmb SISMA A2+M2+R1)}$$

Trazione

$$S_d \max = -18.72 \text{ kN} \times 1.30 \text{ (STR)} = -24.3 \text{ kN (cmb A1+M1+R1)}$$

Tubo 139.7 spessore 8 mm mm

L totale 6 m

Diametro reso del foro 240 mm

Lunghezza interrata 5.0 m

Terreno fondazione: Sabbie limose debolmente ghiaiose

Caratteristiche

$\varphi = 31$	gradi	angolo di attrito;
$c = 0.00$	kN/mq	coesione;
$\gamma = 20.10$	kN/mc	peso specifico;
$\gamma' = 10.00$	kN/mc	peso specifico sommerso;

Calcolo della portata ultima con approccio di *Bustamante e Doix (1985)*.

$$Q_{lim} = P + S = P + \pi ds Ls s$$

$$P = 0.15 S$$

Assumendo $s = 0.15 \text{ Mpa}$

$$Q_{lim \text{ lat}} = 565.5 \text{ kN}$$

$$Q_{lim \text{ pun}} = 84.8 \text{ Kn}$$

A favore di sicurezza si pone $\xi_3 = \xi_4 = 1.7$

$$Q_{k \text{ lat}} = 332.6 \text{ kN}$$

$$Q_{k \text{ pun}} = 49.9 \text{ kN}$$

Compressione:

$$R_d = Q_{k \text{ lat}}/1.45 + Q_{k \text{ pun}}/1.7 = 258.7 \text{ kN} > N_d \max = 20.4 \text{ kN}$$

Trazione:

$$R_d = Q_{k \text{ lat}}/1.6 = 207.9 \text{ kN} > S_d \max = -24.3 \text{ kN}$$

s1) raggiungimento della resistenza strutturale;

Opera in destra:

Tirante Tratto 1:

Armatura metallica:

Barra tipo Dywit diametro 32 mm

$$S_d \max = -310.2 \text{ Kn} \times 1.30(\text{STR}) = 403.3 \text{ kN}$$

$$A_a = 803.8 \text{ mm}^2$$

$$R_d = A_a f_{yk}/\gamma_a = 643 \text{ kN} > N_d \max = 403.3 \text{ kN}$$

Tirante/Puntone Tratto 2

Armatura metallica:

Barra tipo TITAN 73/56

Trazione

$$S_d \max = -188.5 \text{ kN} \times 1.30 (\text{STR}) = -241.1 \text{ kN (cmb A1+M1+R1)}$$

Resistenza caratteristica $R_{m,k}$ 695 kN

$$R_d 579 \text{ kN} > 241.1 \text{ kN}$$

Compressione

$$N_d \max = 166.3 \text{ kN} \times 1.30 (\text{GEO}) = 216.2 \text{ kN (cmb A1+M1+R1)}$$

Calcolo del carico critico

$$P_{crit} = 8 \sqrt{s E_p J_p}$$

s = resistenza tangenziale

$$s = 0.15 \text{ MPa}$$

Calcolo delle caratteristiche della sezione, sezione omogeneizzata all'acciaio:

Modulo elastico acciaio $E_p = 206.000 \text{ MPa}$

$$\text{Momento di inerzia del tubo } J_t = \pi (R^4 e - R^4 i)/4$$

Tubo $\varnothing 73$ spessore 8.5

$$J_t = 91.08 \text{ cm}^4$$

Si trascura il riempimento in cls

Calcolo del carico critico:

$$P_{crit} = 8 \sqrt{(150000 \times 206000E6 \times 91.08E-8)} = 1341 \text{ kN}$$

Carico limite di progetto per instabilità:

$$P_d = P_{crit}/3 = 447.1 \text{ kN} > N_p \text{ sforzo del puntone } 216.2 \text{ kN}$$

Micropalo:

Armatura metallica

Tubo 152.4 spessore 8 mm in acciaio S355

$$N_d \text{ max} = +34.5 \text{ kN} \times 1.30 \text{ (STR)} = 44.85 \text{ kN}$$

$$M_d \text{ max} = 12.44 \text{ kNm} \times 1.30 \text{ (STR)} = 16.17 \text{ kNm}$$

$$\sigma_d \text{ max} = 142.3 \text{ N/mm}^2 < 308.7 \text{ N/mm}^2$$

Rivestimento

Parete da 25 cm

Armatura costituita da barre verticali diametro 16 mm poste ad interasse di 25 cm e barre orizzontali diametro 12 poste ad interasse di 25 cm su entrambi i lati con 9 collegamenti a mq diametro 8 mm:

SLU:

$$N_d \text{ max} = 50.31 \text{ kN/m} \times 1.30 \text{ (STR)} = 65.4 \text{ kN/m}$$

$$M_d \text{ max} = -42.44 \text{ kNm/m} \times 1.30 \text{ (STR)} = -55.17 \text{ kNm/m}$$

SLE Frequenti:

$$N_d \text{ max} = 50.31 \text{ kN/m}$$

$$M_d \text{ max} = -42.44 \text{ kNm/m}$$

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per M_{xu} , M_{yu} e N_u proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto M_{xu} , M_{yu} assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con N_u costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	65.4	55.2	0.0	P	86.7	73.2	0.0	0.750	OK
				M	4116.5	55.1	0.0	0.020	
				N	65.4	71.2	0.0	0.770	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	65.4	55.2	0.0	P	86.7	73.2	0.0	0.750	OK

1	65.4	55.2	0.0	M	4116.5	55.1	0.0	0.020	OK
1	65.4	55.2	0.0	N	65.4	71.2	0.0	0.770	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0.40$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
2 OK	42.4	0.0	50.3	0.35	0.86

Verifiche fuori dal piano:

Trave metallica porta tiranti composta da due HEB140 in acciaio S355

$$S_d \max = -310.2 \text{ kN} \times 1.30(\text{STR}) = 403.3 \text{ kN}$$

Inclinazione dei tiranti 30°

Luce $l = 2.80 \text{ m}$

Carico distribuito $p = 144.04 \text{ kN/m}$

$$P_x = 113.5 \text{ kN/m}$$

$$P_y = 88.7 \text{ kN/m}$$

A favore di sicurezza si considera l'azione flettente dovuta alla componente orizzontale del carico agente solo sulle travi portatiranti.

$$M_x = 111.23 \text{ kN/m}$$

$$W_x = 216 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = M_x / W_x = 257.5 \text{ N/mm}^2 < 308.7 \text{ N/mm}^2$$

Opera in sinistra:

Tirante basso:

Compressione

$$N_d \max = 76.21 \text{ kN} \times 1.30 \text{ (STR)} = 99.10 \text{ kN (cmb A1+M1+R1)}$$

Trazione

$$S_d \max = -156.9 \text{ kN} \times 1.25 \text{ (GEO)} = -196.1 \text{ kN (cmb SISMA A2+M2+R1)}$$

Tirante alto:

Compressione

$$N_d \max = 59.69 \text{ kN} \times 1.30 \text{ (STR)} = 77.6 \text{ kN (cmb A1+M1+R1)}$$

Trazione

$$S_d \max = -137.2 \text{ kN} \times 1.25 \text{ (GEO)} = -178.4 \text{ kN (cmb SISMA A2+M2+R1)}$$

Armatura metallica:

Barra tipo TITAN 73/56

Trazione

Resistenza caratteristica $R_{m,k}$ 695 kN

$$R_d 579 \text{ kN} > 196.1 \text{ kN}$$

Compressione

Calcolo del carico critico

$$P_{crit} = 8 \sqrt{s E_p J_p}$$

s = resistenza tangenziale

$$s = 0.15 \text{ MPa}$$

Calcolo delle caratteristiche della sezione, sezione omogeneizzata all'acciaio:

Modulo elastico acciaio $E_p = 206.000 \text{ MPa}$

$$\text{Momento di inerzia del tubo } J_t = \pi (R^4 e - R^4 i) / 4$$

Tubo $\varnothing 73$ spessore 8.5

$$J_t = 91.08 \text{ cm}^4$$

Si trascura il riempimento in cls

Calcolo del carico critico:

$$P_{crit} = 8 \sqrt{(150000 \times 206000E6 \times 91.08E-8)} = 1341 \text{ kN}$$

Carico limite di progetto per instabilità:

$$P_d = P_{crit}/3 = 447.1 \text{ kN} > N_p \text{ sforzo del puntone } 99.10 \text{ kN}$$

Micropalo:

Armatura metallica

Tubo 139.7 spessore 8 mm in acciaio S355

$$N_d = 6.01 \text{ kN} \times 1.30 \text{ (STR)} = 7.81 \text{ kN}$$

$$M_d \text{ max} = 11.39 \text{ kNm} \times 1.30 \text{ (STR)} = 14.81 \text{ kNm}$$

$$\sigma_d \text{ max} = 146.1 \text{ N/mm}^2 < 308.7 \text{ N/mm}^2$$

$$N_d \text{ max} = 16.3 \text{ kN} \times 1.30 \text{ (STR)} = 21.19 \text{ kN}$$

$$M_d = 10.95 \text{ kNm} \times 1.30 \text{ (STR)} = 14.24 \text{ kNm}$$

$$\sigma_d \text{ max} = 143.9 \text{ N/mm}^2 < 308.7 \text{ N/mm}^2$$

$$N_d \text{ min} = -18.72 \text{ kN} \times 1.30 \text{ (STR)} = -24.34 \text{ kN}$$

$$M_d = 1.96 \text{ kNm} \times 1.30 \text{ (STR)} = 2.55 \text{ kNm}$$

$$\sigma_d \text{ max} = 32.1 \text{ N/mm}^2 < 308.7 \text{ N/mm}^2$$

Rivestimento

Parete da 25 cm

Armatura costituita da barre diametro 12 mm poste a maglia 25 x 25 su entrambi i lati con 9 collegamenti a mq diametro 8 mm

SLU:

$$N_d \text{ max} = -21.8 \text{ kN/m} \times 1.30 \text{ (STR)} = 28.34 \text{ kN/m}$$

$$M_d \text{ max} = -30.81 \text{ kNm/m} \times 1.30 \text{ (STR)} = -40.05 \text{ kNm/m}$$

SLE Rare:

$$N_d \text{ max} = -21.8 \text{ kN/m}$$

$$M_d \text{ max} = -30.81 \text{ kNm/m}$$

Risulta:

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per M_{xu} , M_{yu} e N_u proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto M_{xu} , M_{yu} assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con N_u costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	28.3	40.1	0.0	P	28.8	40.7	0.0	0.980	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	28.3	40.7	0.0	0.980	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	28.3	40.1	0.0	P	28.8	40.7	0.0	0.980	OK
1	28.3	40.1	0.0	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
1	28.3	40.1	0.0	N	28.3	40.7	0.0	0.980	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 12420.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000.0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	30.8	0.0	21.8	-6344.4	0.51	320557.0	0.89

Verifica fuori del piano

Tirante alto

SLU

$S_d \max = -137.2 \text{ kN} \times 1.25 \text{ (GEO)} = -178.4 \text{ kN}$ (cmb SISMA A2+M2+R1)

Interasse tiranti 2.40 m

Carico distribuito:

$$q = 178.4 / 2.40 = 74.33$$

Momento:

$$q \times L^2 / 8 = 53.51 \text{ kNm}$$

SLE

$S_d \max = -53.35 \text{ kN}$

Interasse tiranti 2.40 m

Carico distribuito:

$$q = 53.35 / 2.40 = 22.23$$

Momento:

$$q \times L^2 / 8 = 16.01 \text{ kNm}$$

Considerando una sezione 1.00 x 0.25 m armata con 4 + 4 ferri diametro 16 mm
risulta:

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
Verifica per M_{xu} , M_{yu} e N_u proporzionali (sigla verifica: P)
Verifica con rapporto M_{xu} , M_{yu} assegnato (sigla verifica: M)
Verifica con N_u costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0.0	53.5	0.0	P	0.0	62.6	0.0	0.850	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0.0	62.6	0.0	0.850	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0.0	53.5	0.0	P	0.0	62.6	0.0	0.850	OK
1	0.0	53.5	0.0	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
1	0.0	53.5	0.0	N	0.0	62.6	0.0	0.850	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0.40 \text{ mm}$ (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
2 OK	16.0	0.0	0.0	0.00	0.00

Punzonamento:

Trazione:

$S_d \max = -137.2 \text{ kN} \times 1.25 \text{ (GEO)} = -178.4 \text{ kN}$ (cmb SISMA A2+M2+R1)

Area di distribuzione delle tensioni:

$L = 500 \text{ mm}$

$s = 250 \text{ mm}$

$A = 4 \times L \times s = 5E5 \text{ mm}^2$

$f_t = S_d/A = 0.36 \text{ N/mm}^2 < f_{ctd} = 1.29 \text{ N/mm}^2$

Stabilità nei confronti della liquefazione

La verifica è allegata alla Relazione geologica integrativa (ALL 2). Il metodo di verifica scelto è quello di SEED & IDRISS che prevede la stima della resistenza ciclica alla liquefazione CSR e della capacità di resistenza del terreno alla liquefazione espressa dal rapporto di resistenza ciclica CRR.

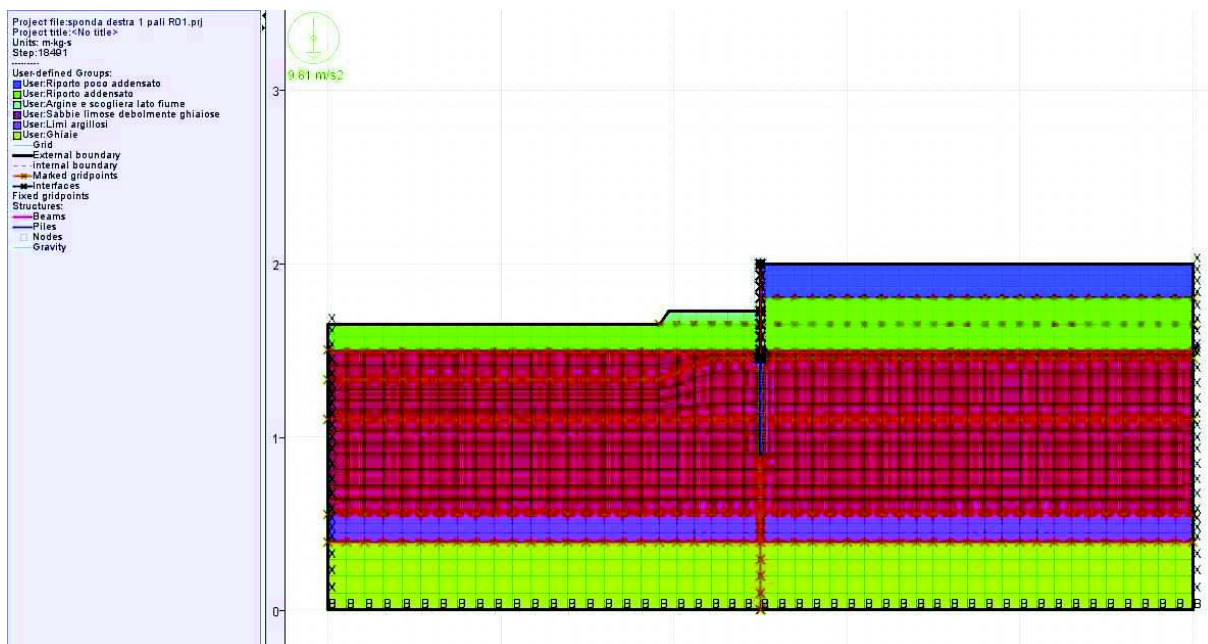
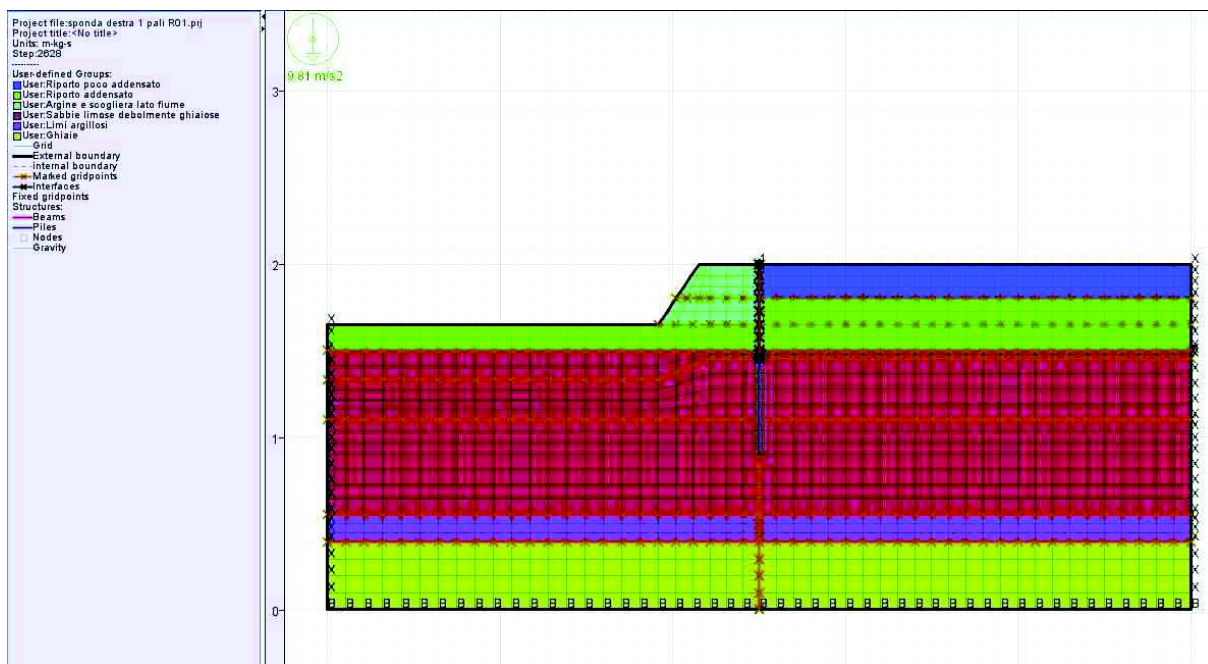
Dalla analisi effettuata tutti gli strati in sinistra ed in destra non risultano potenzialmente liquefacibili ad eccezione del solo primo strato di circa 2.00 di "*riporto poco addensato*" presente in sponda destra. Si rileva però che lo strato in questione non è posto alla quota del piano campagna ma in sommità del rilevato arginale.

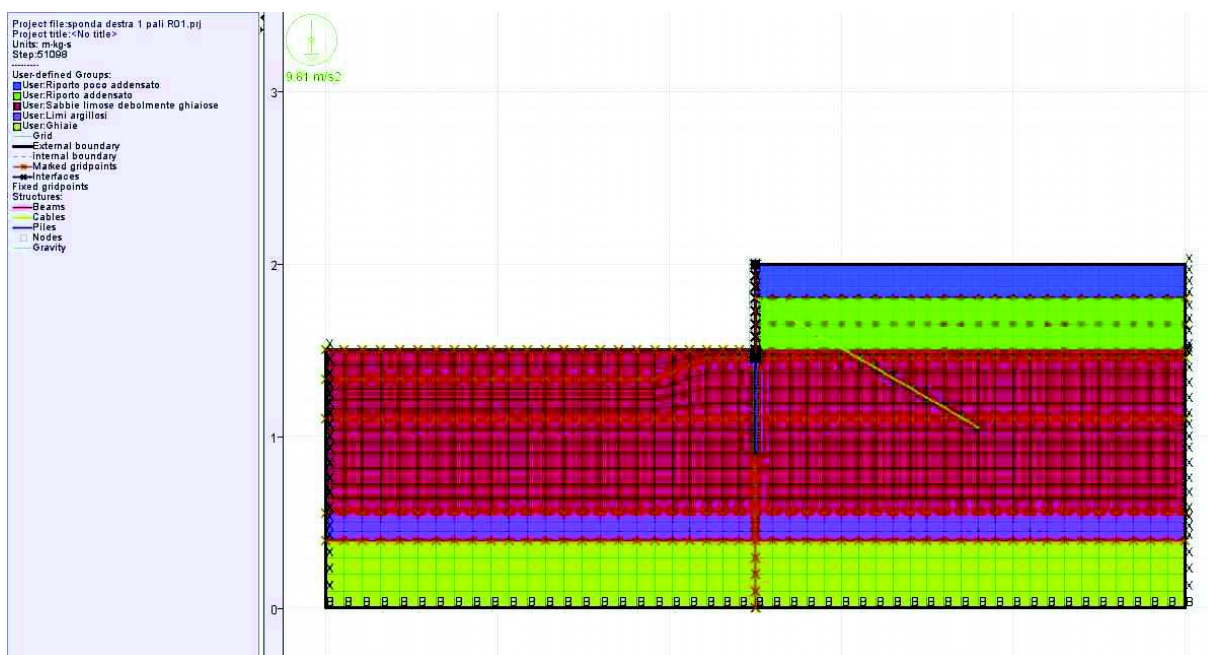
La quota della falda superficiale al momento delle indagini è risultata a -8.30 m dalla sommità arginale ed anche ipotizzandone la risalita in condizioni dinamiche fino al piano campagna questa risulterebbe ancora 3 m più profonda dello strato in questione.

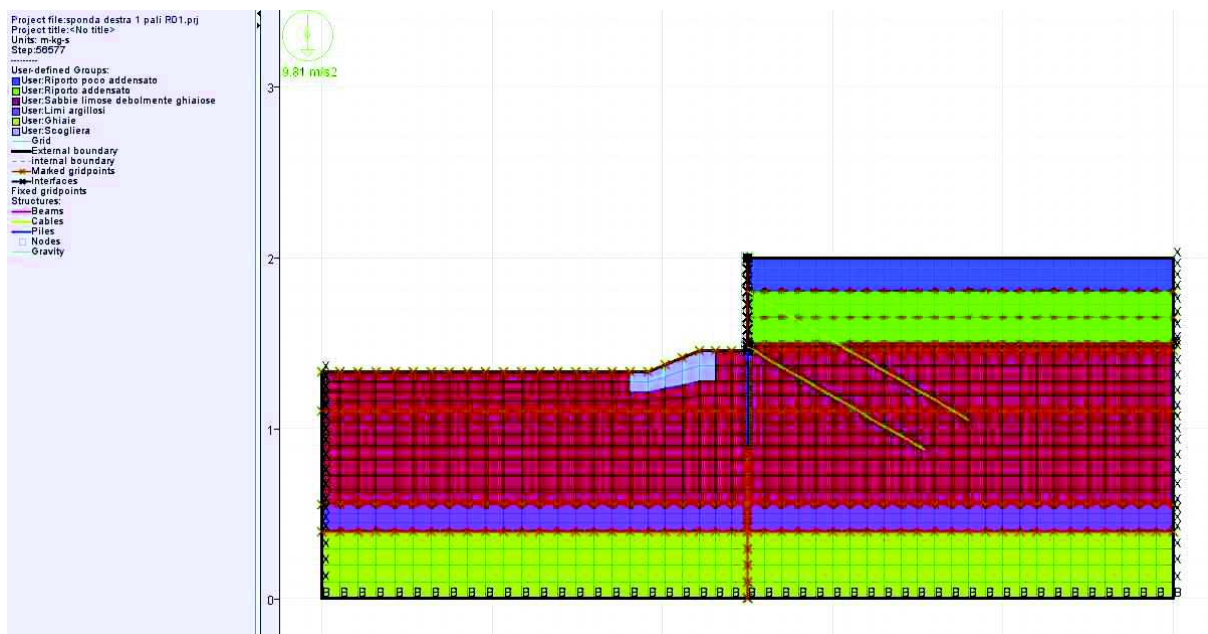
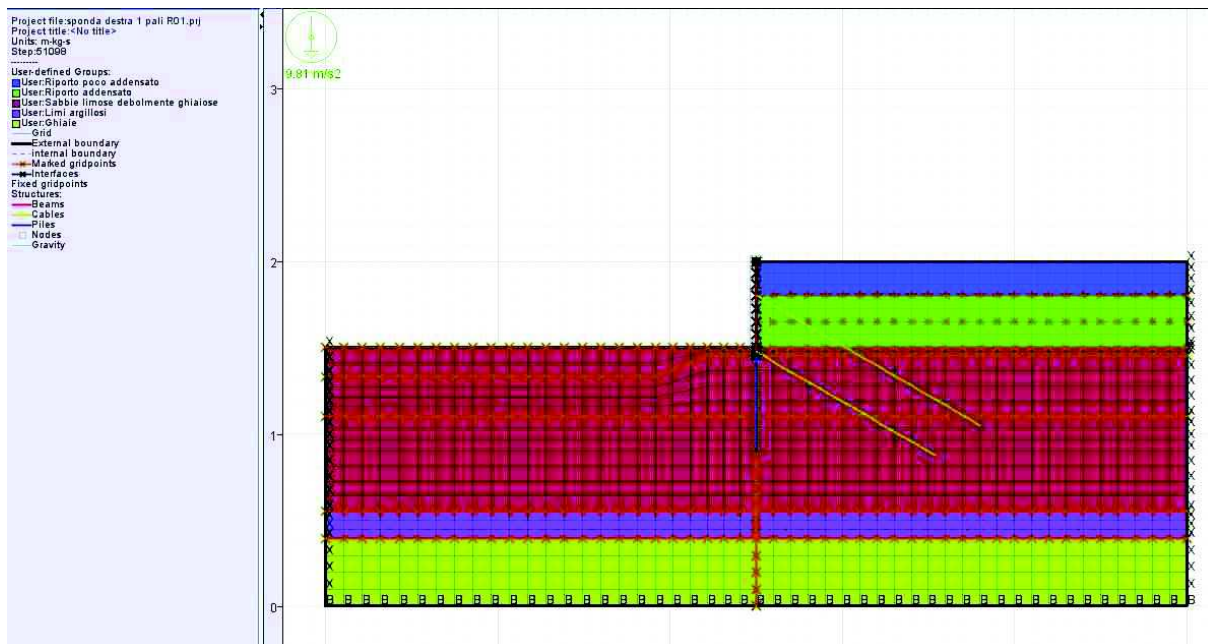
Lucca, 15.02.2017

Ing. Marco Giovanni Ceccarelli

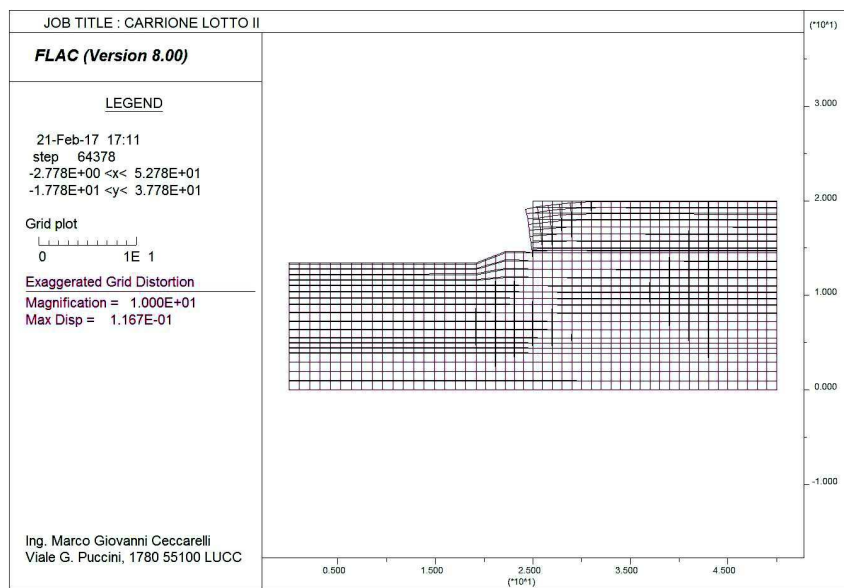
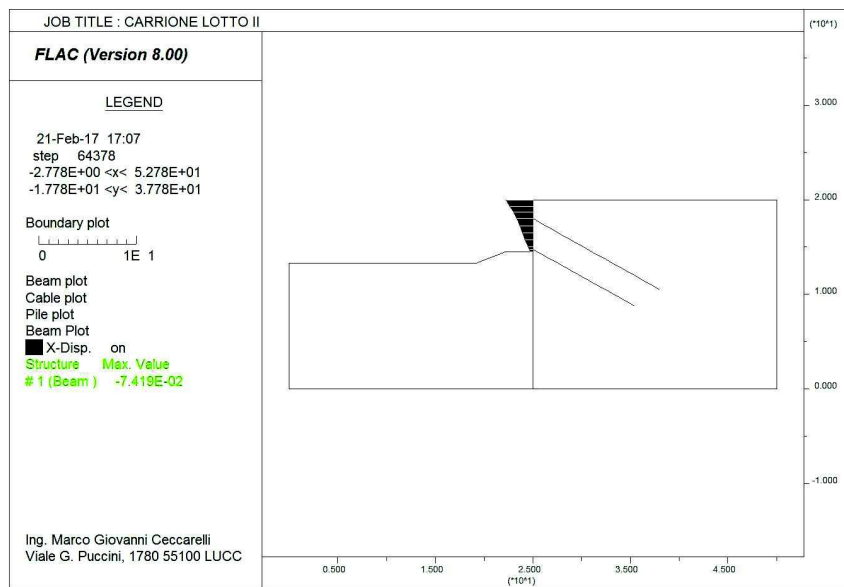
SPONDA DESTRA TRATTO 1
Modello di calcolo adottato per le varie fasi

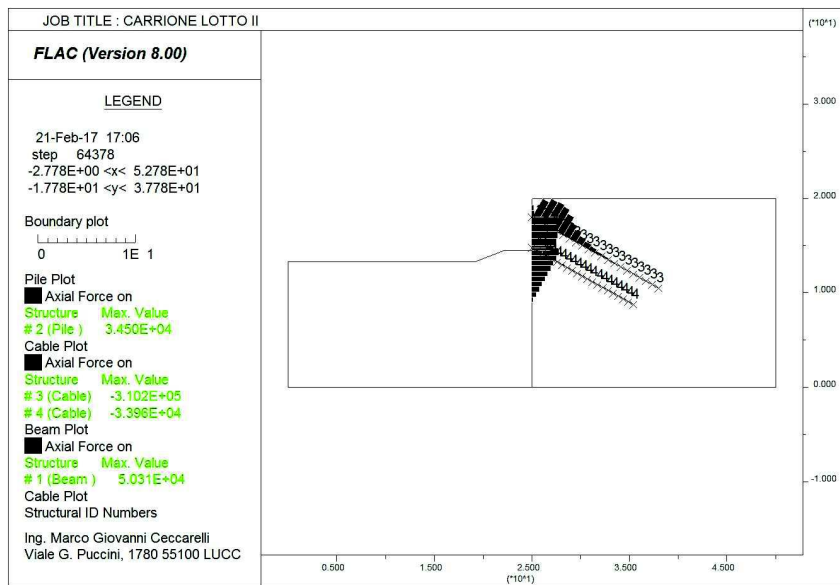
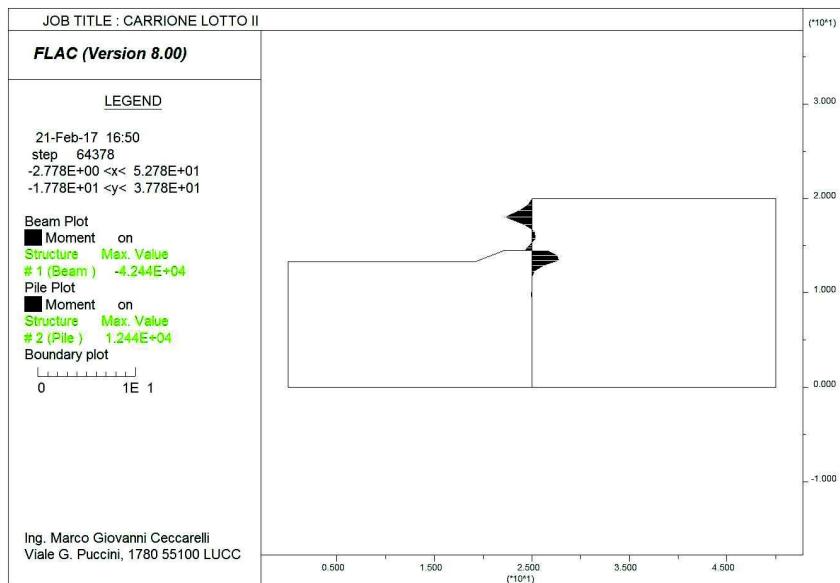


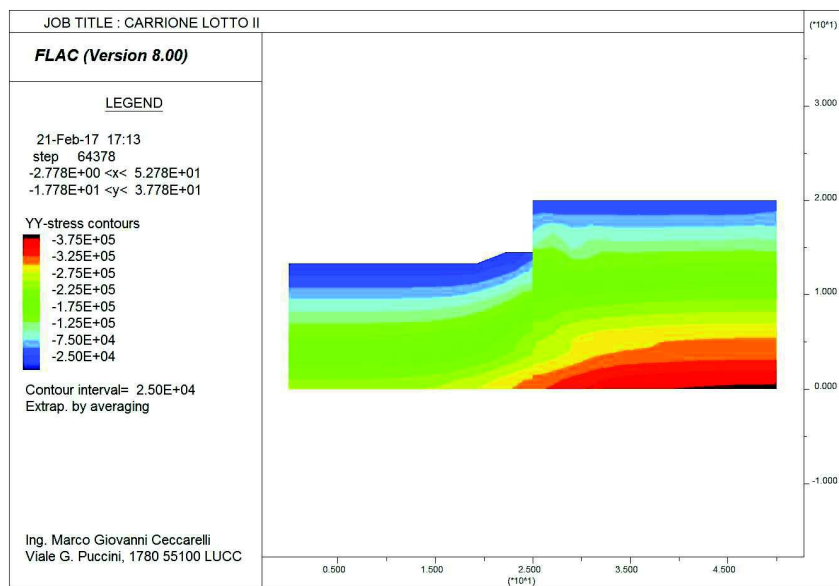
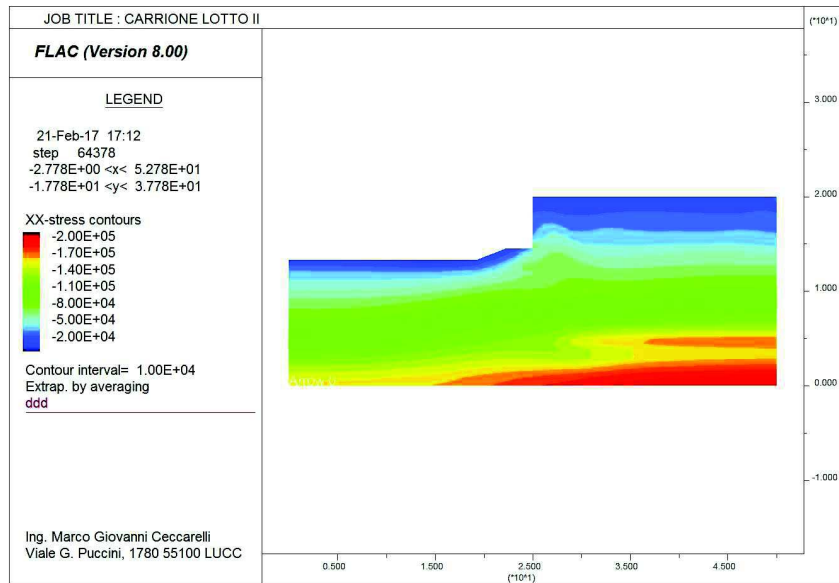


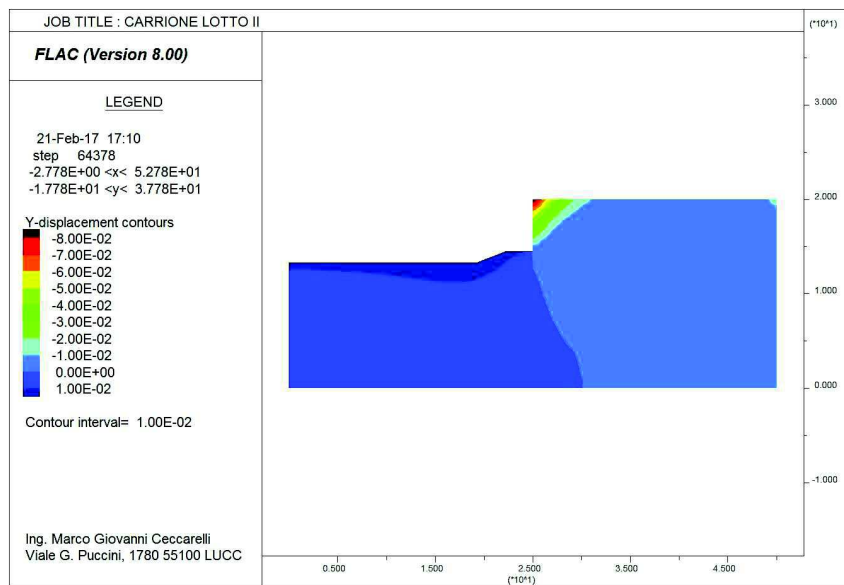
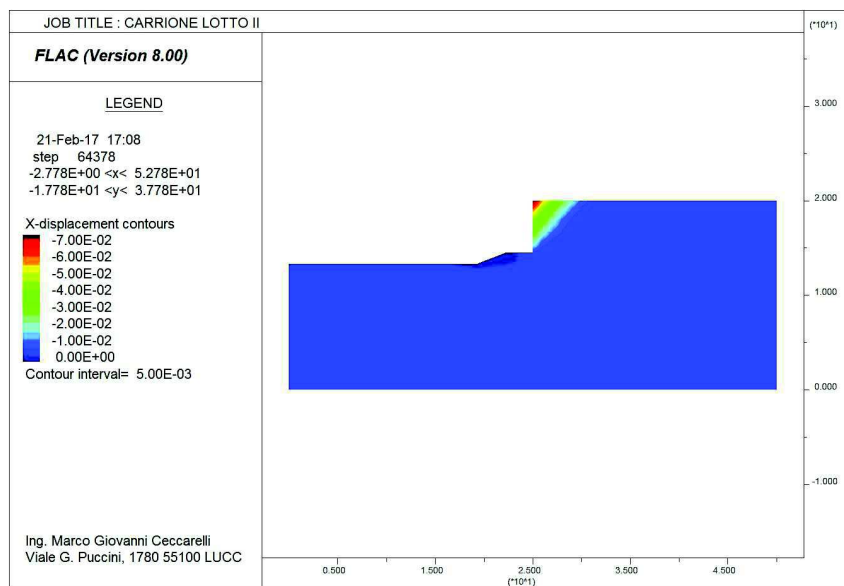


SPONDA DESTRA TRATTO 1
Combinazione di carico: Carico sul piazzale

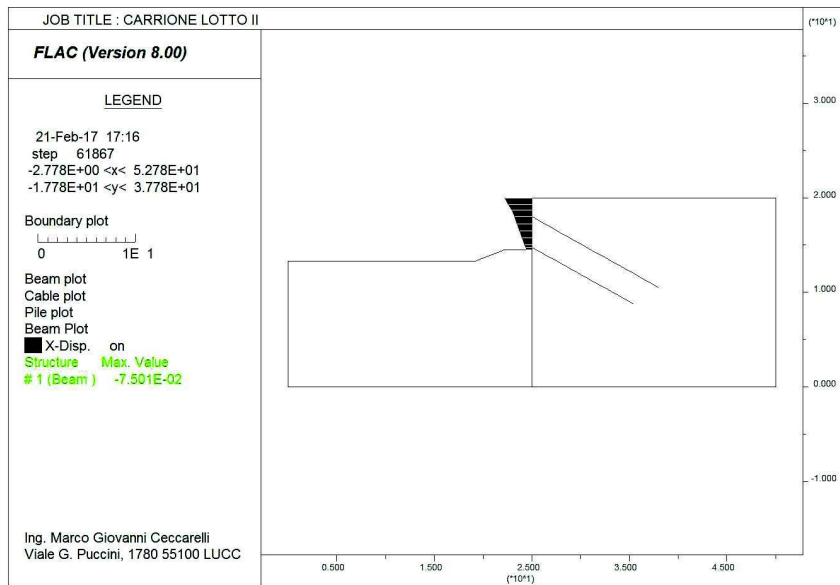
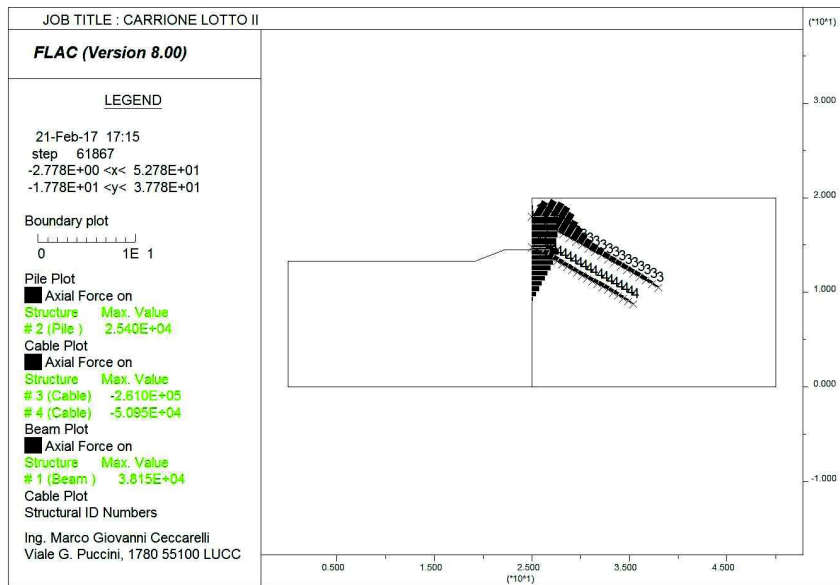


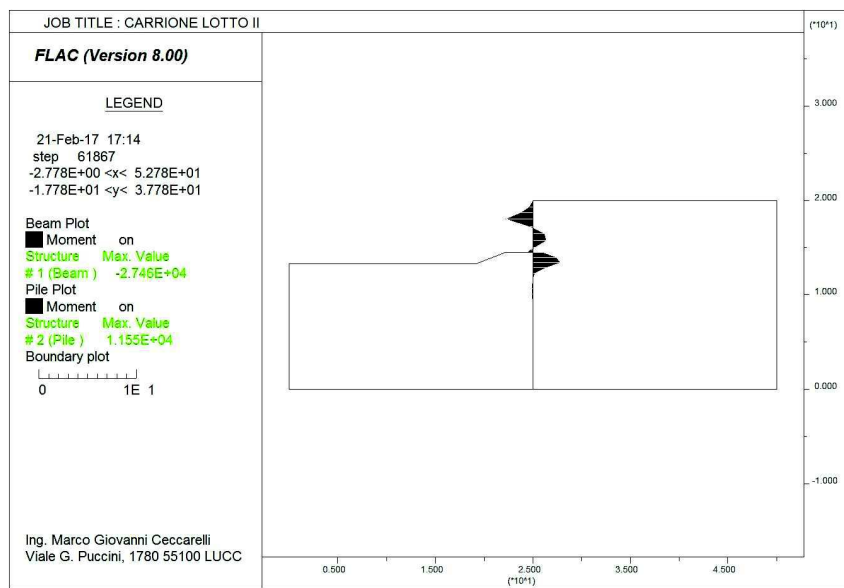
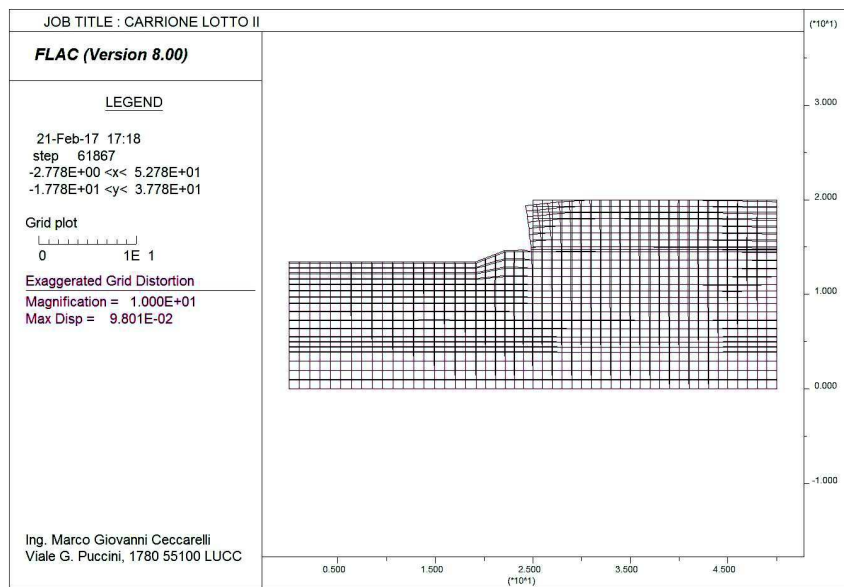


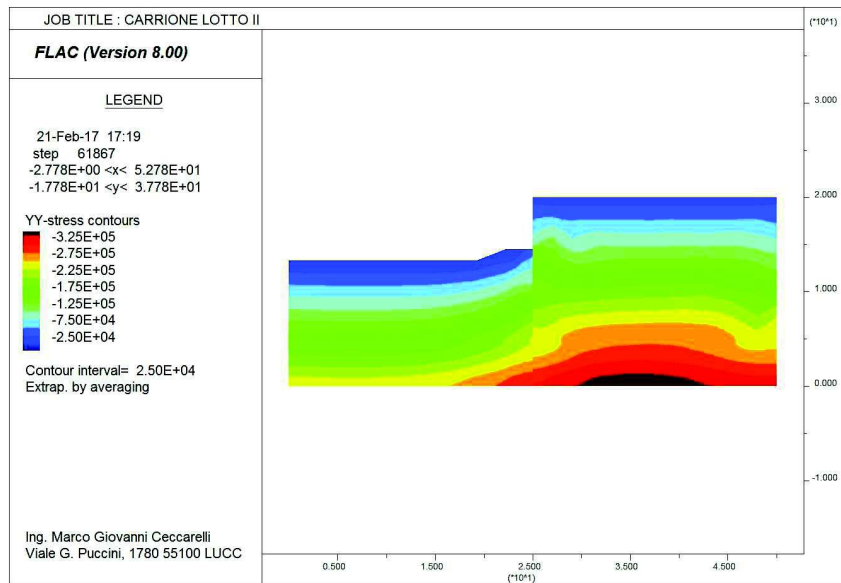
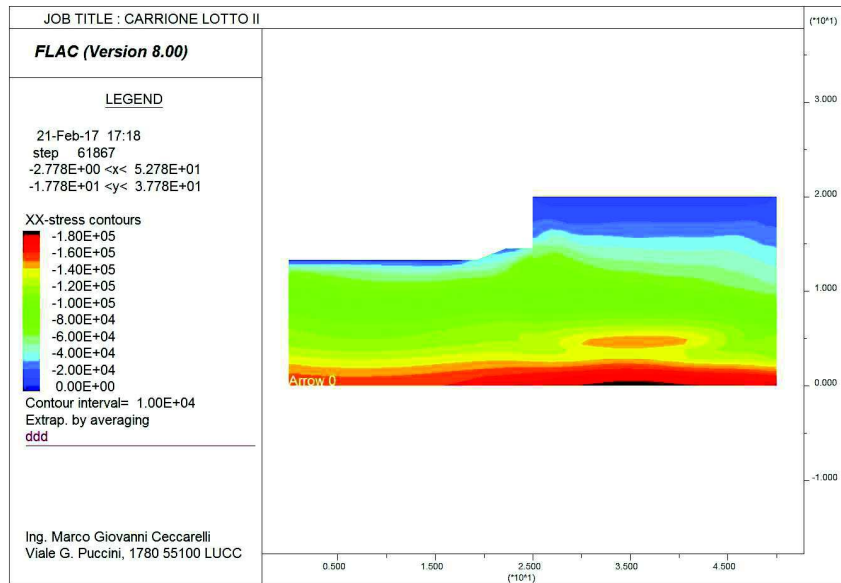


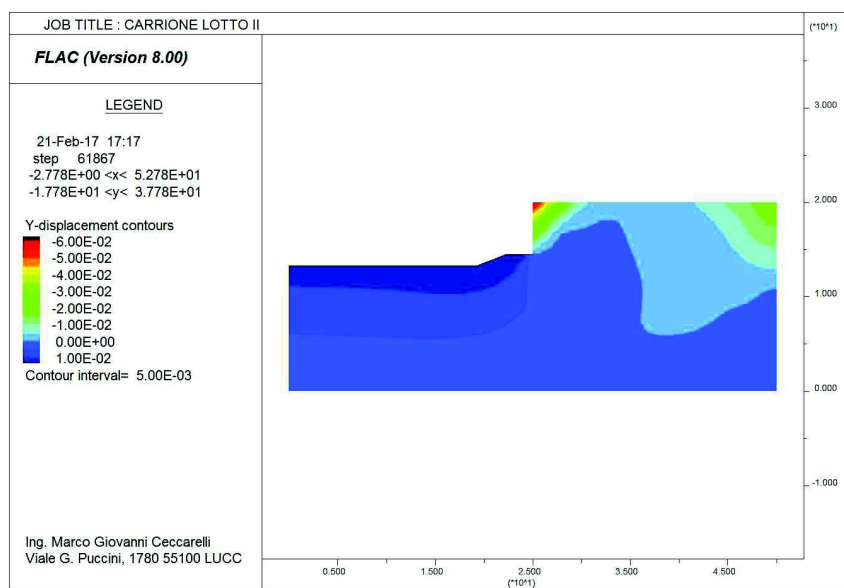
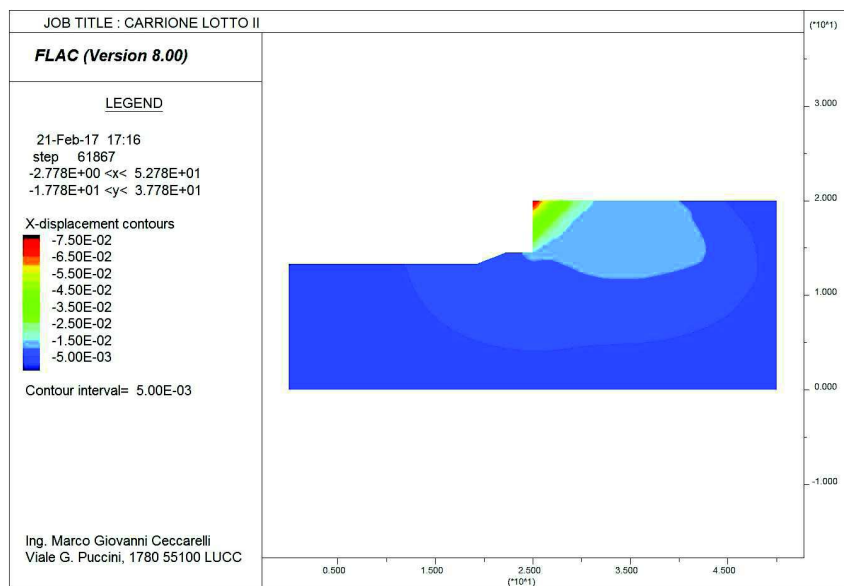


SPONDA DESTRA TRATTO 1
Combinazione di carico: Sisma 1

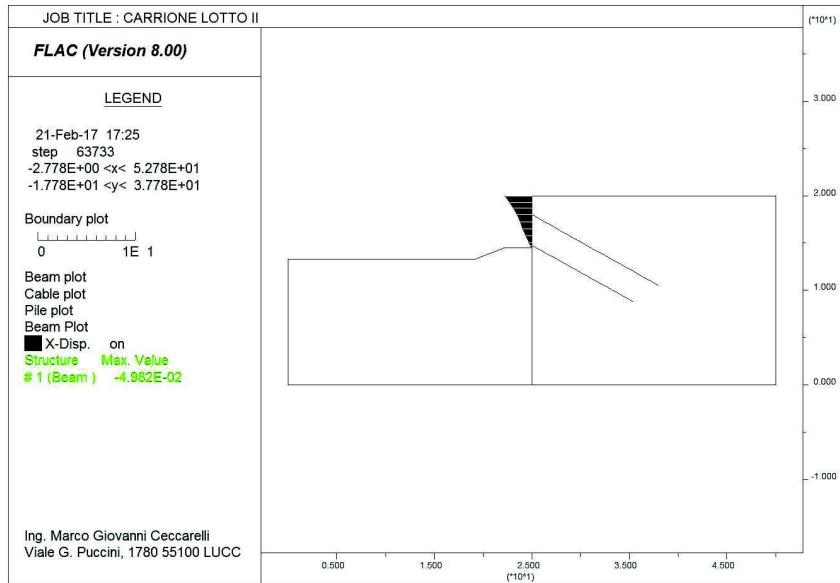
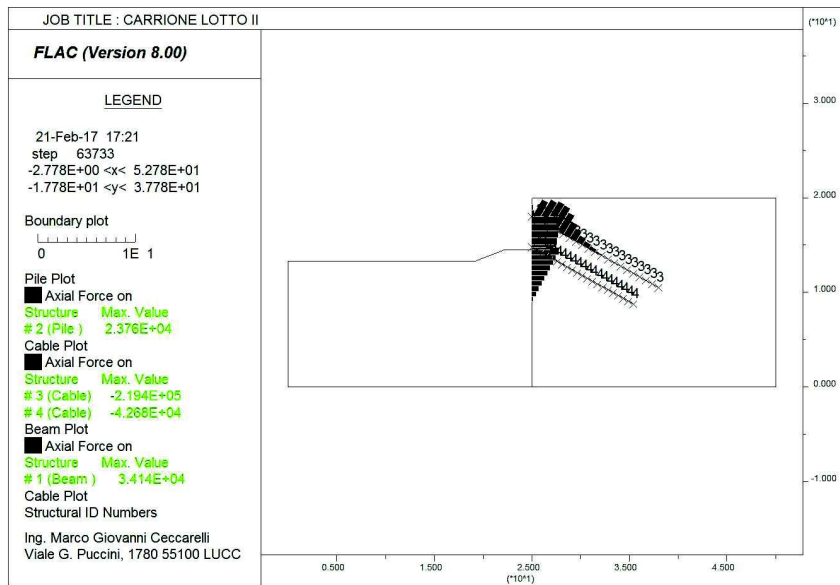


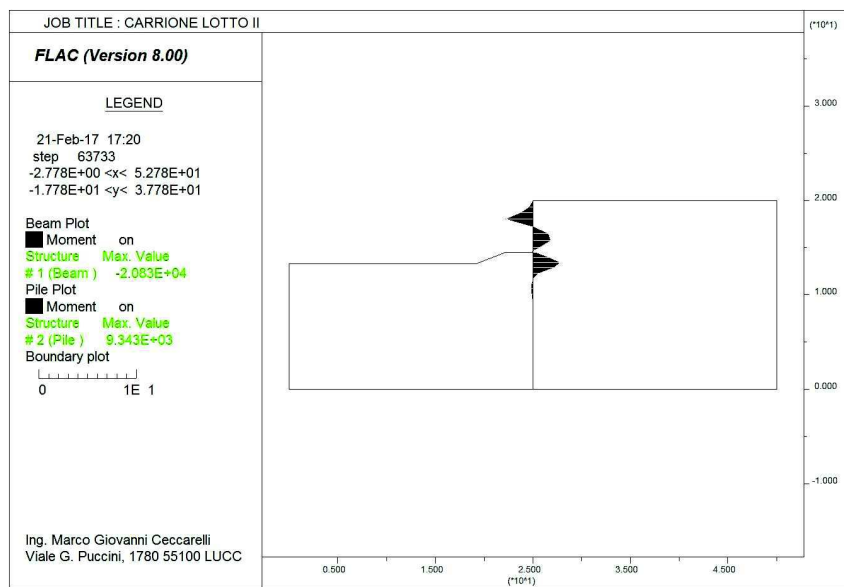
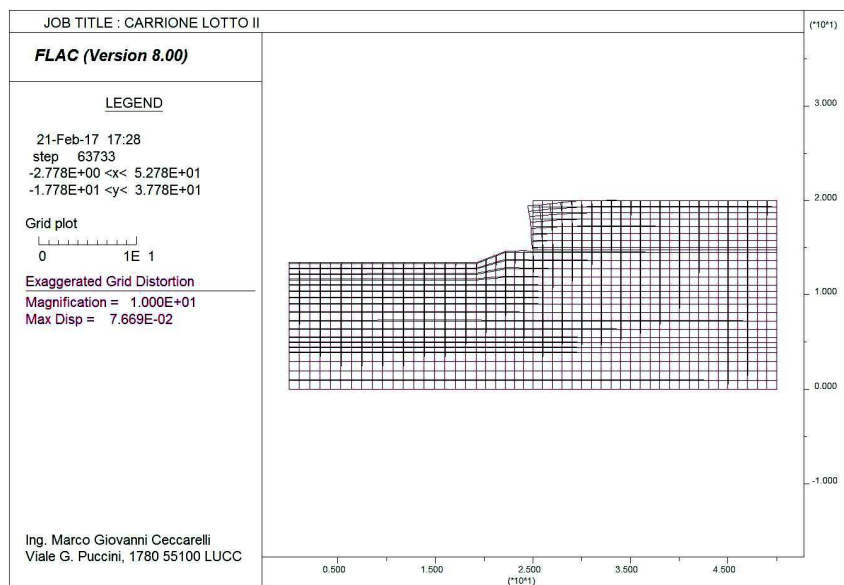


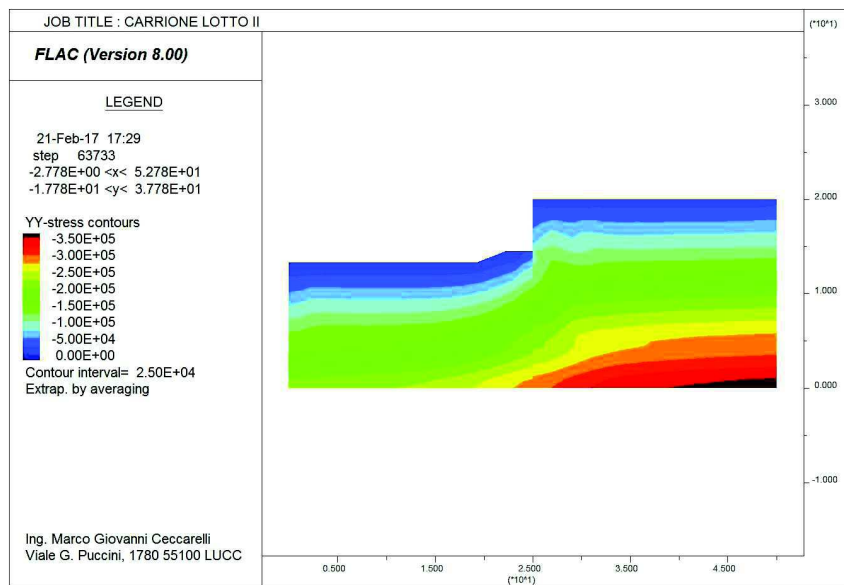
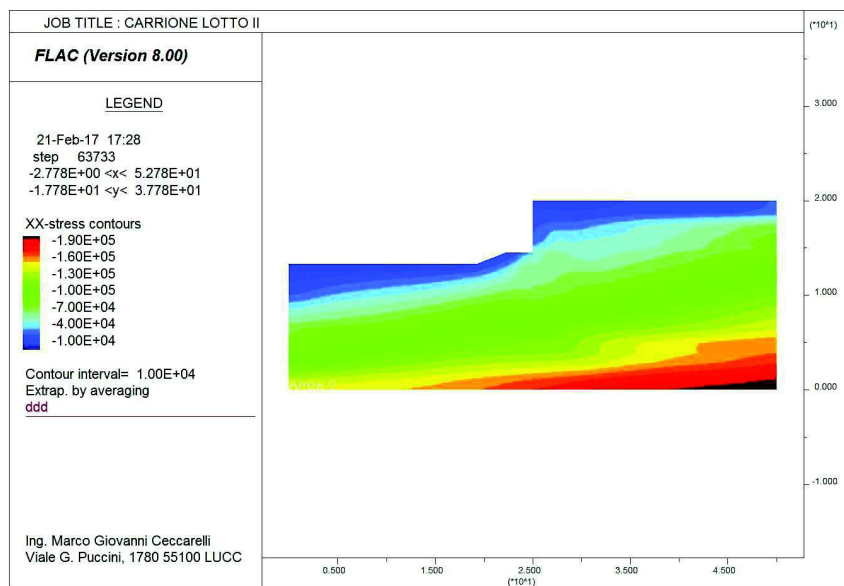


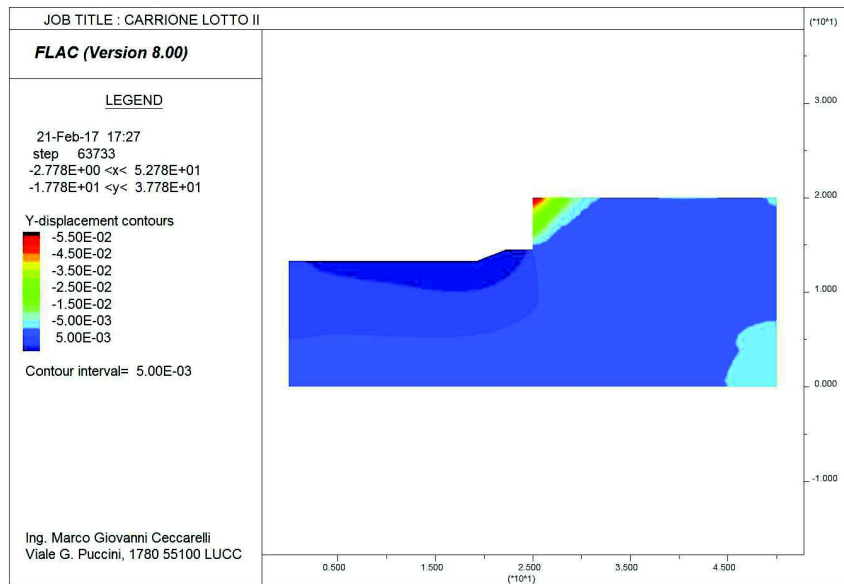
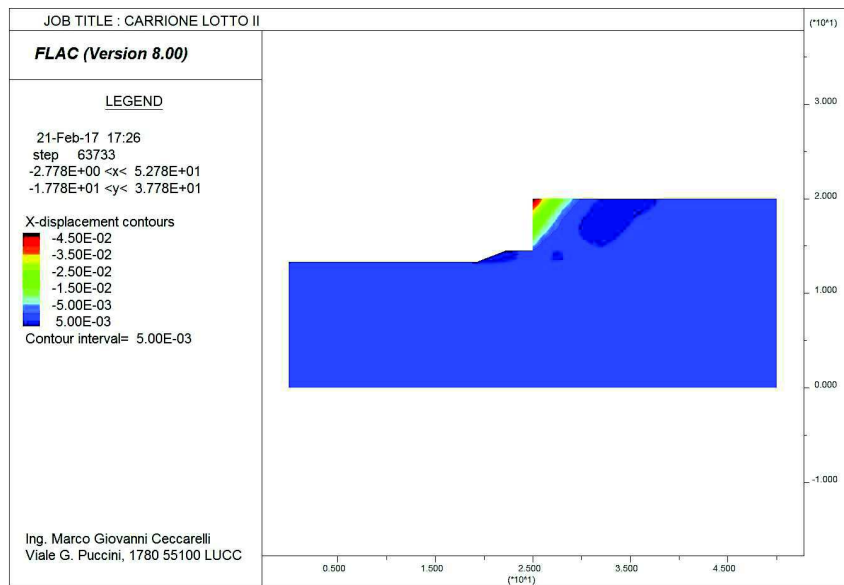


SPONDA DESTRA TRATTO 1
Combinazione di carico: Sisma 2

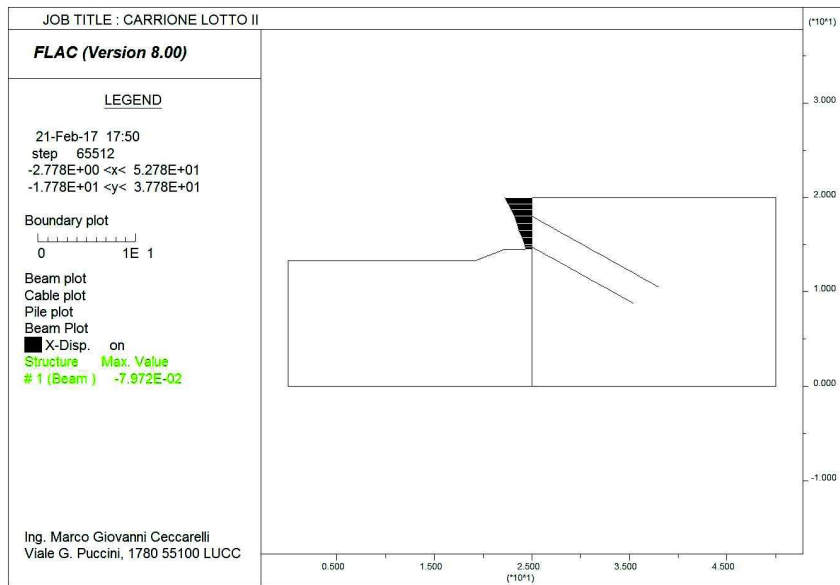
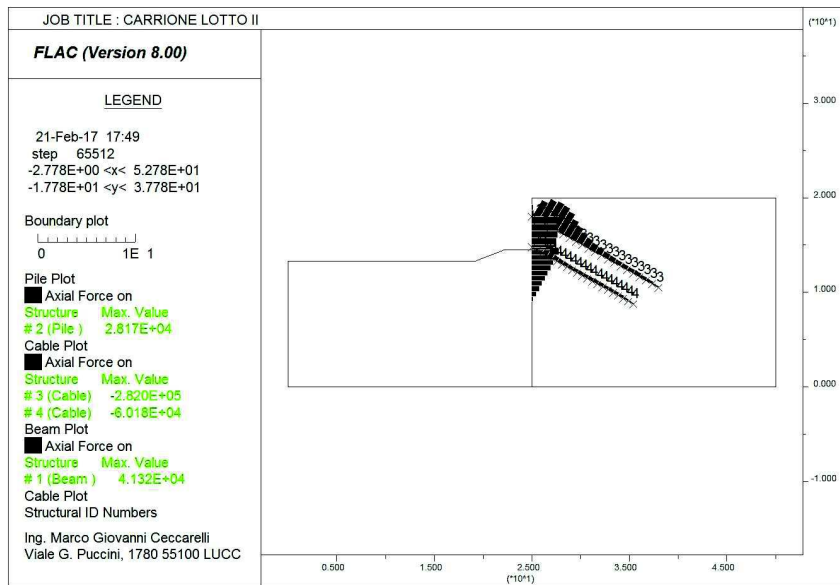


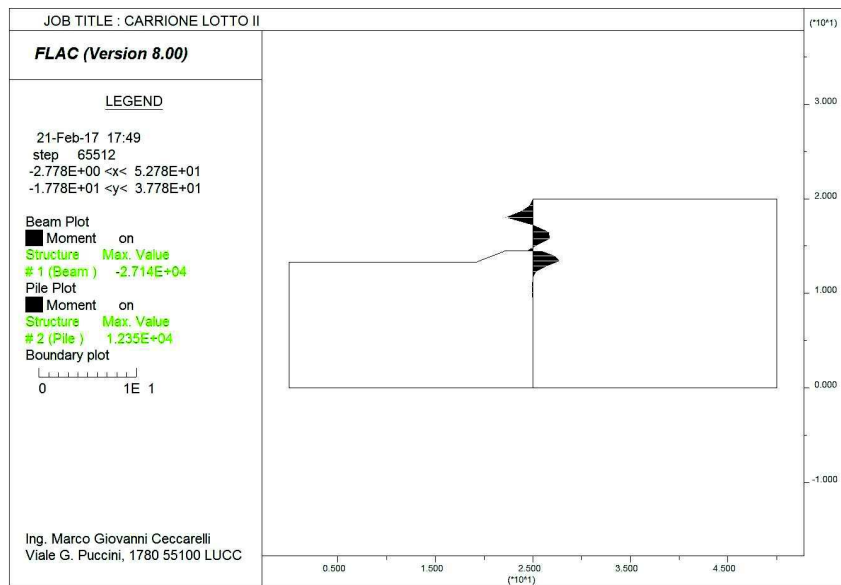
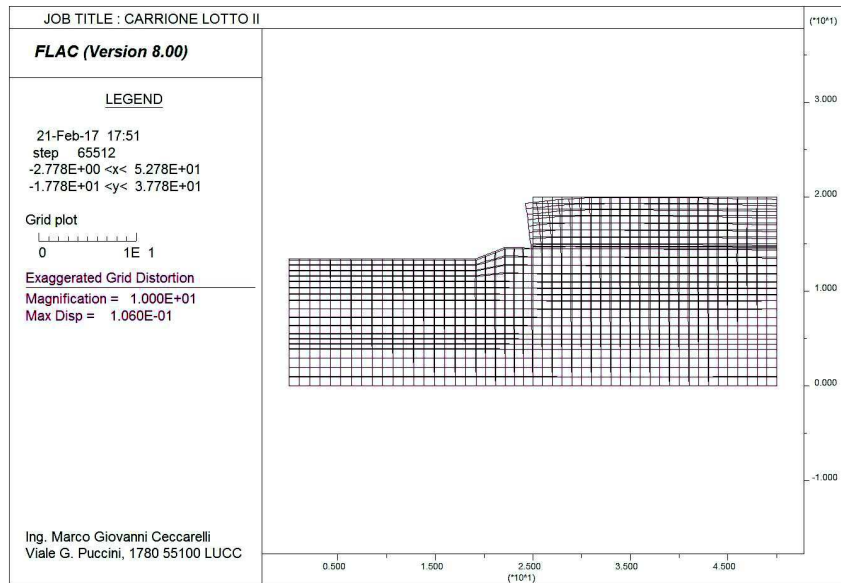


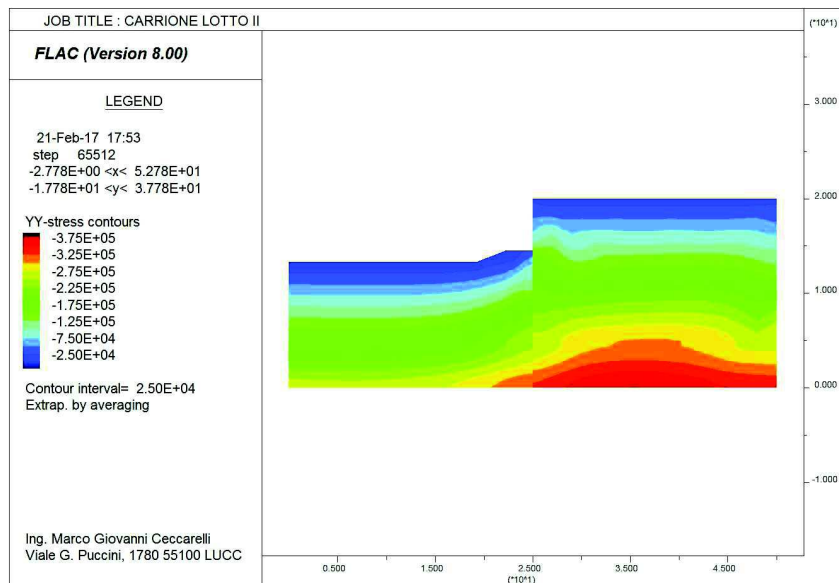
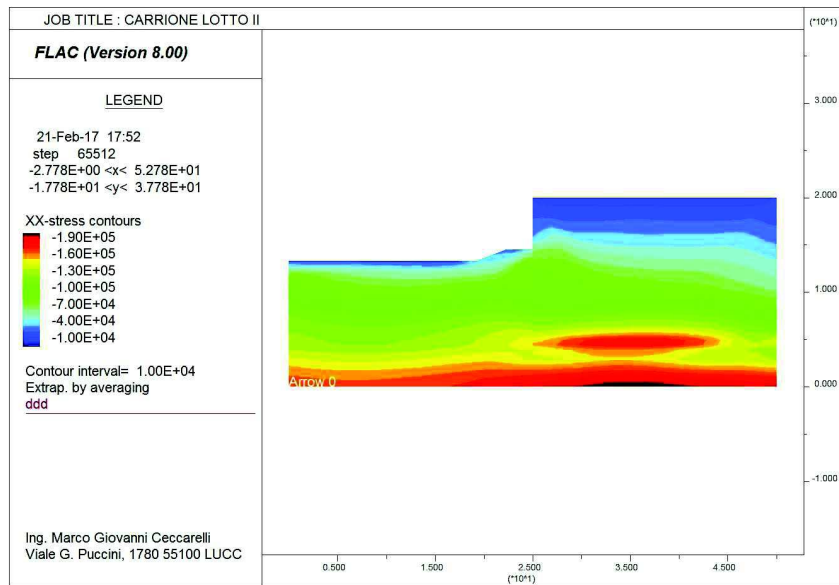


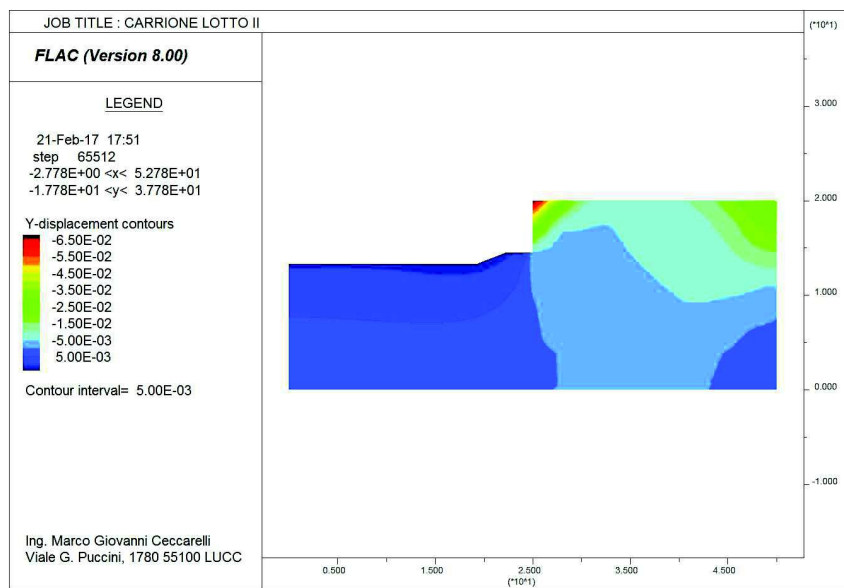
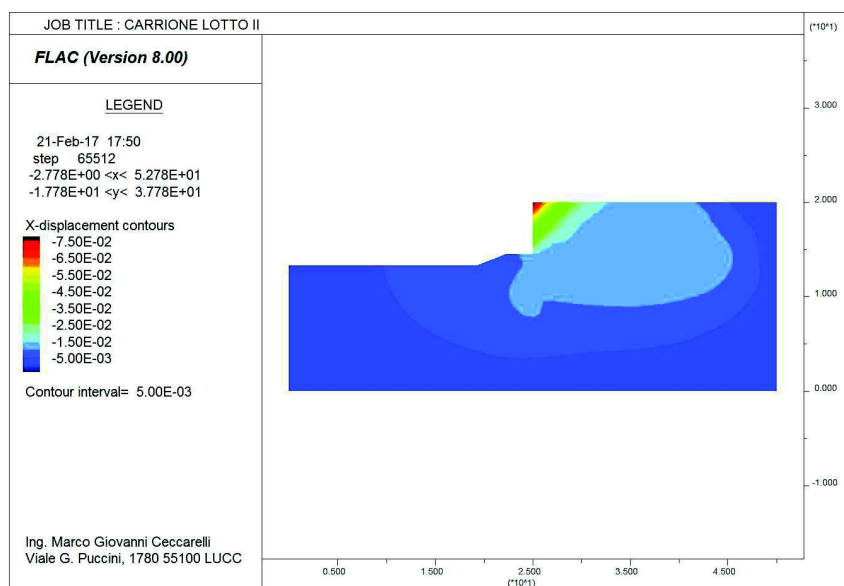


SPONDA DESTRA TRATTO 1
Combinazione di carico: Sisma 3

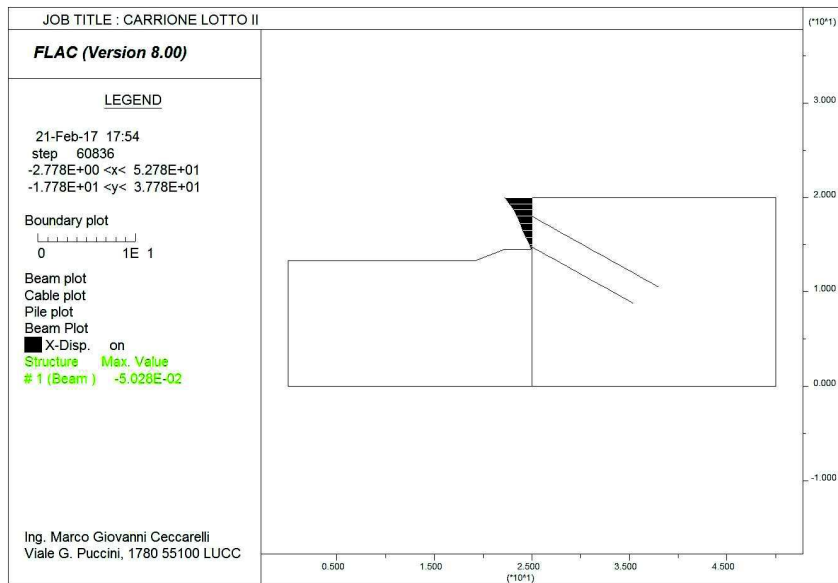
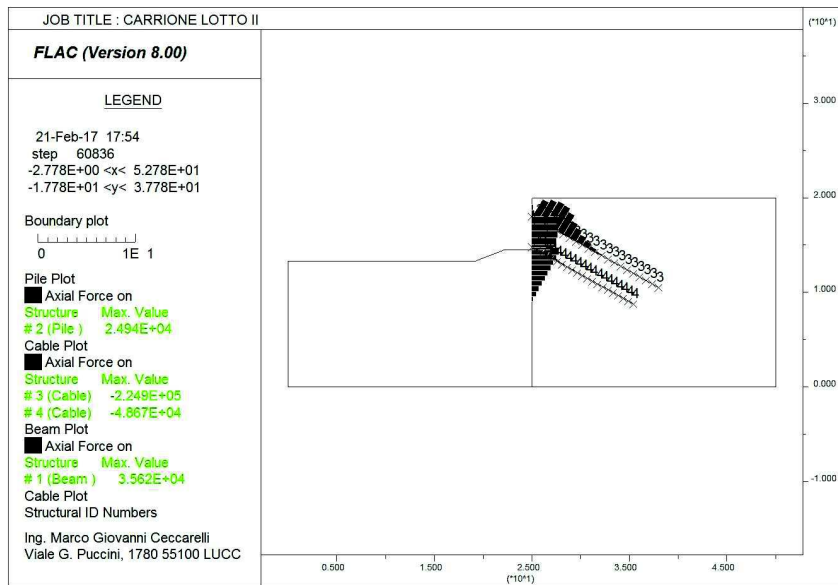


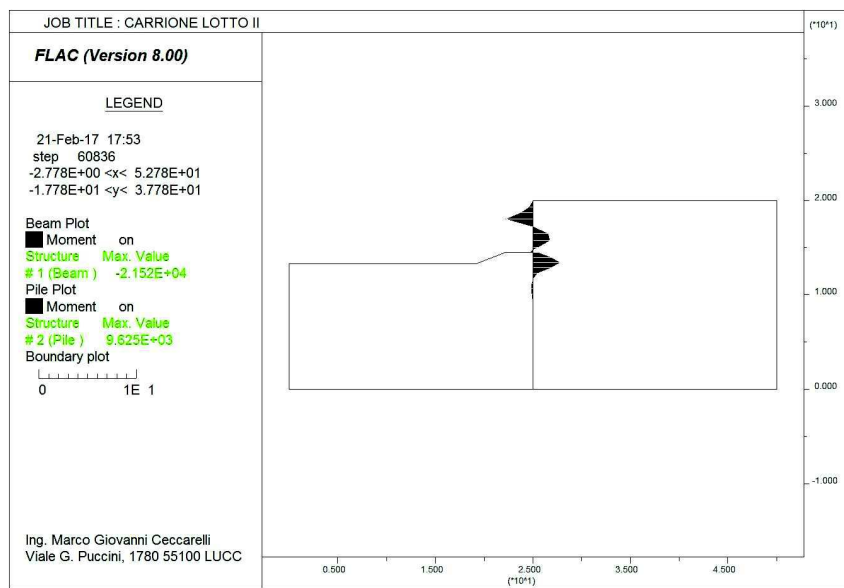
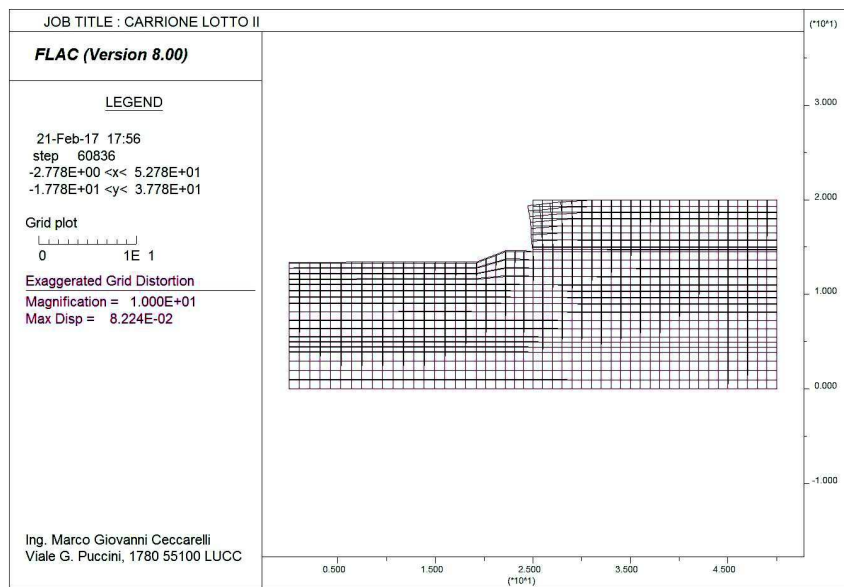


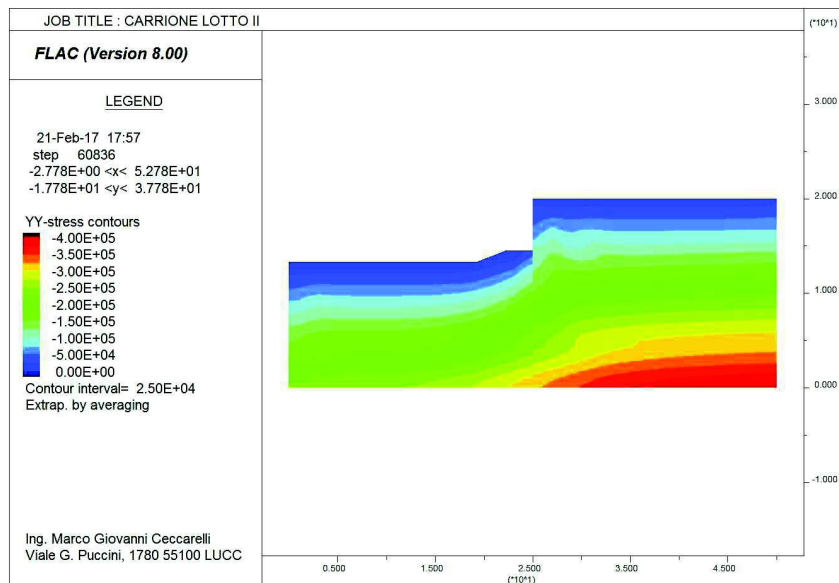
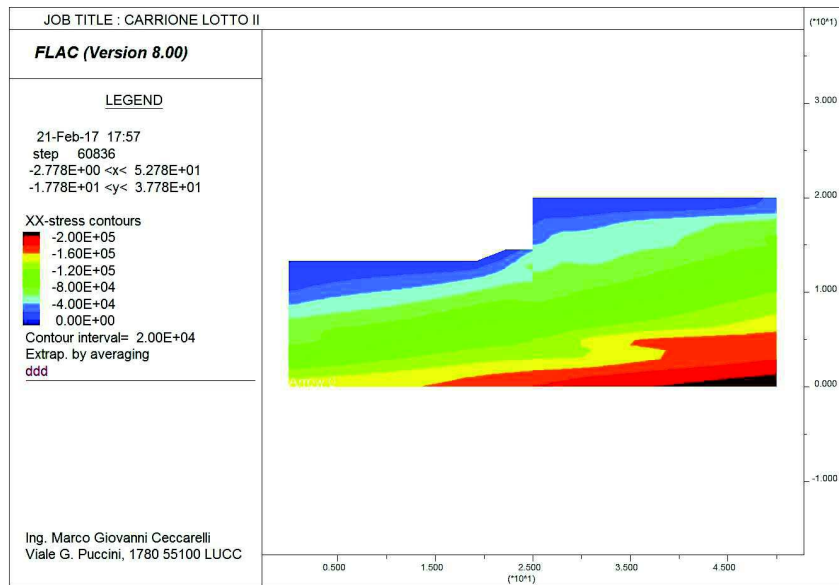


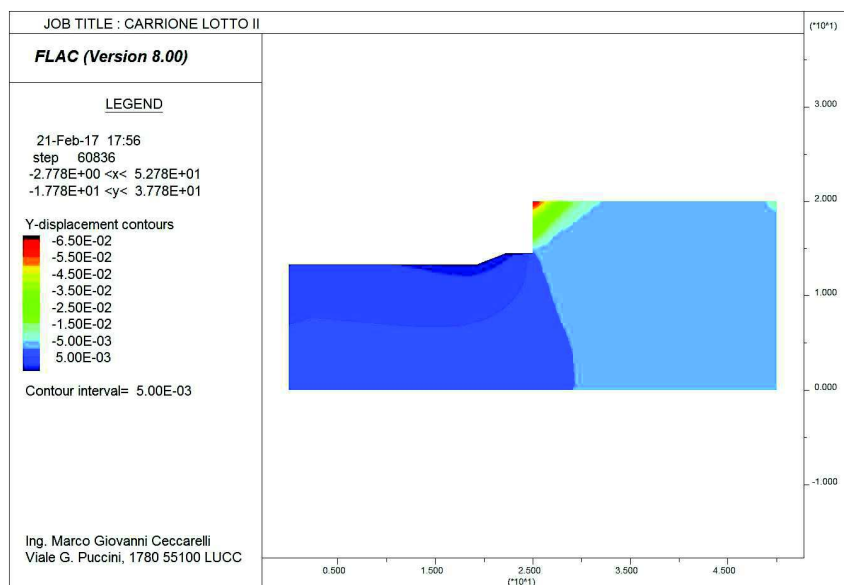
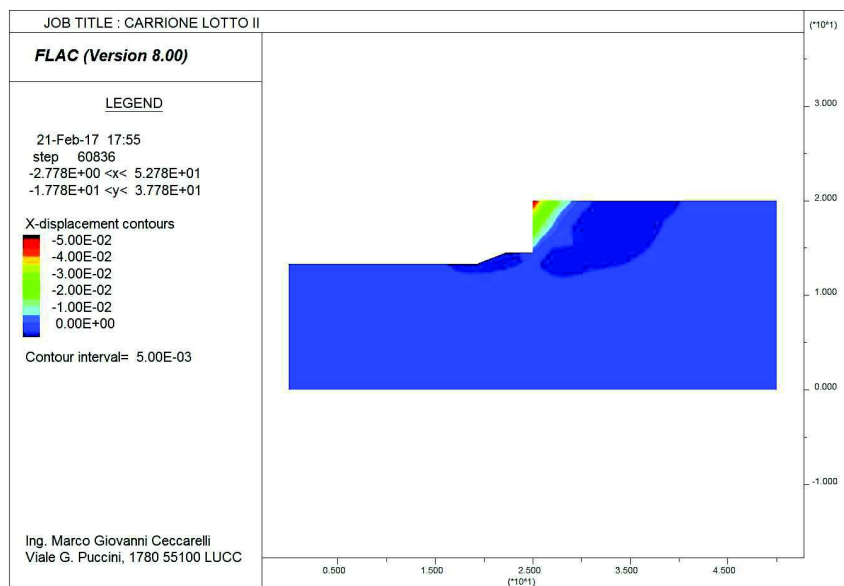


SPONDA DESTRA TRATTO 1
Combinazione di carico: Sisma 4

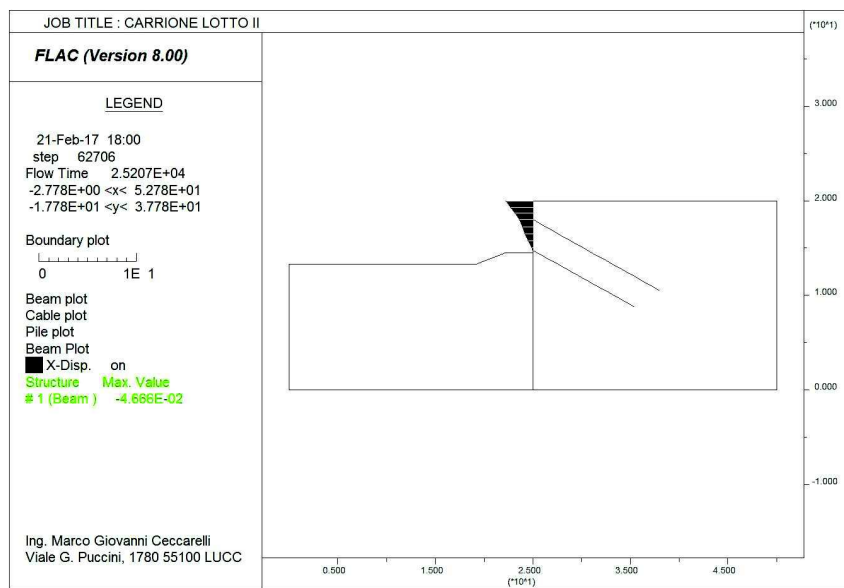
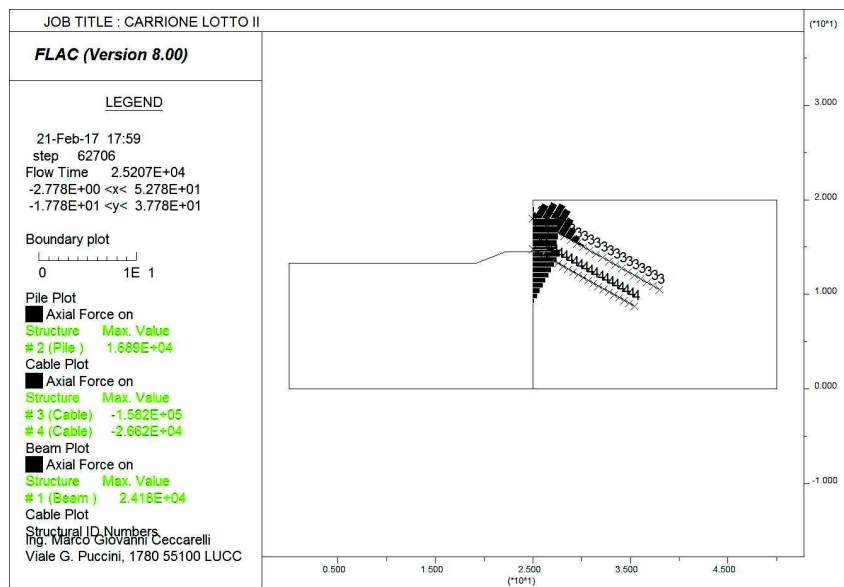


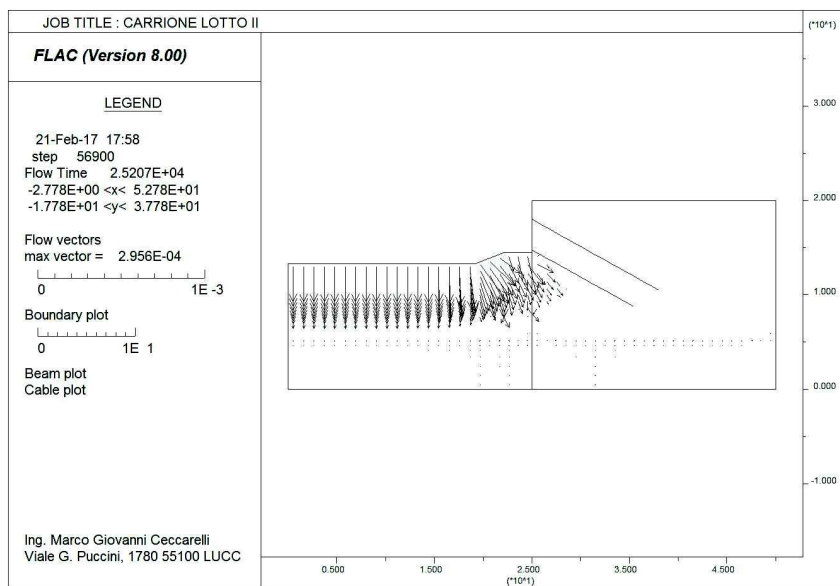
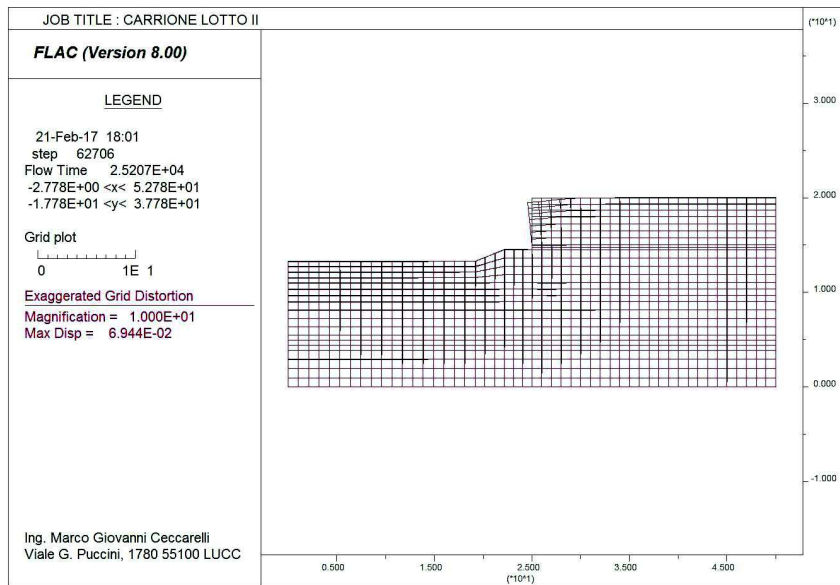


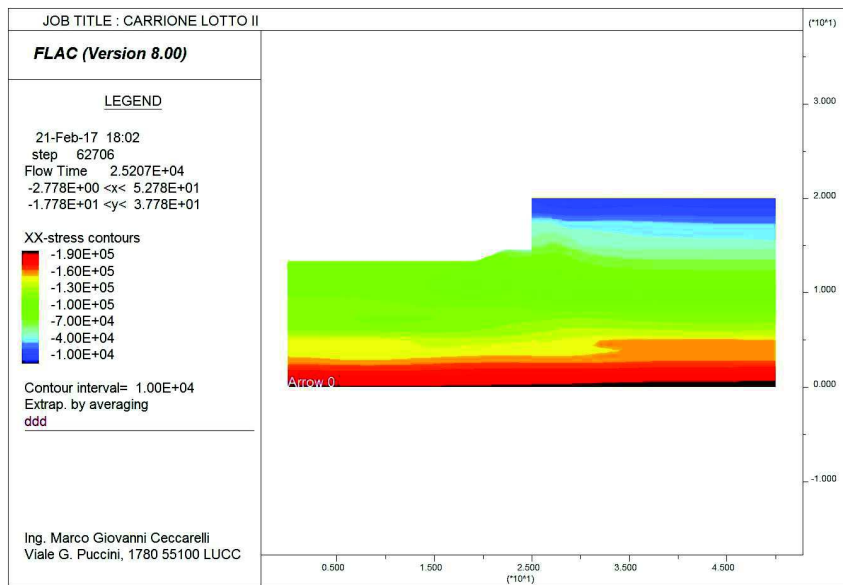
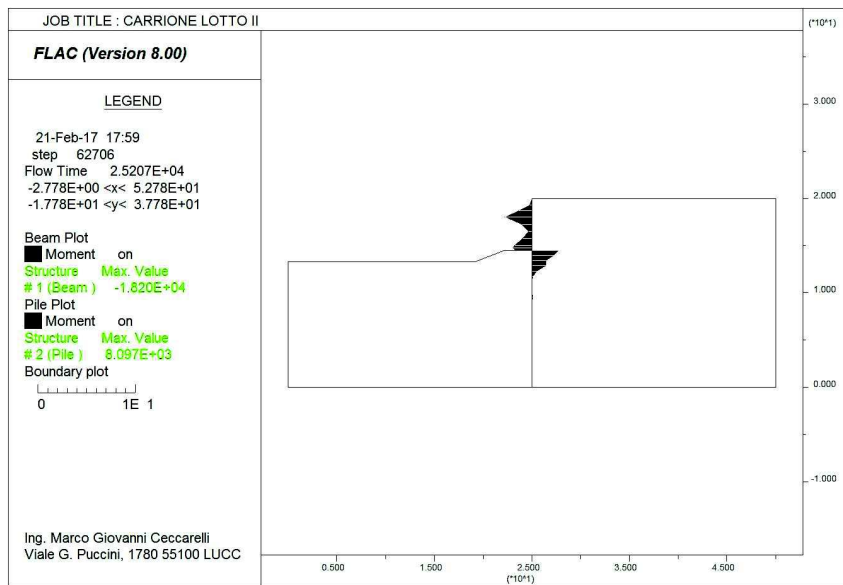


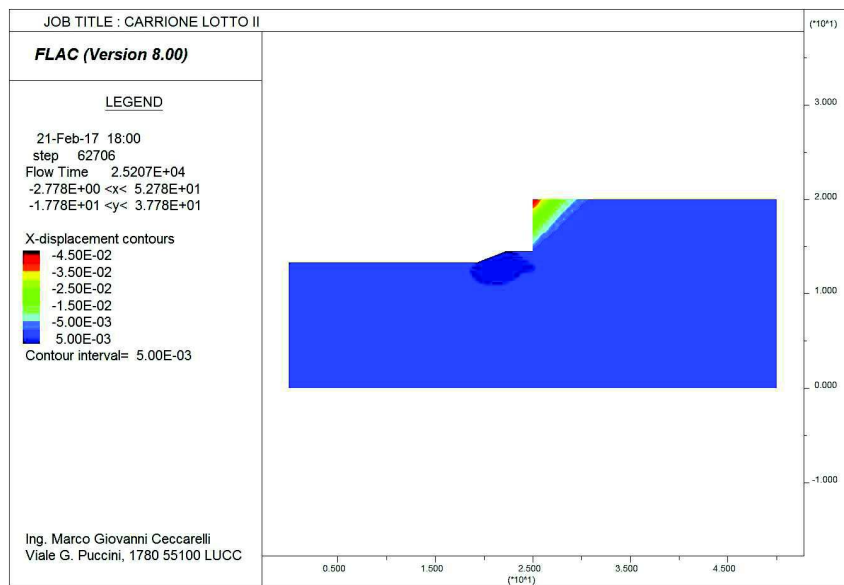
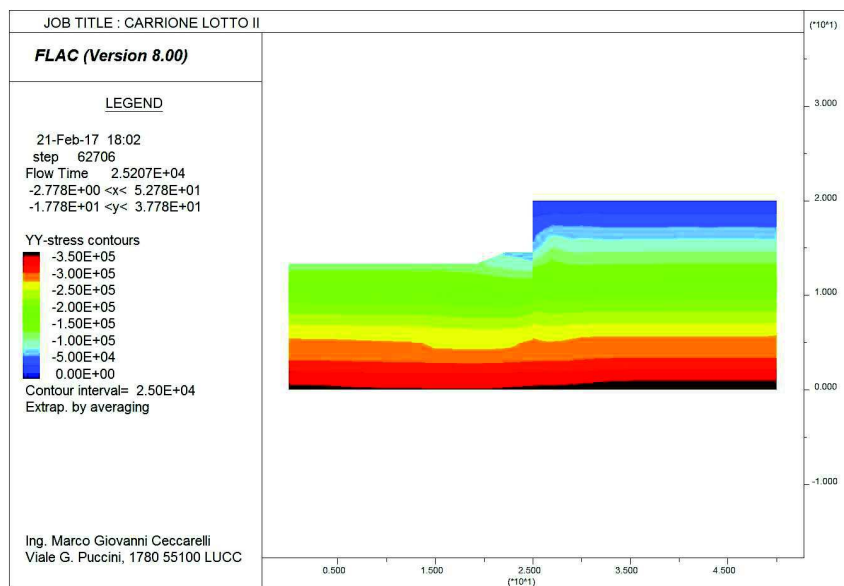


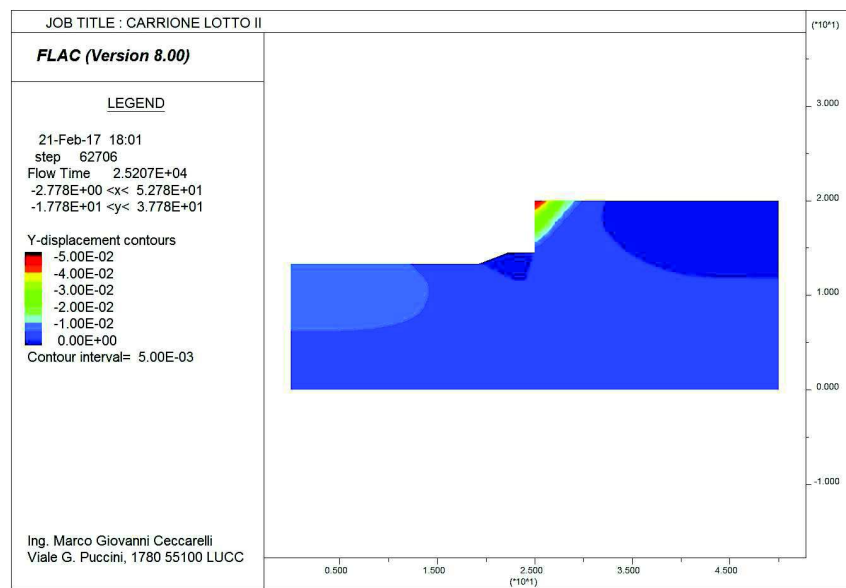
SPONDA DESTRA TRATTO 1
Combinazione di carico: Piena



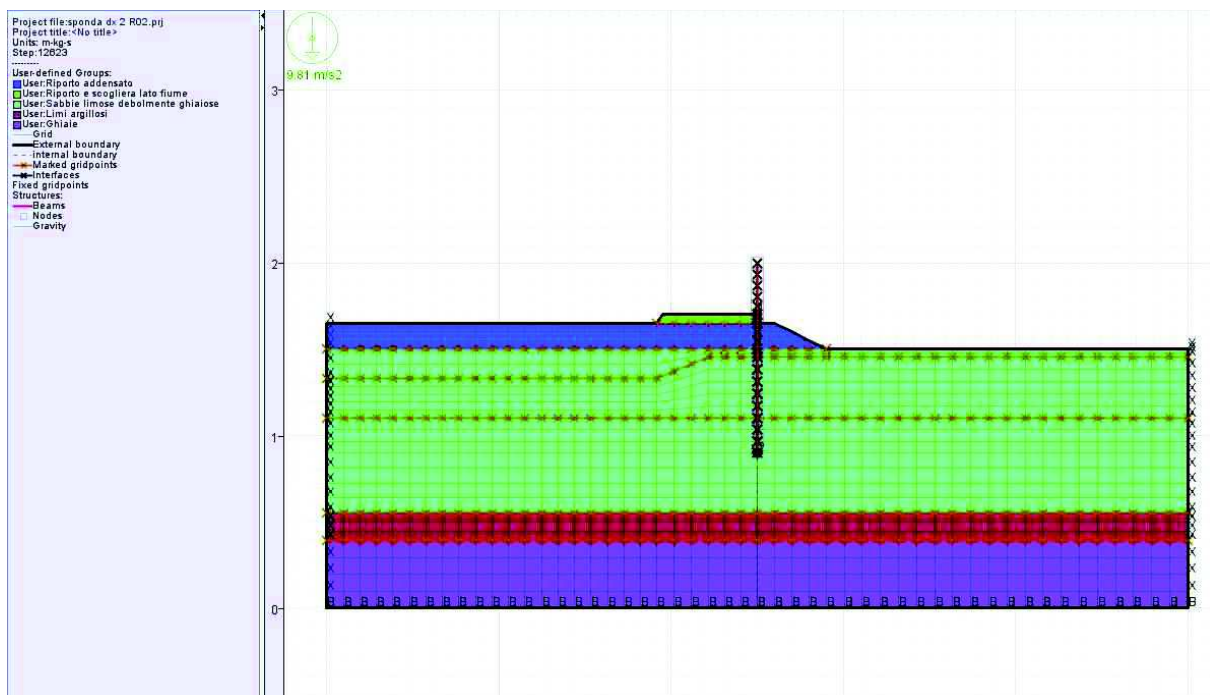
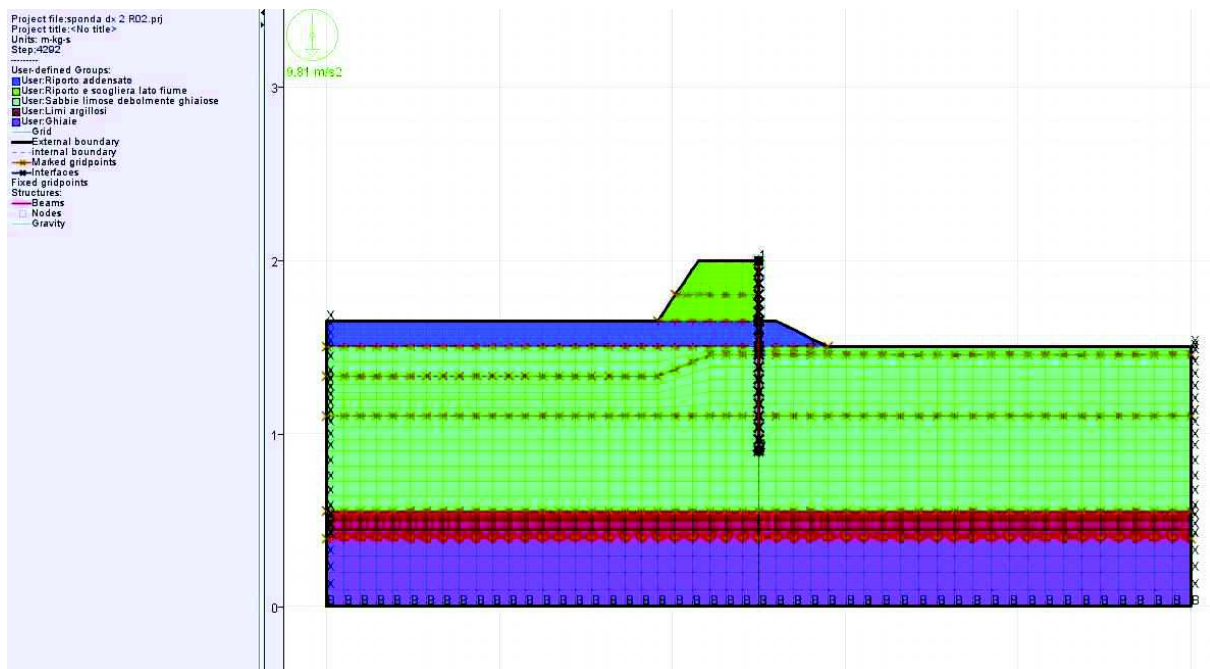


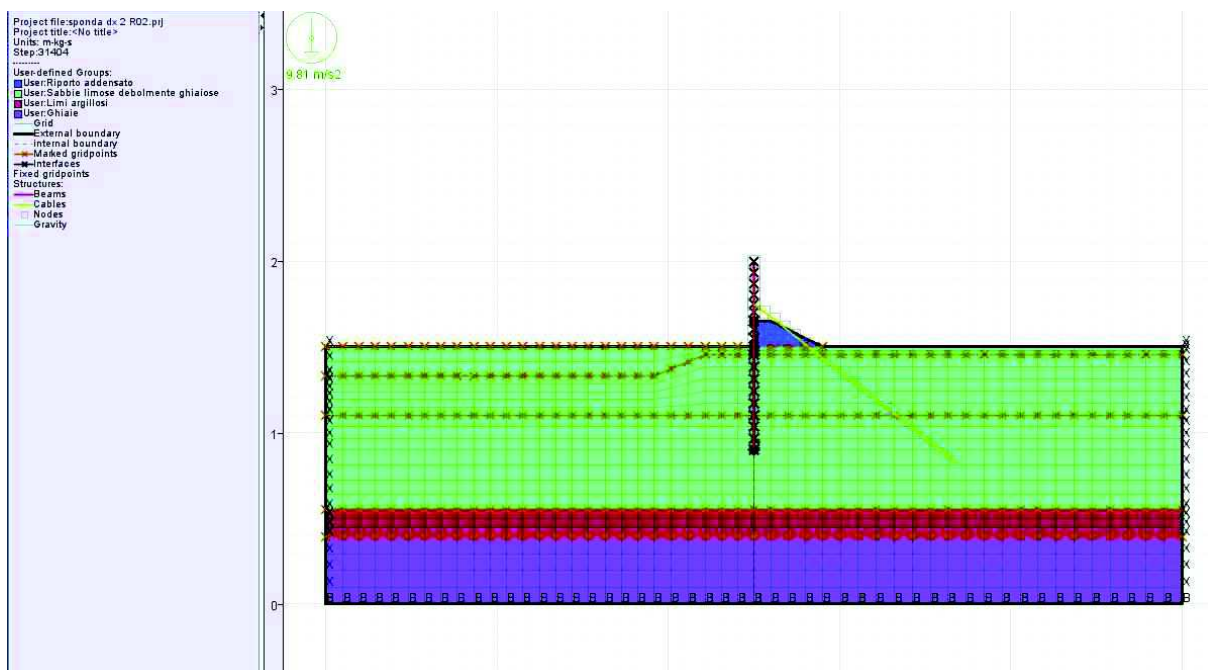
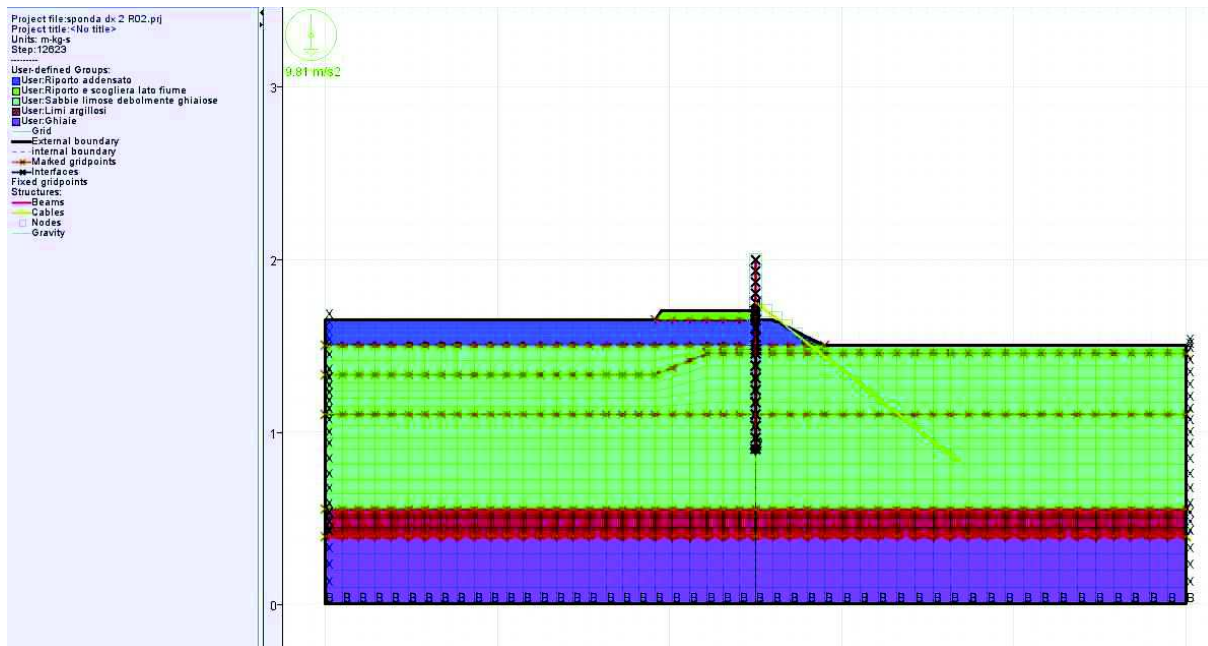


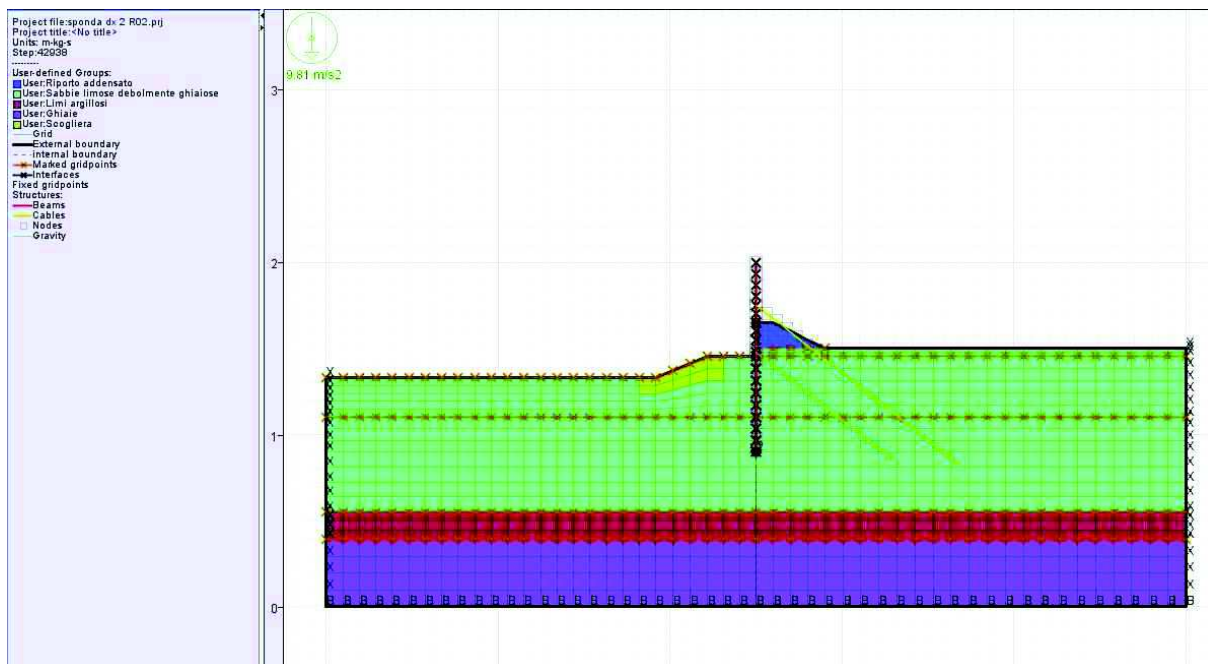
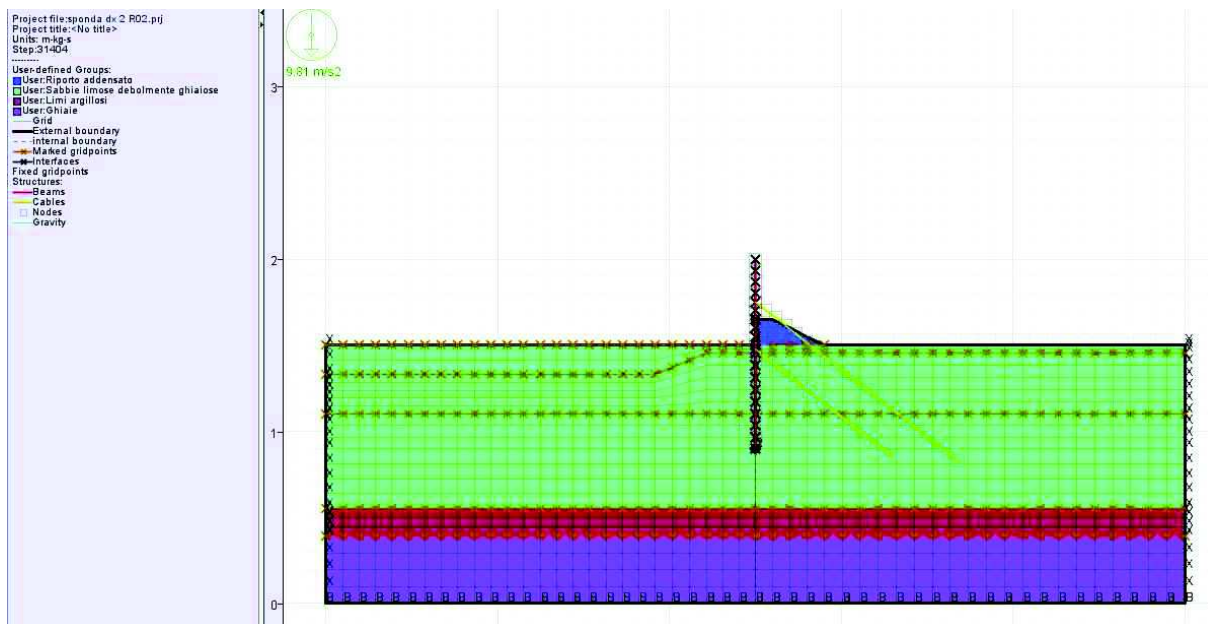




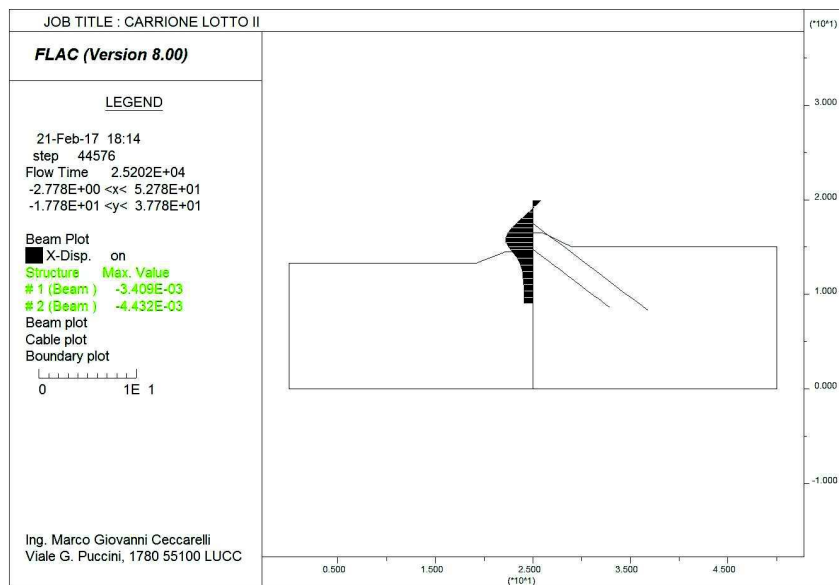
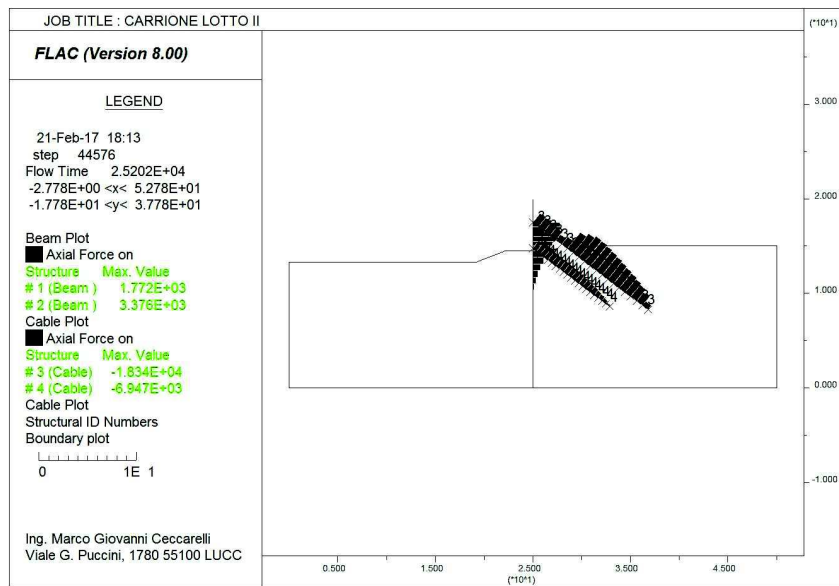
SPONDA DESTRA TRATTO 2
Modello di calcolo adottato per le varie fasi

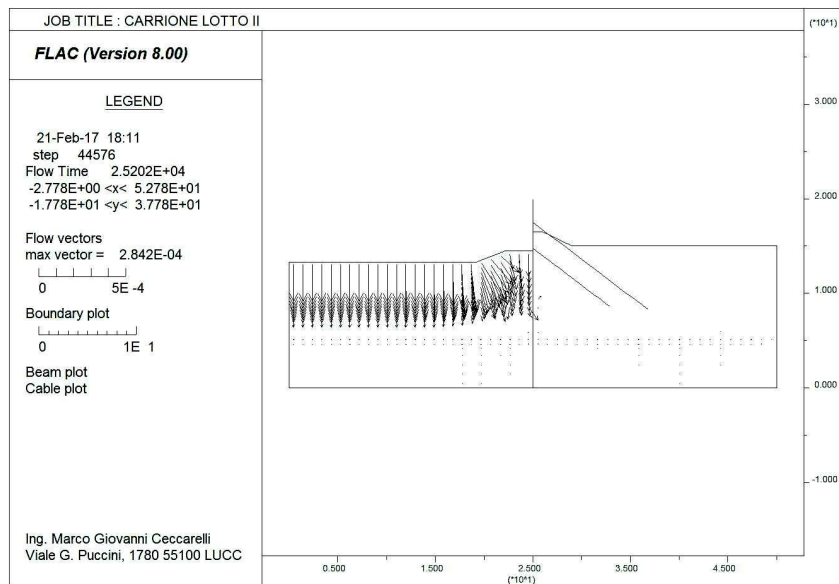
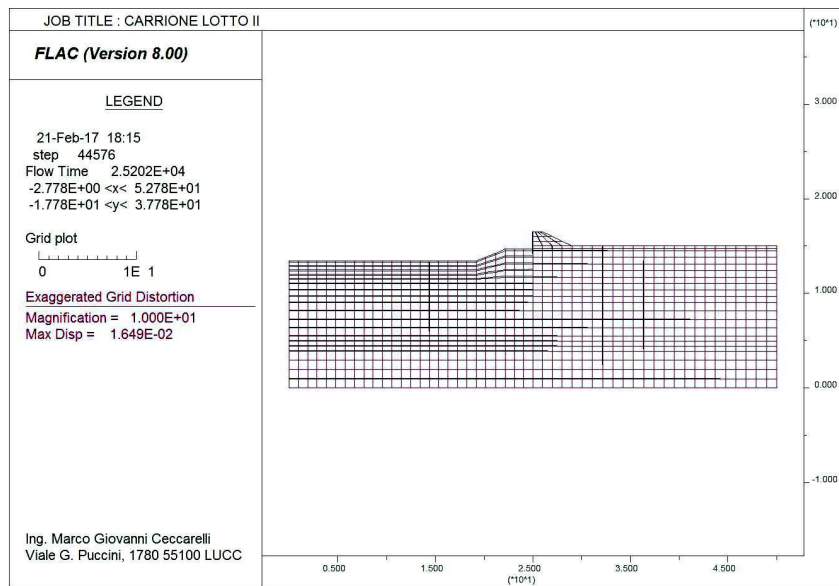


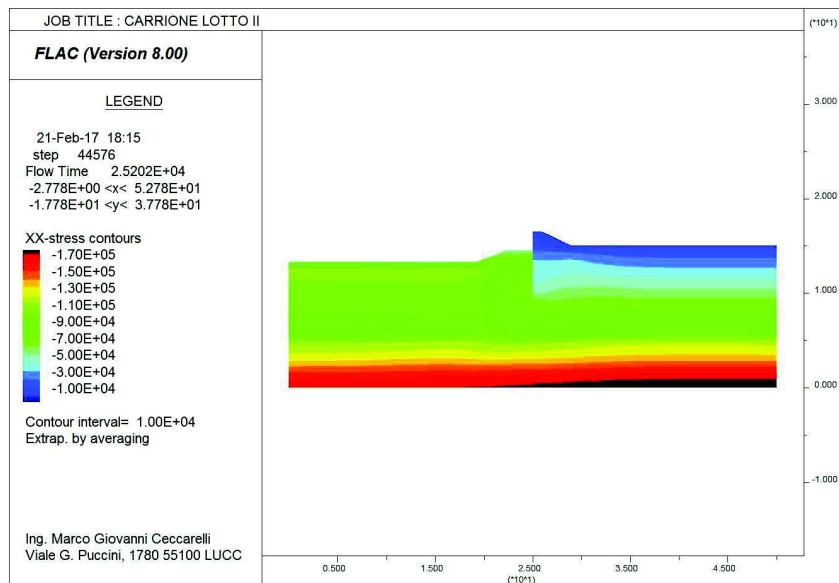
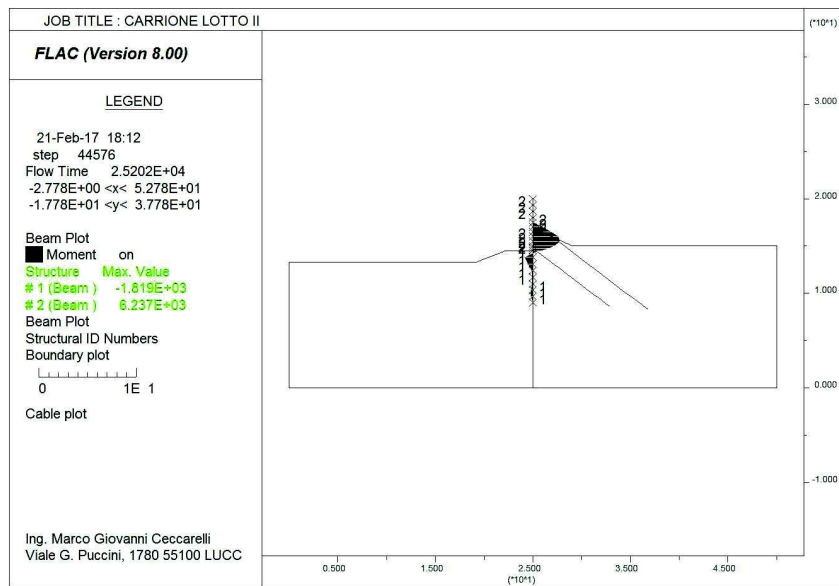


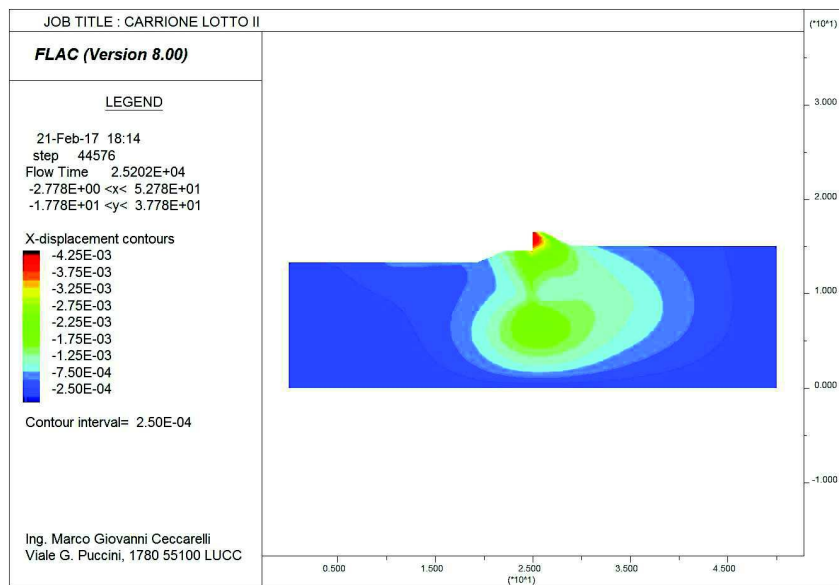
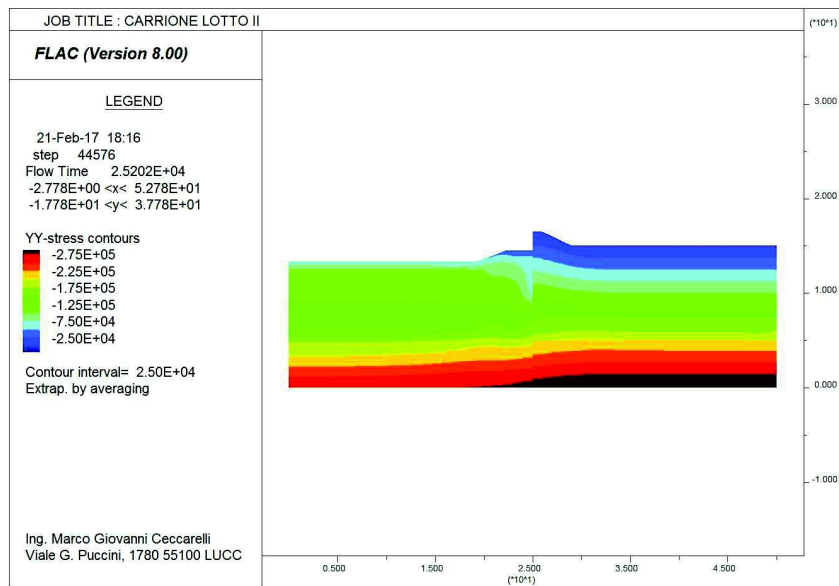


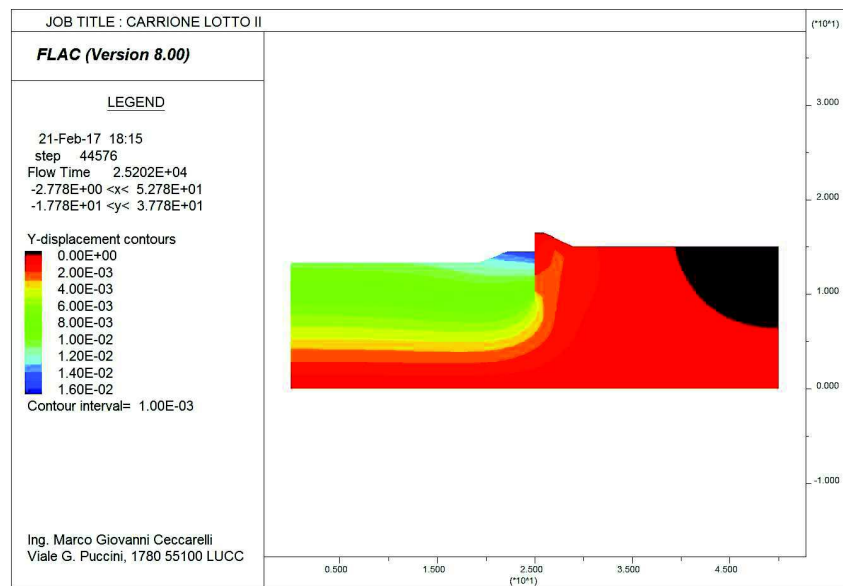
SPONDA DESTRA TRATTO 2
Combinazione di carico: Piena



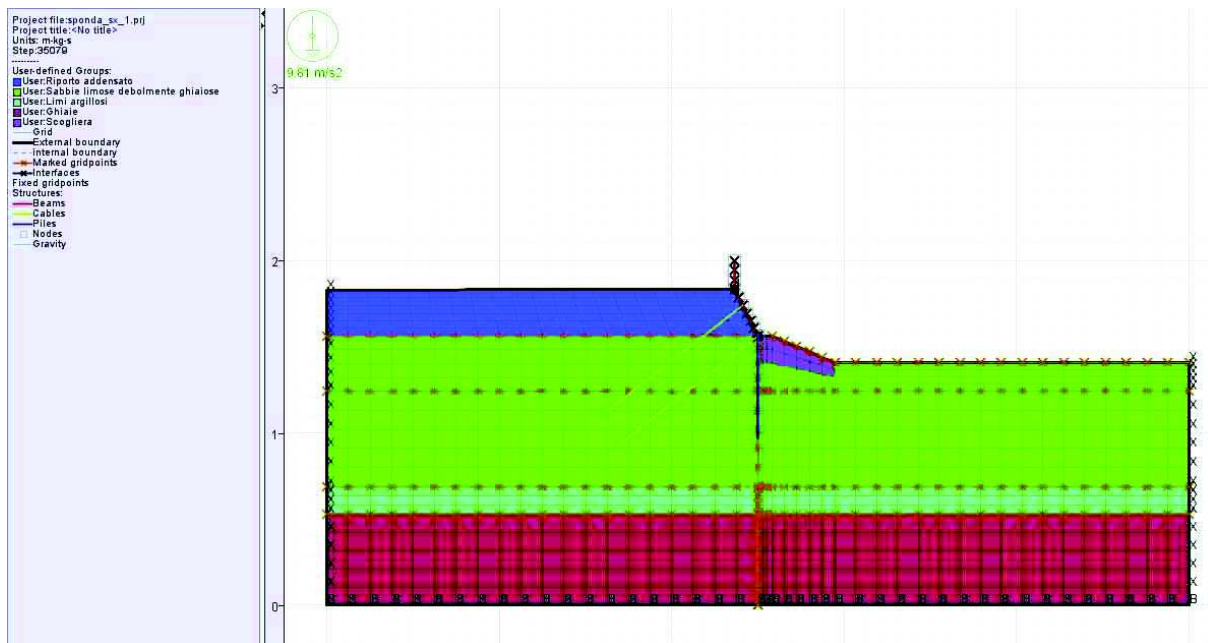
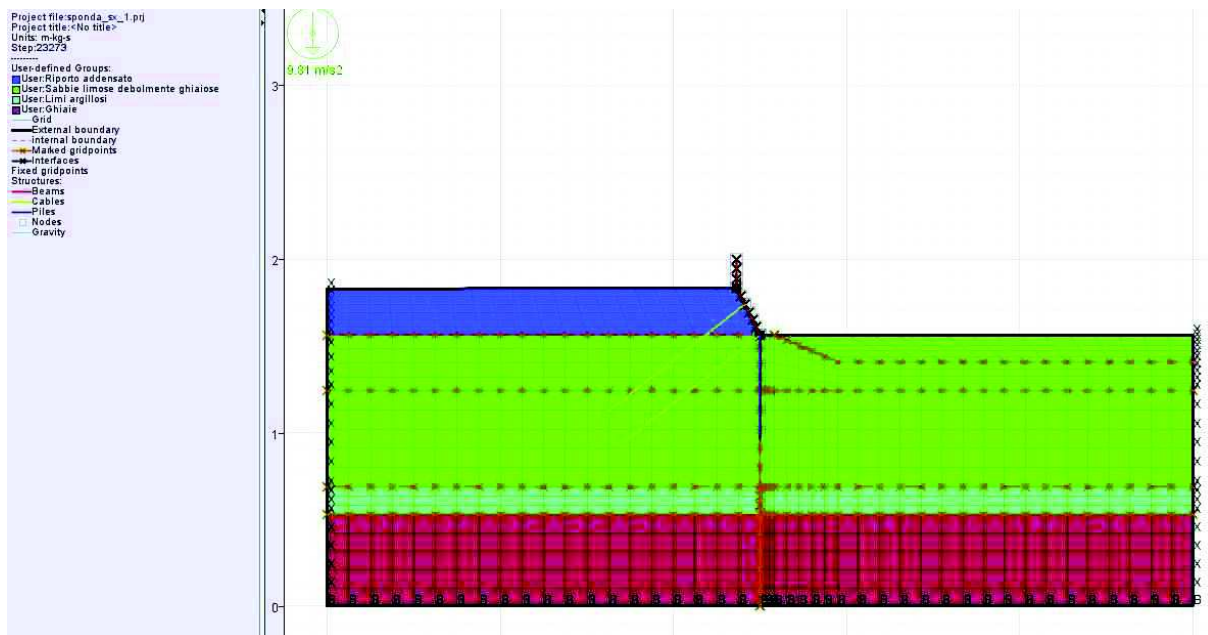




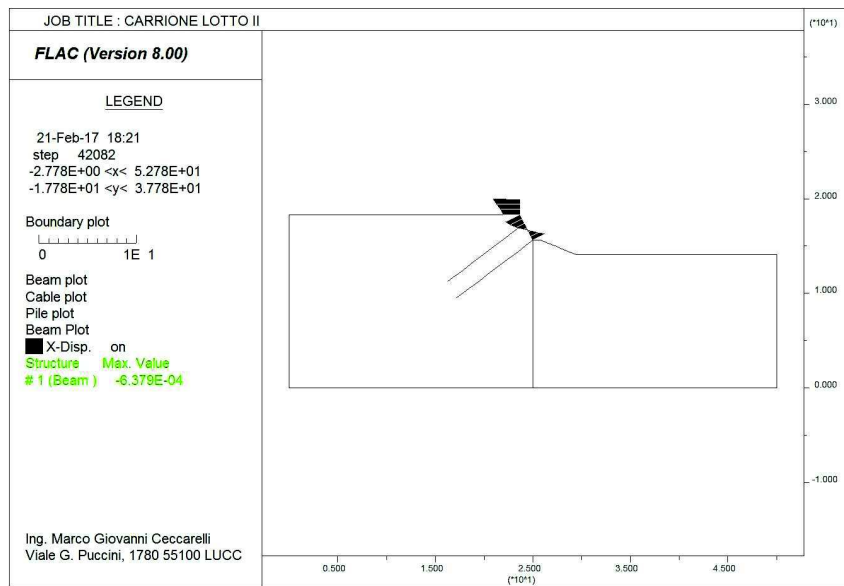
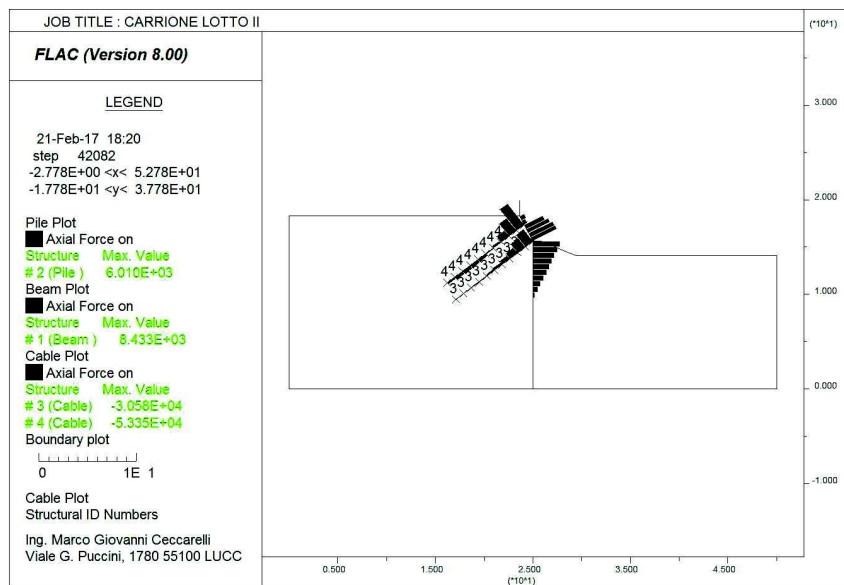


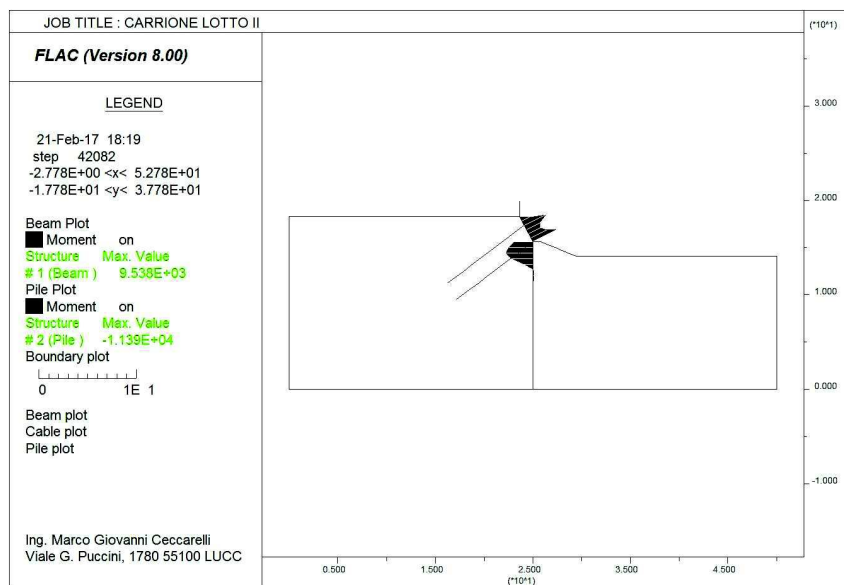
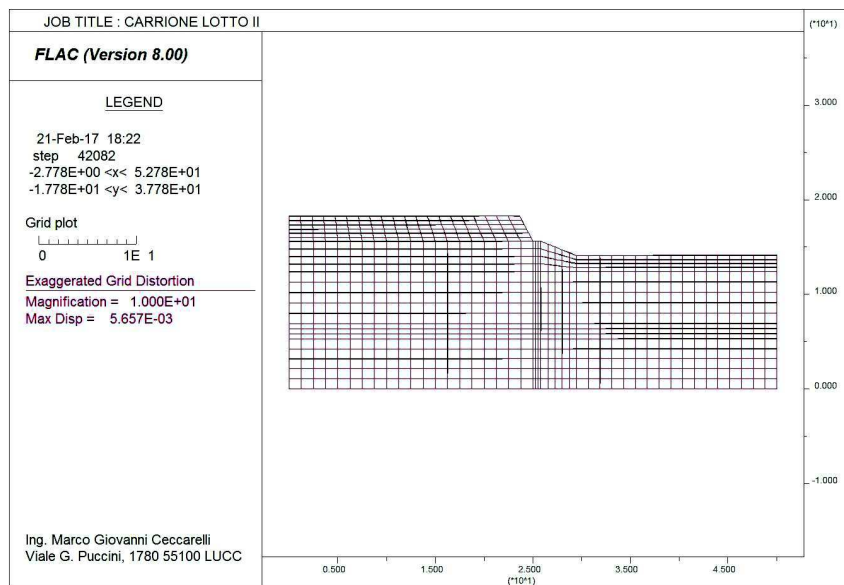


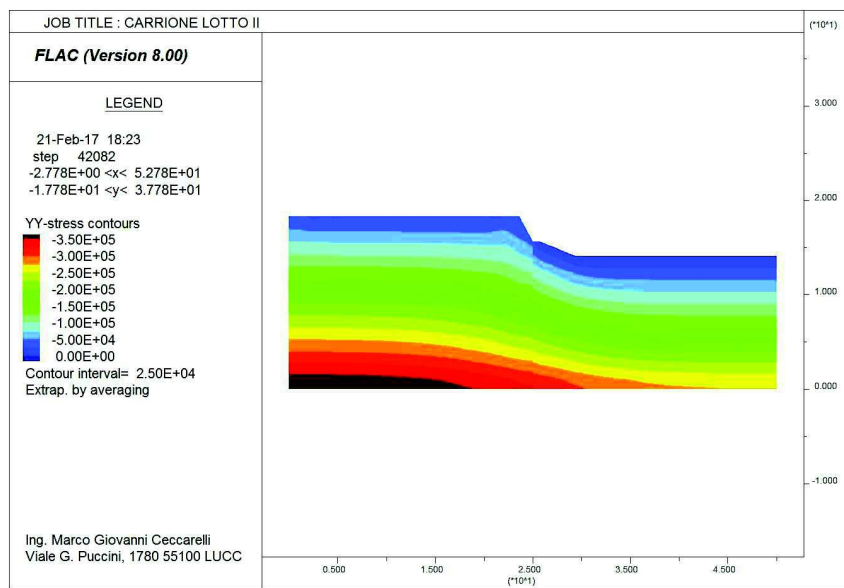
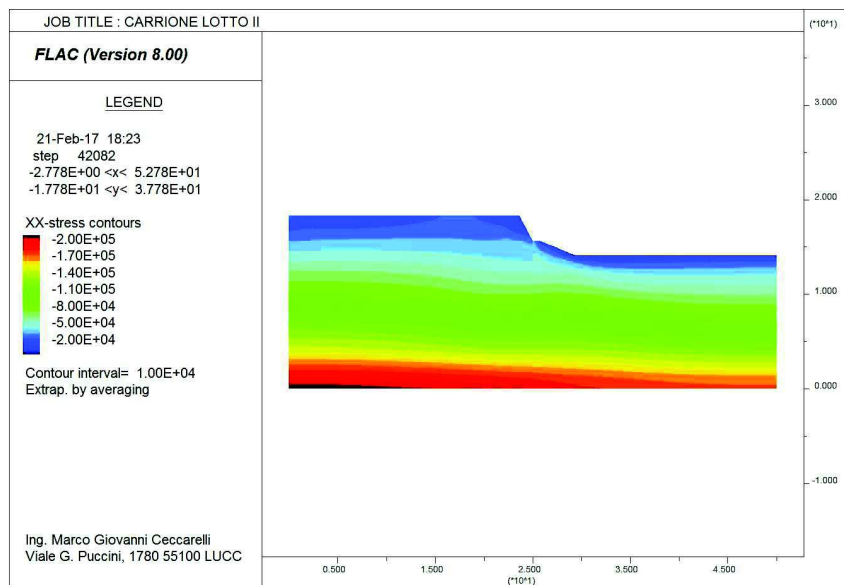
SPONDA SINISTRA TRATTO 1
Modello di calcolo adottato per le varie fasi

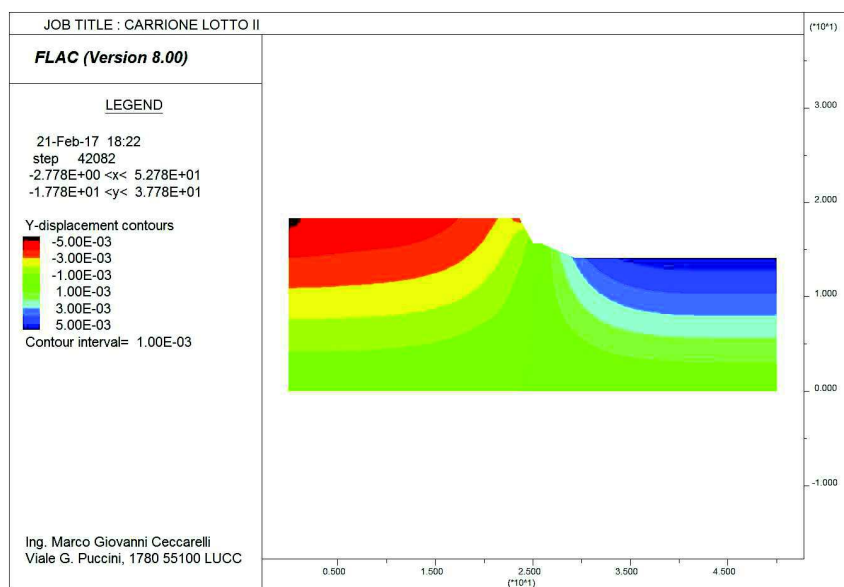
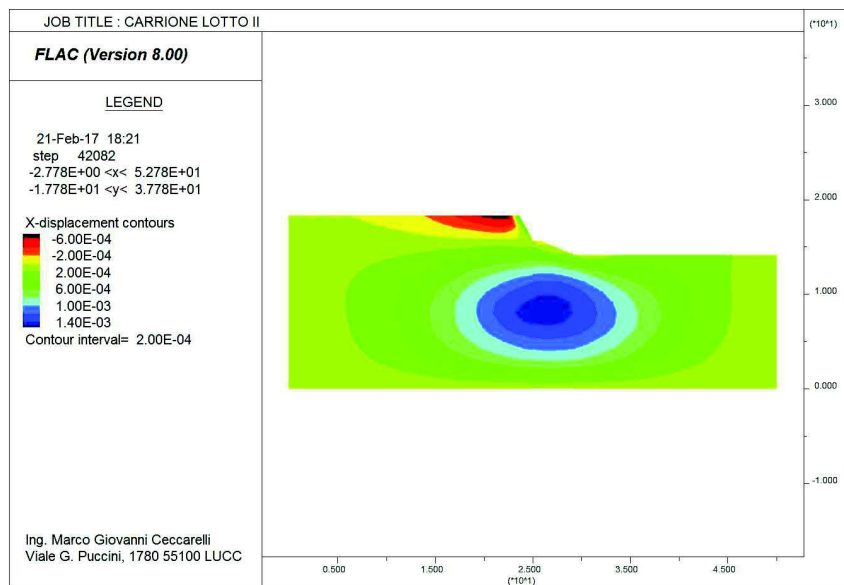


SPONDA SINISTRA TRATTO 1
Combinazione di carico: Carico sul piazzale

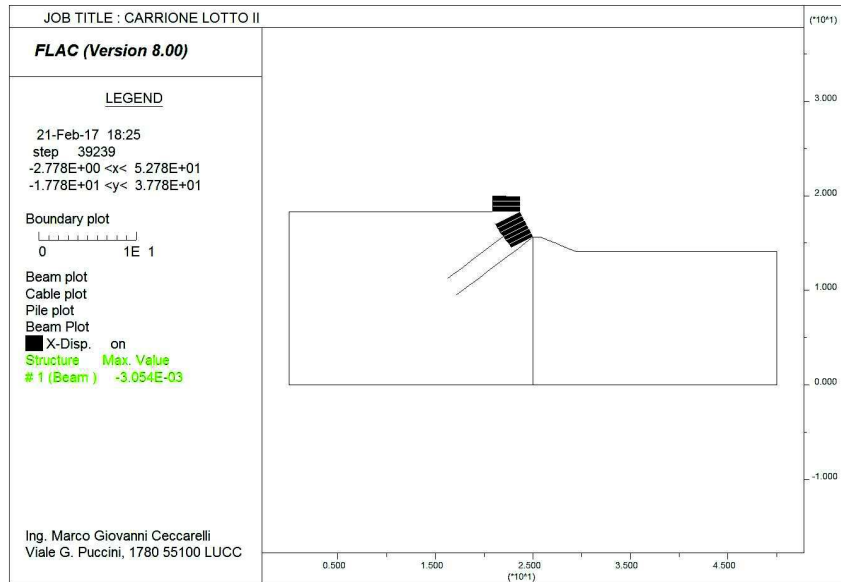
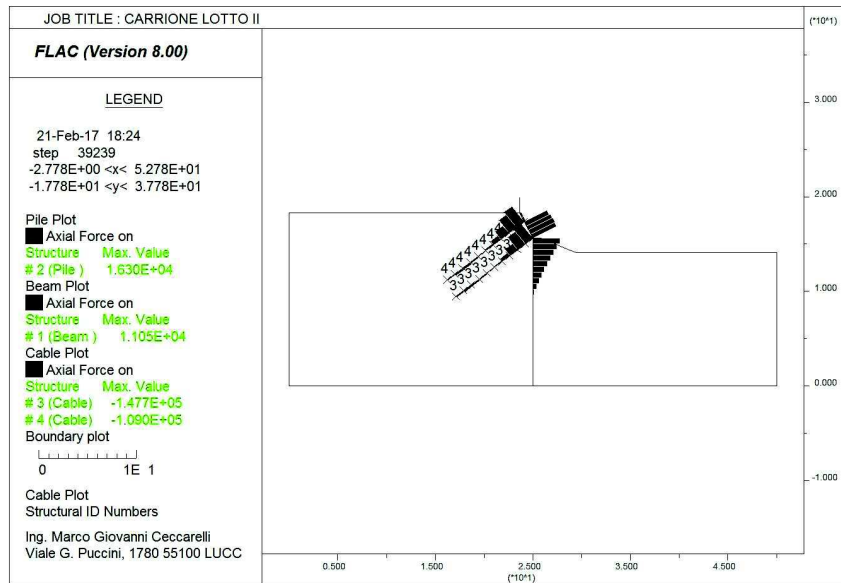


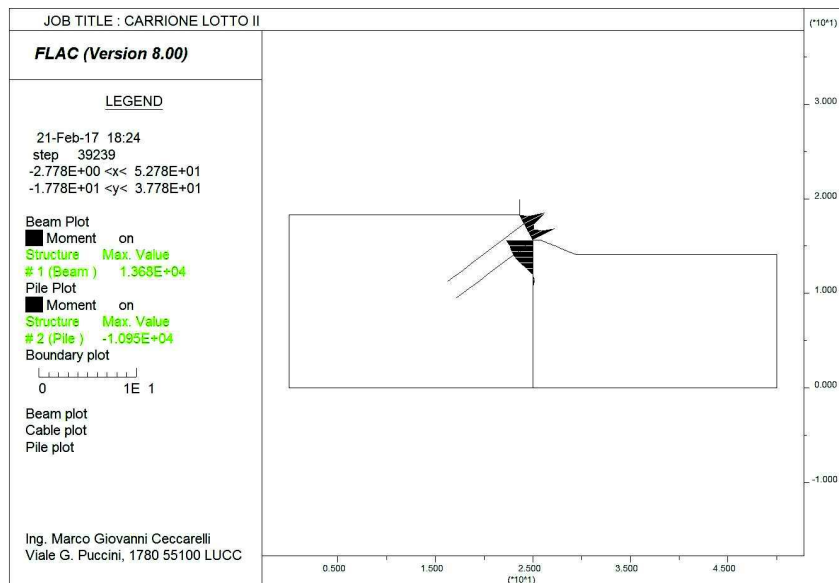
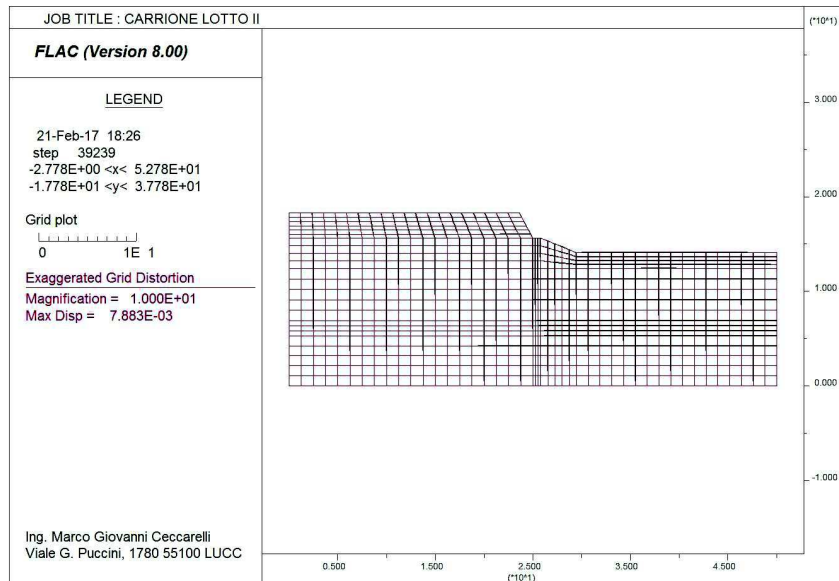


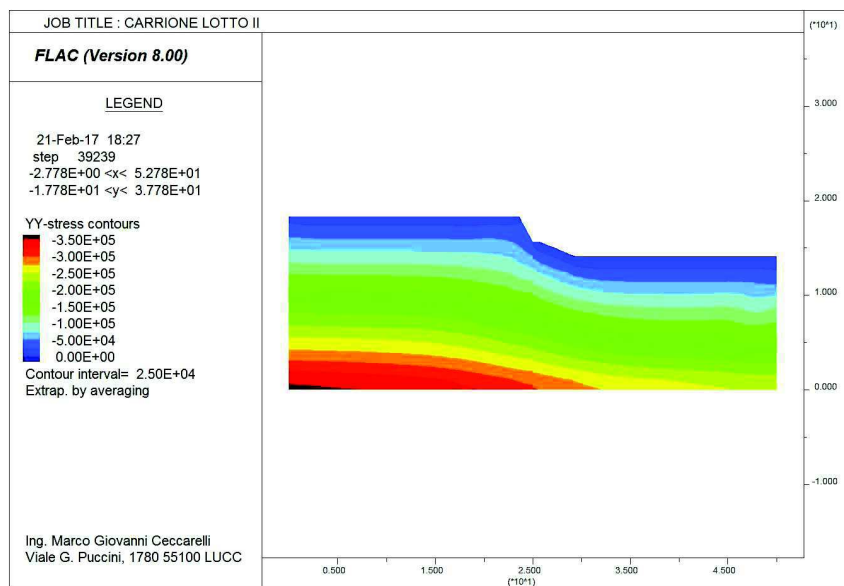
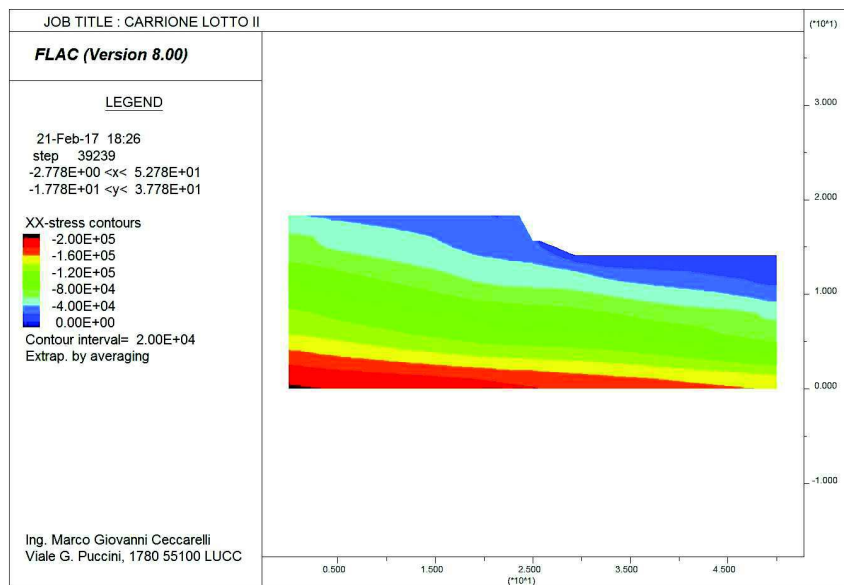


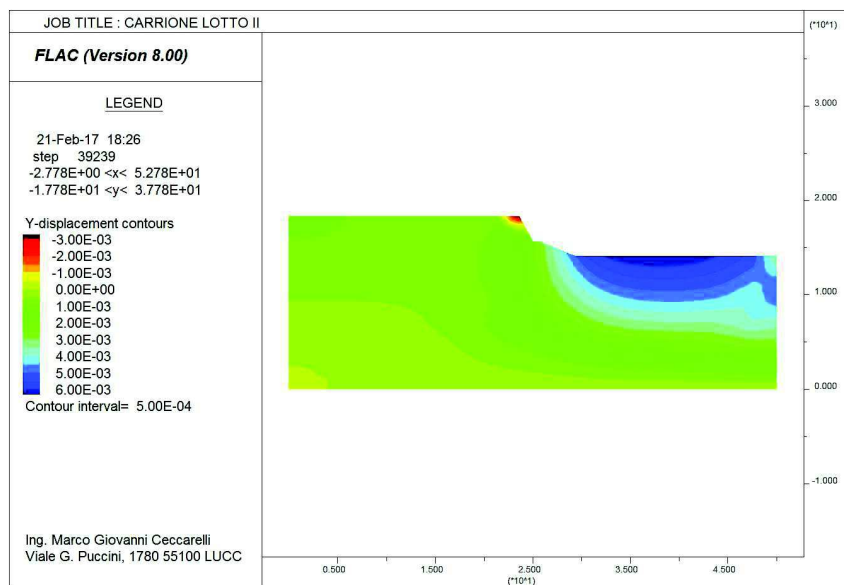
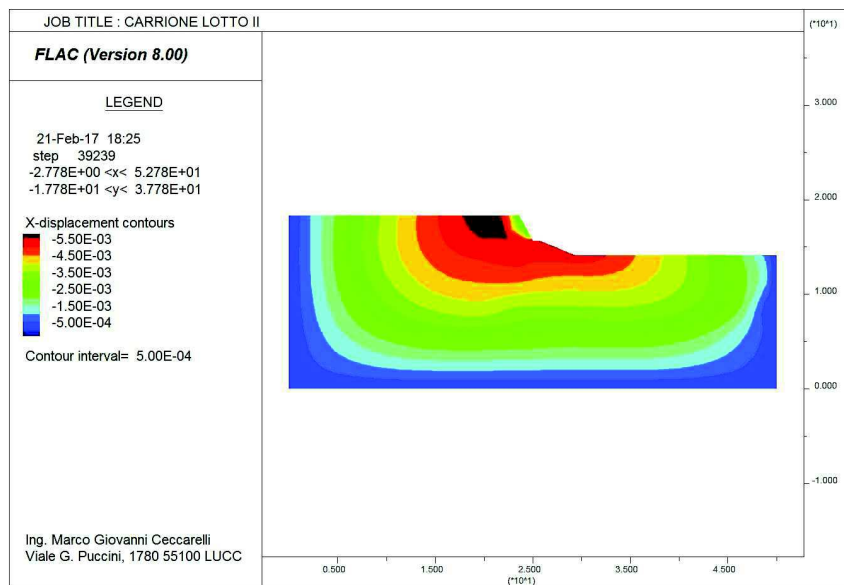


SPONDA SINISTRA TRATTO 1
Combinazione di carico: Sisma 1

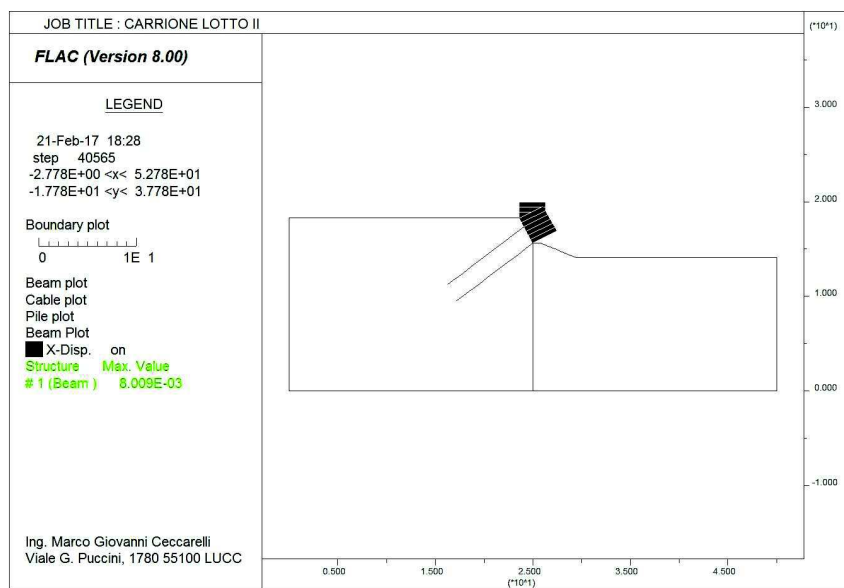
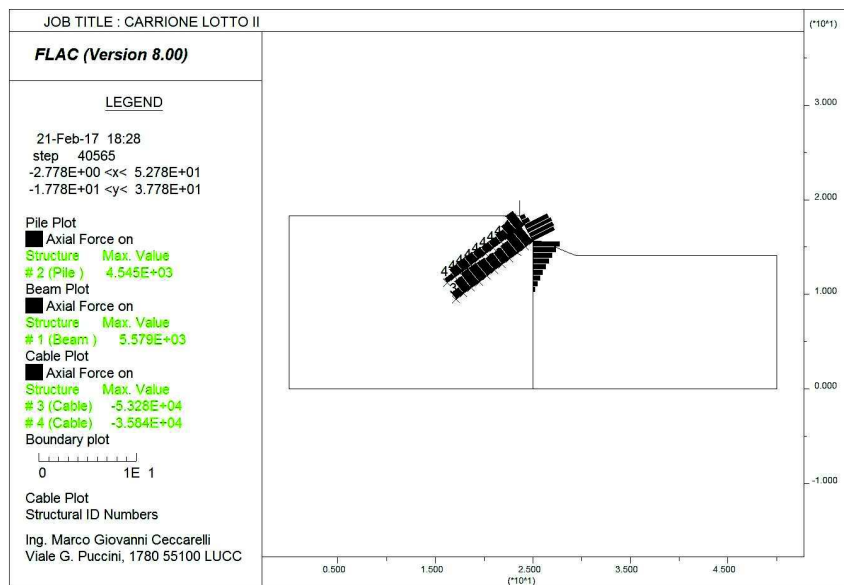


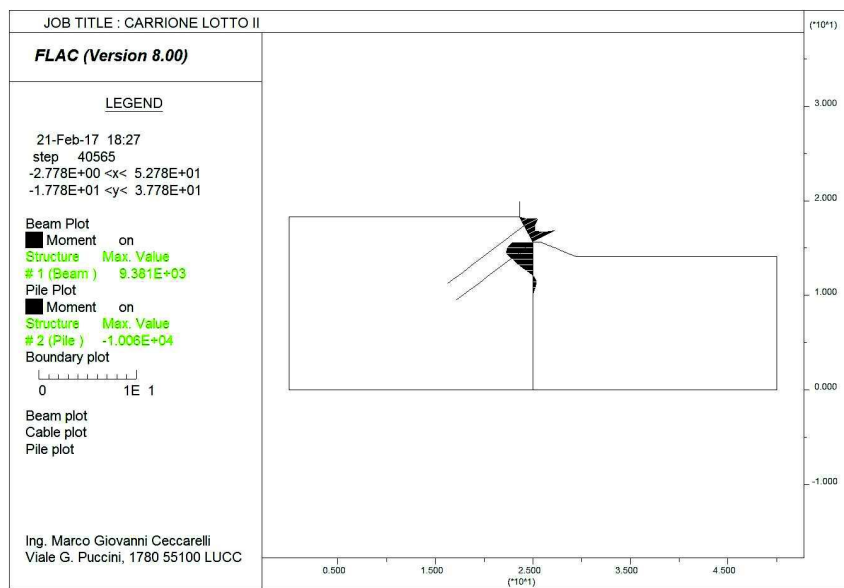
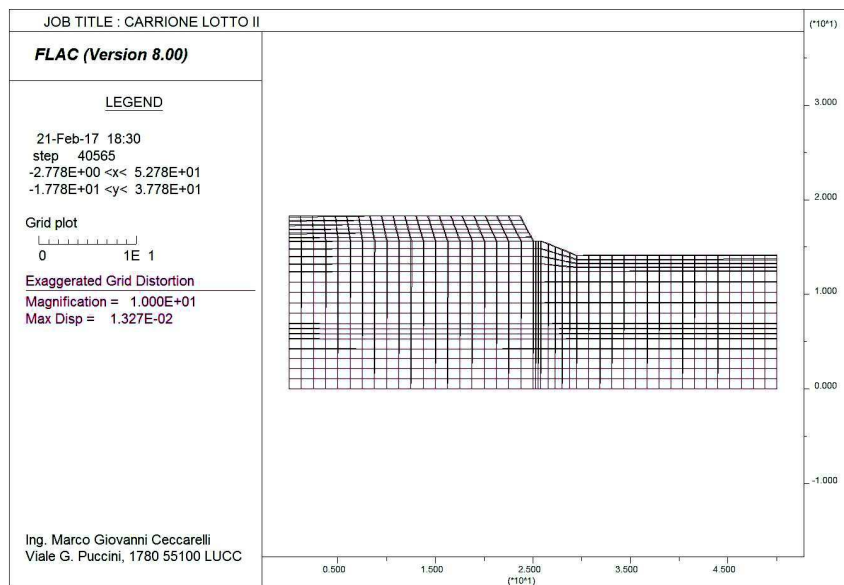


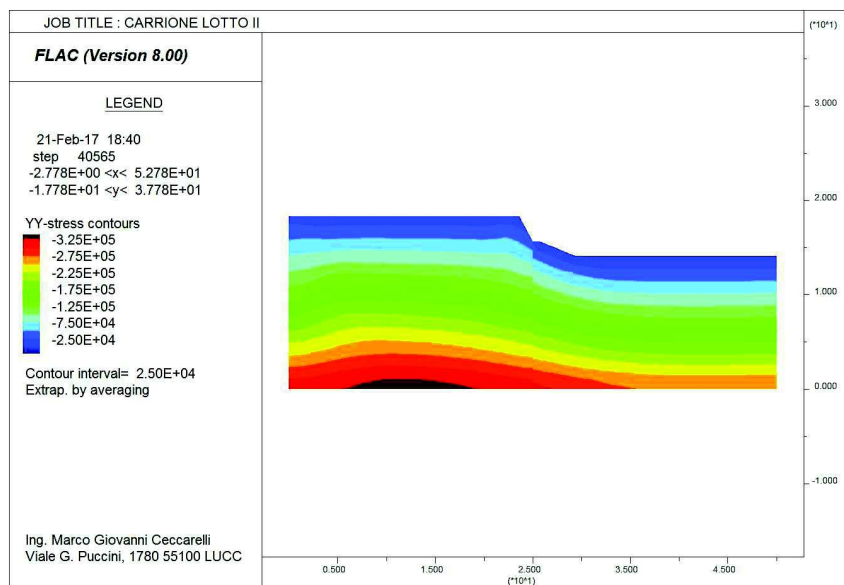
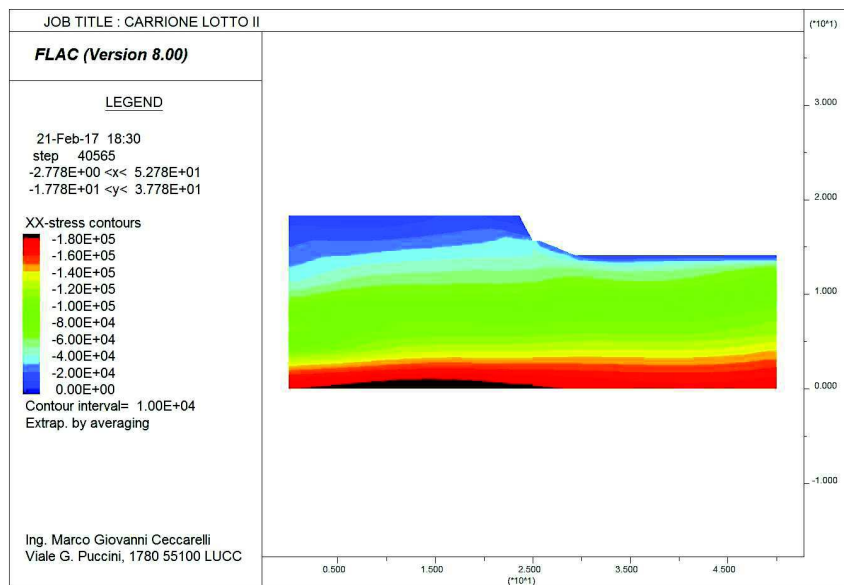


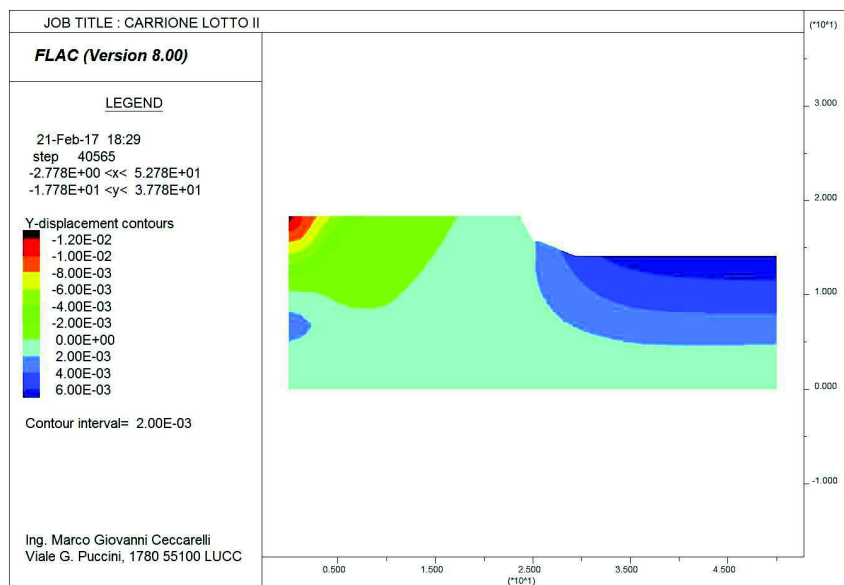
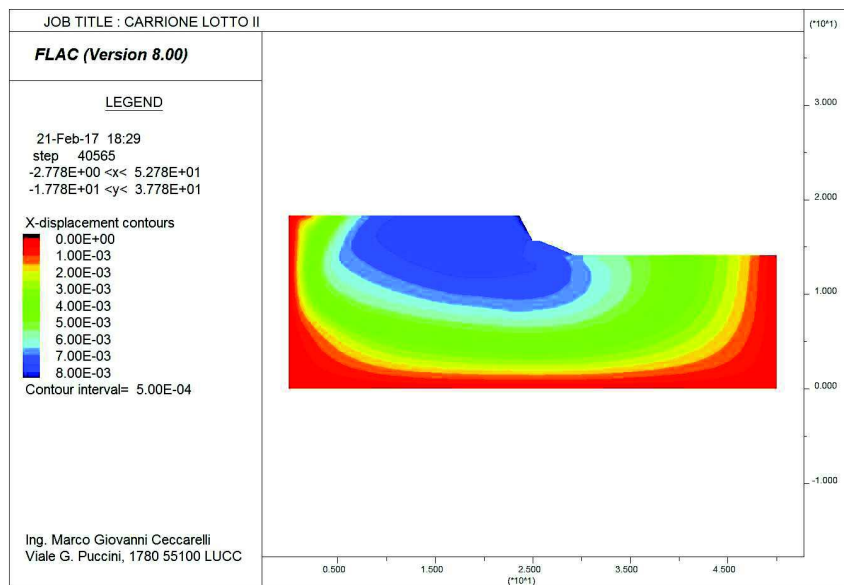


SPONDA SINISTRA TRATTO 1
Combinazione di carico: Sisma 2

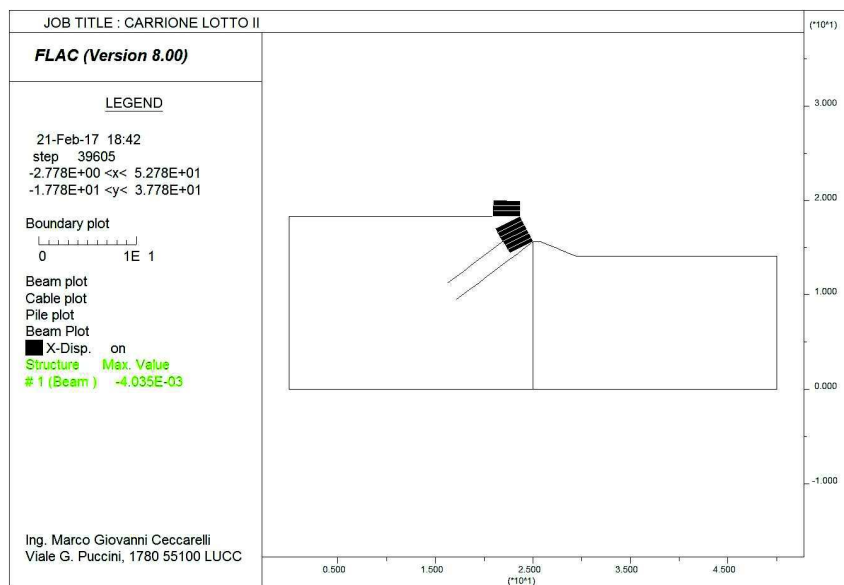
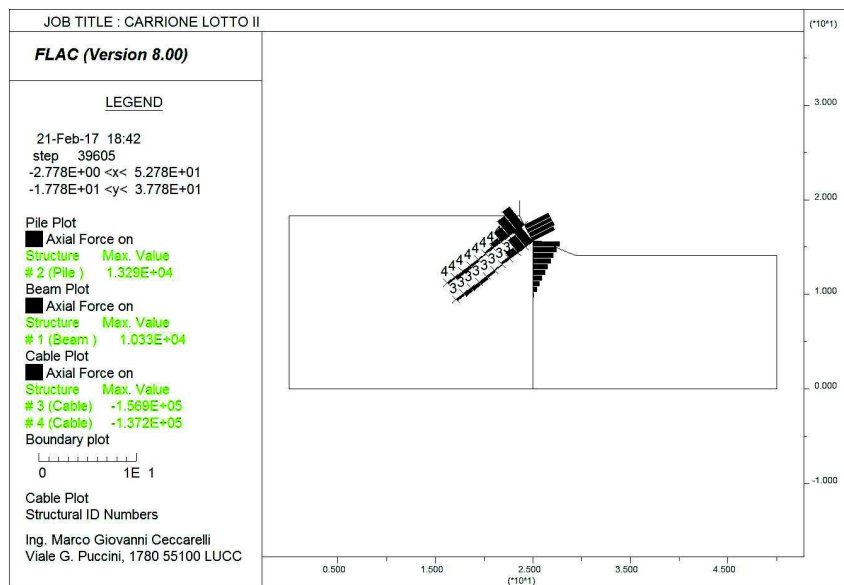


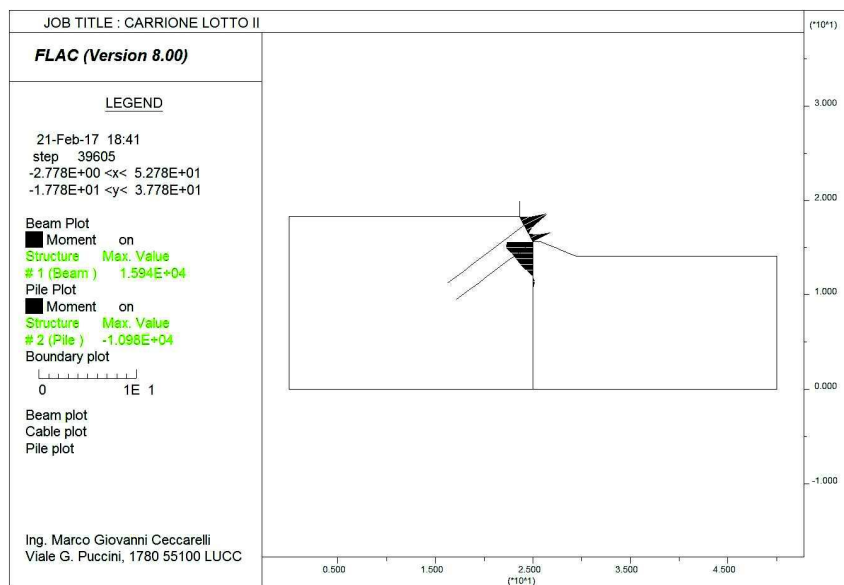
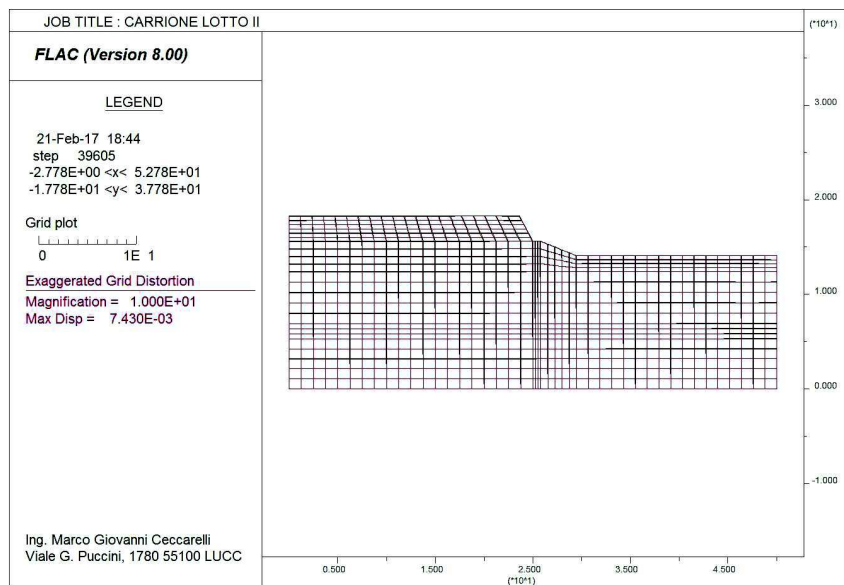


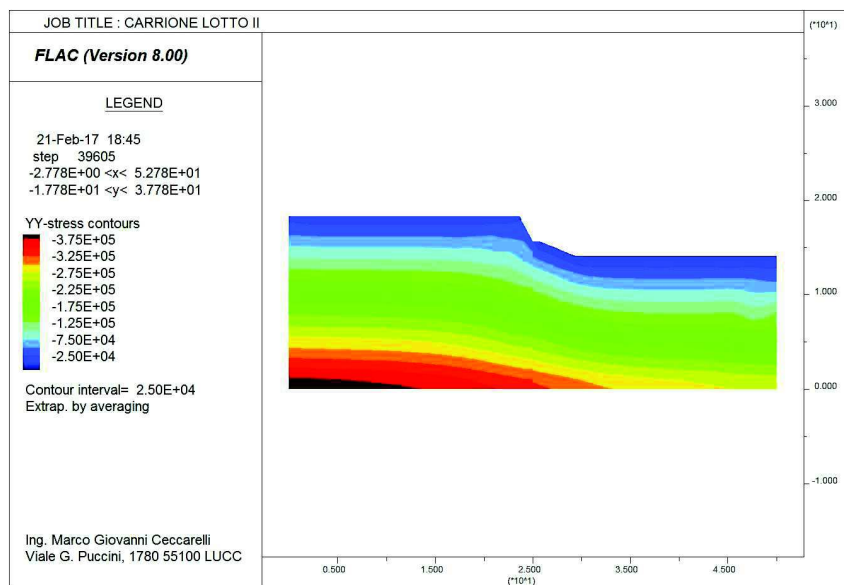
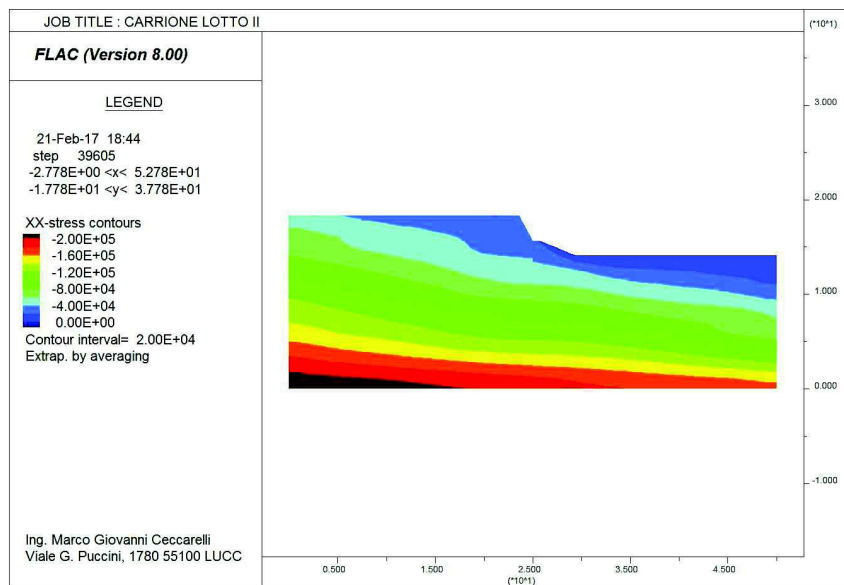


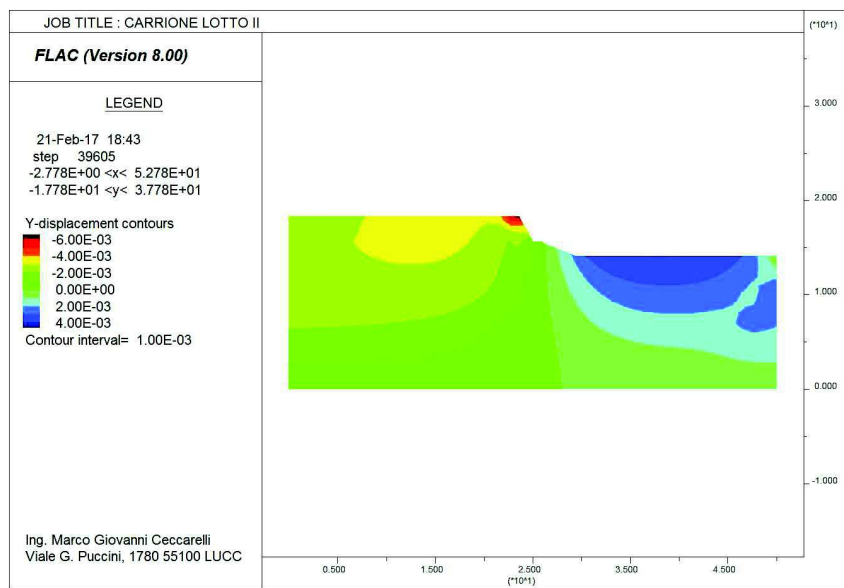
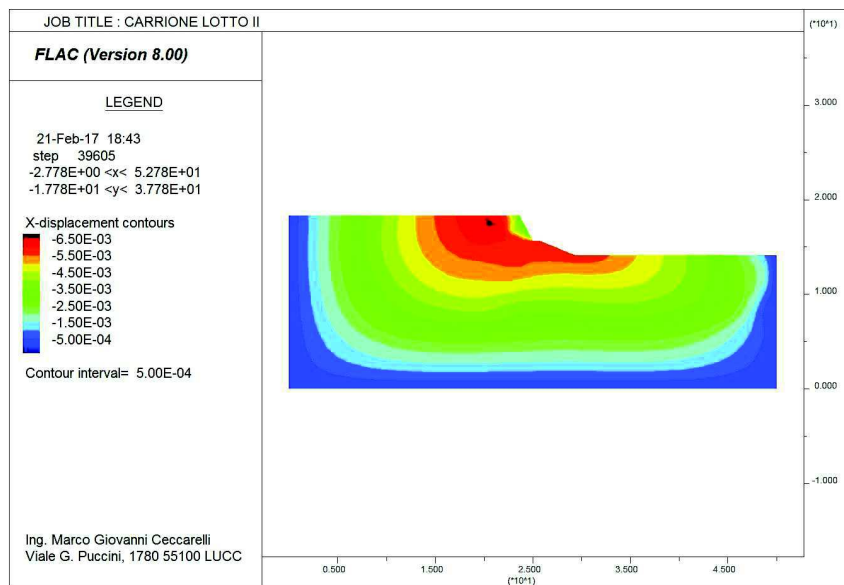


SPONDA SINISTRA TRATTO 1
Combinazione di carico: Sisma 3

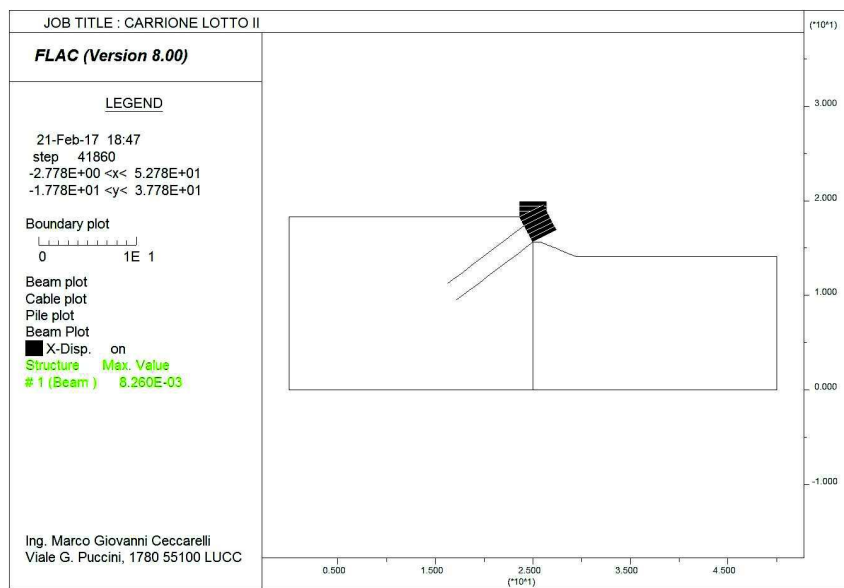
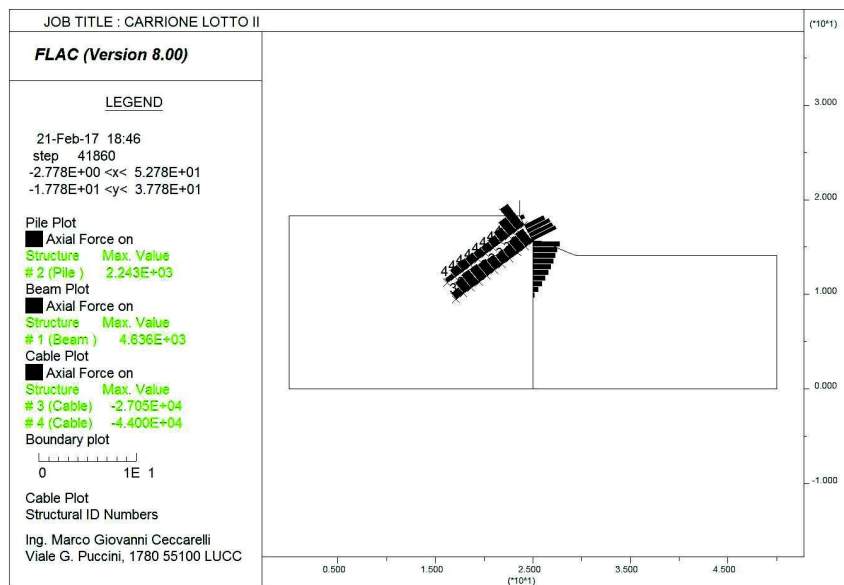


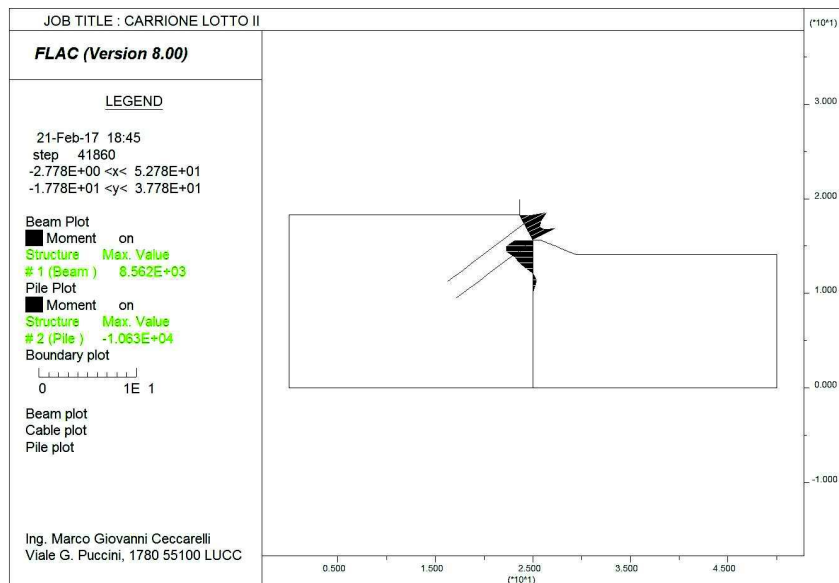
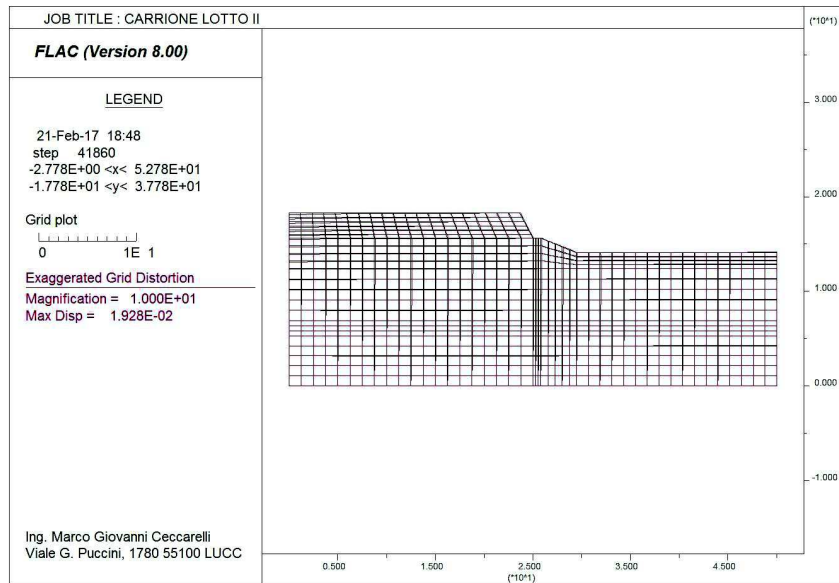


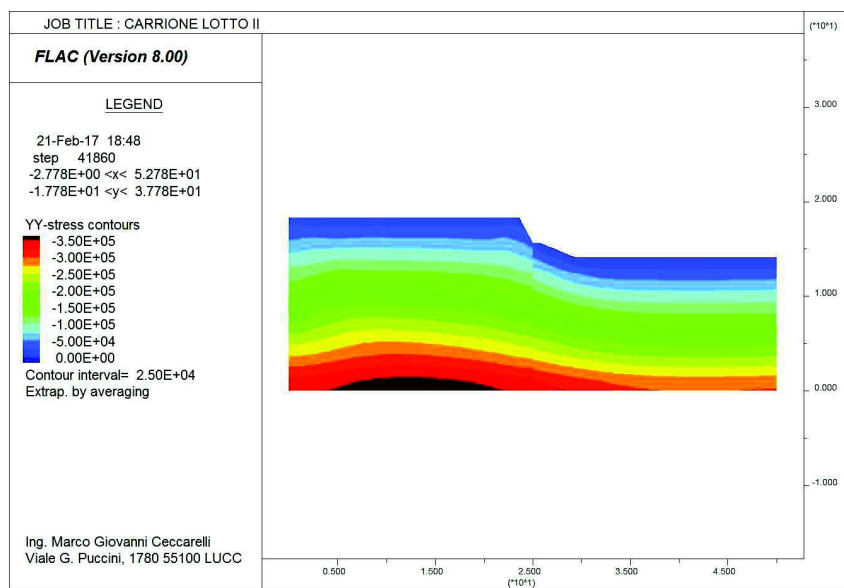
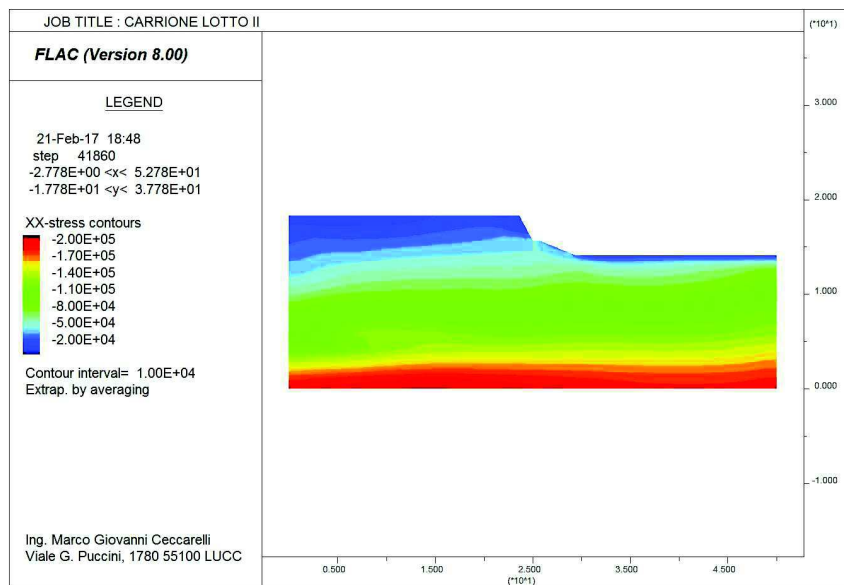


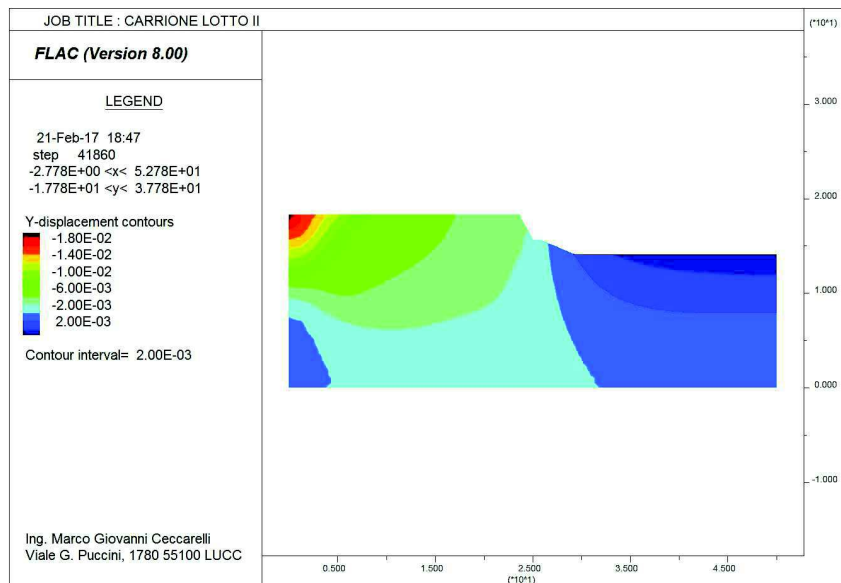
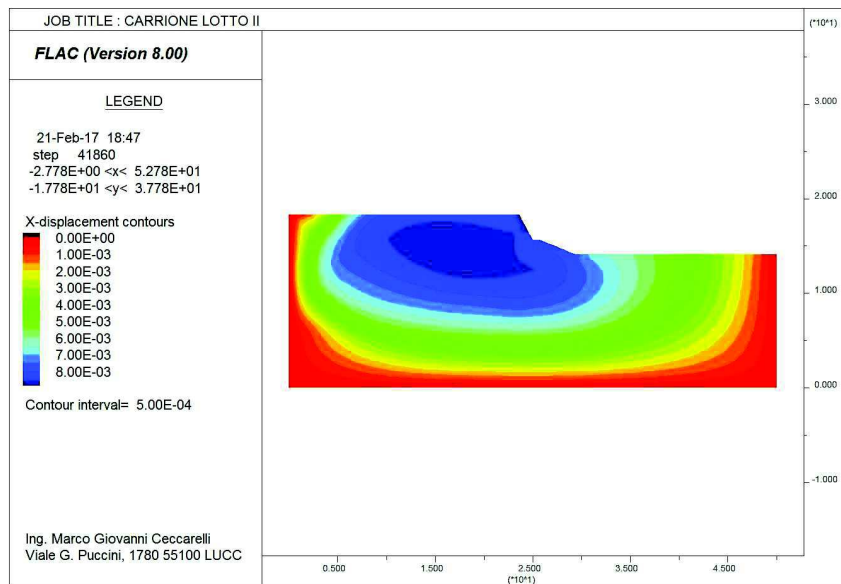


SPONDA SINISTRA TRATTO 1
Combinazione di carico: Sisma 4

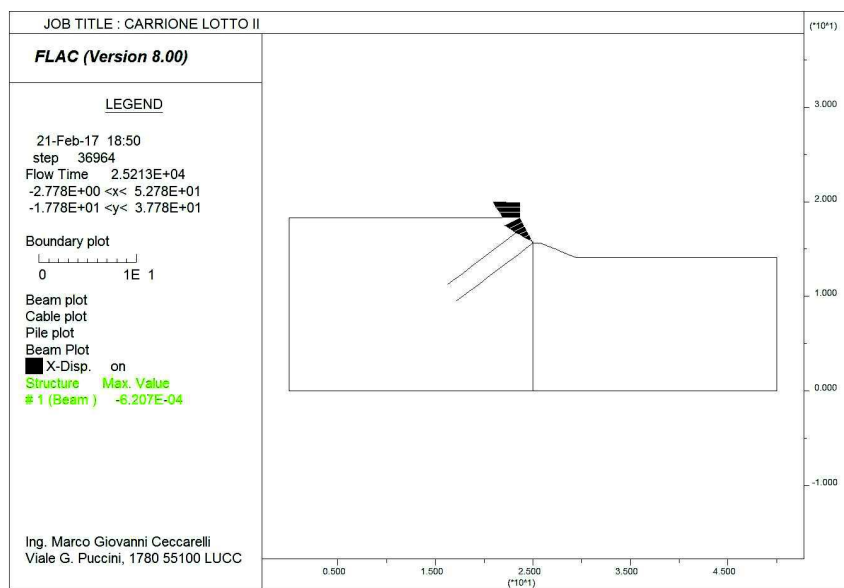
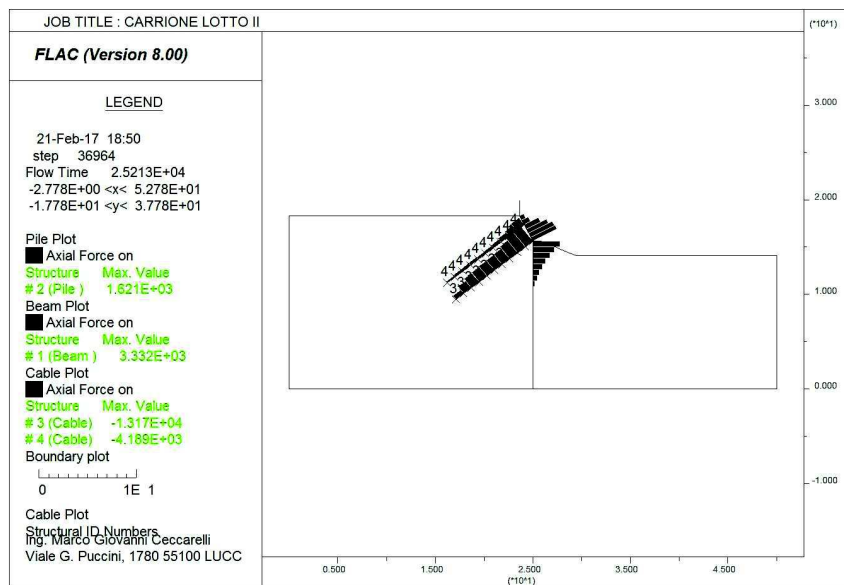


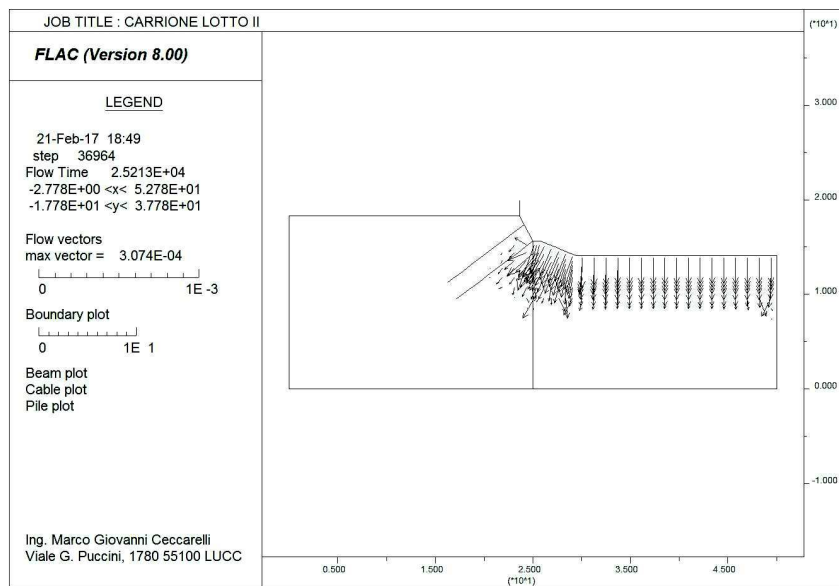
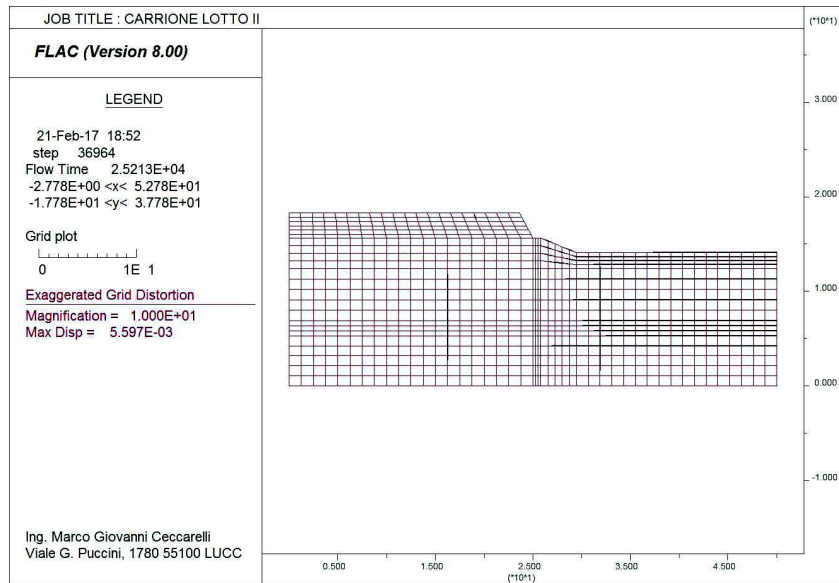


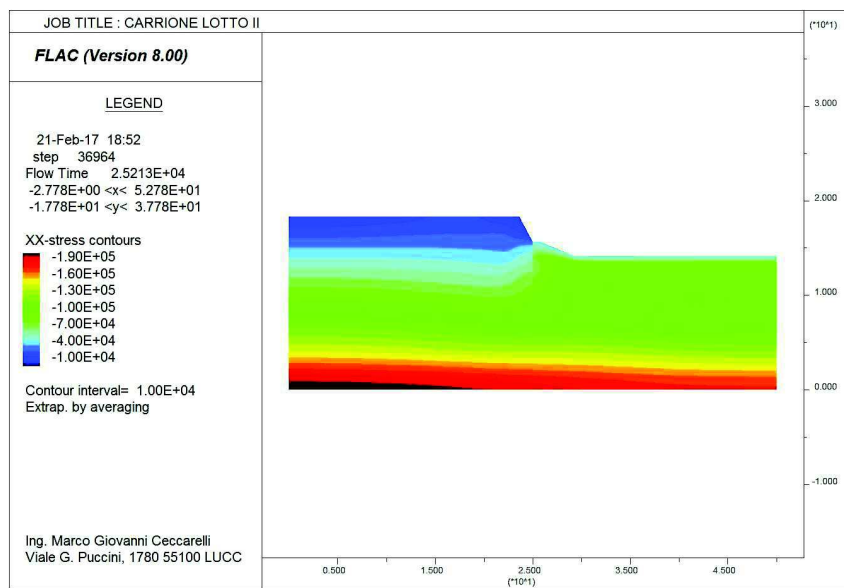
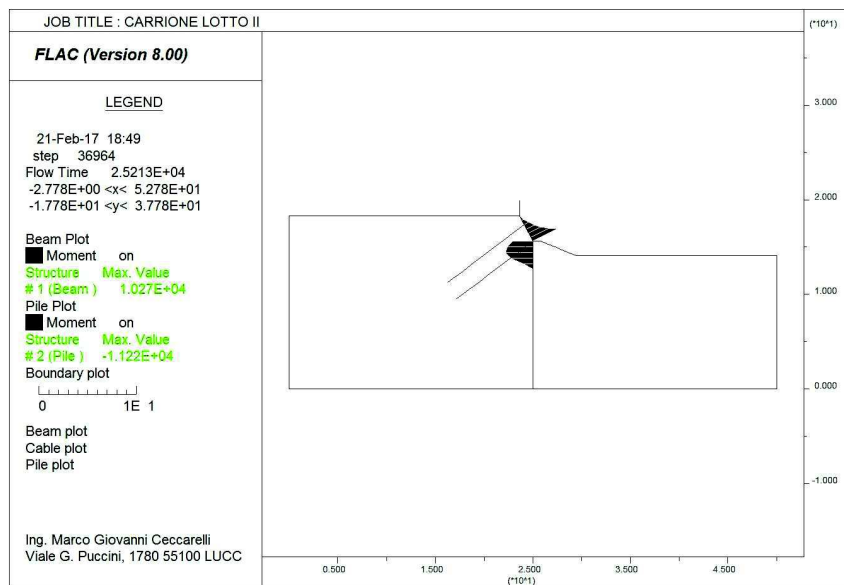


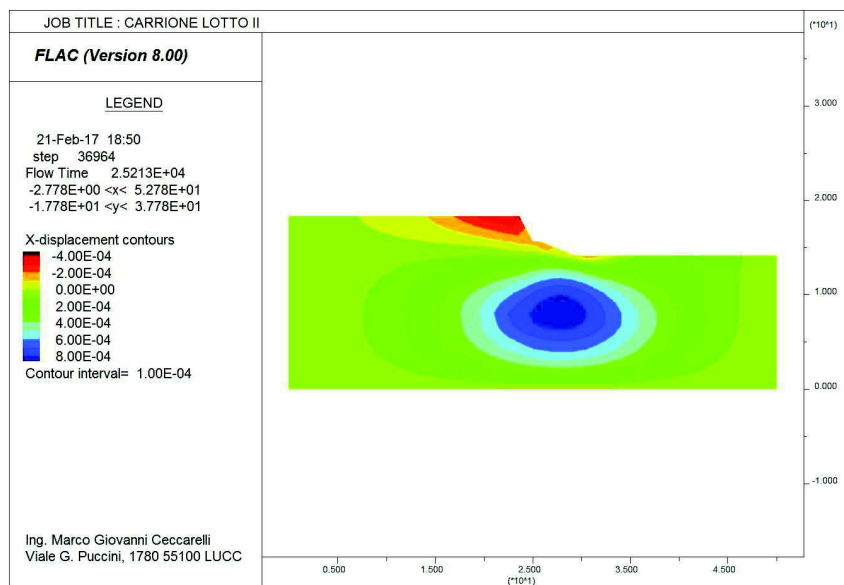
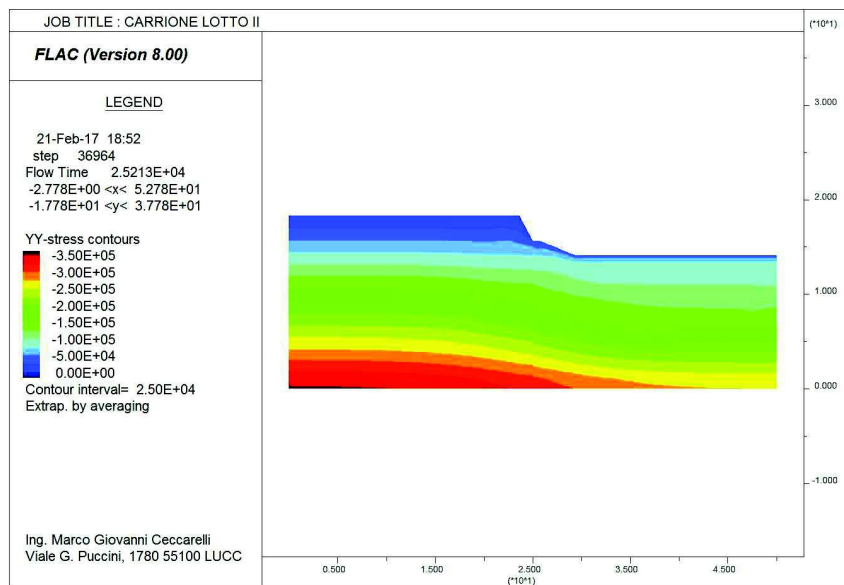


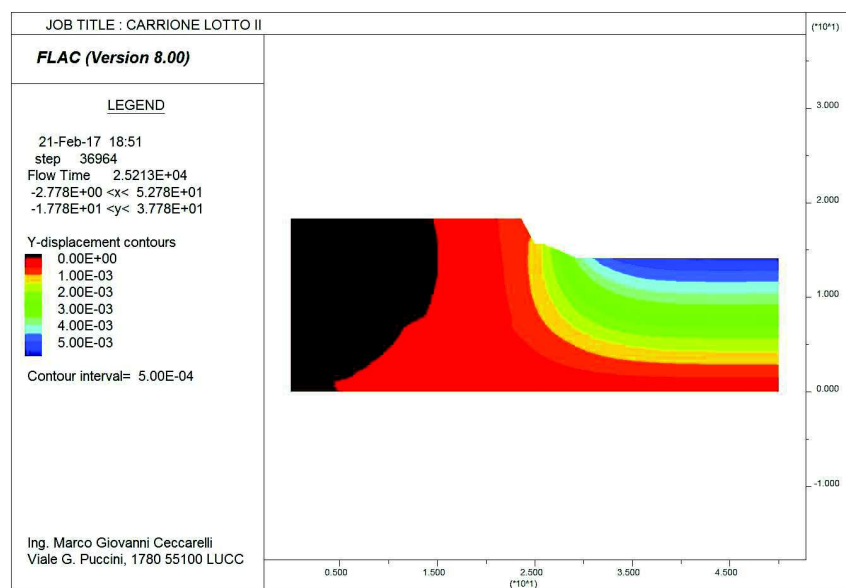
SPONDA SINISTRA TRATTO 1
Combinazione di carico: Piena





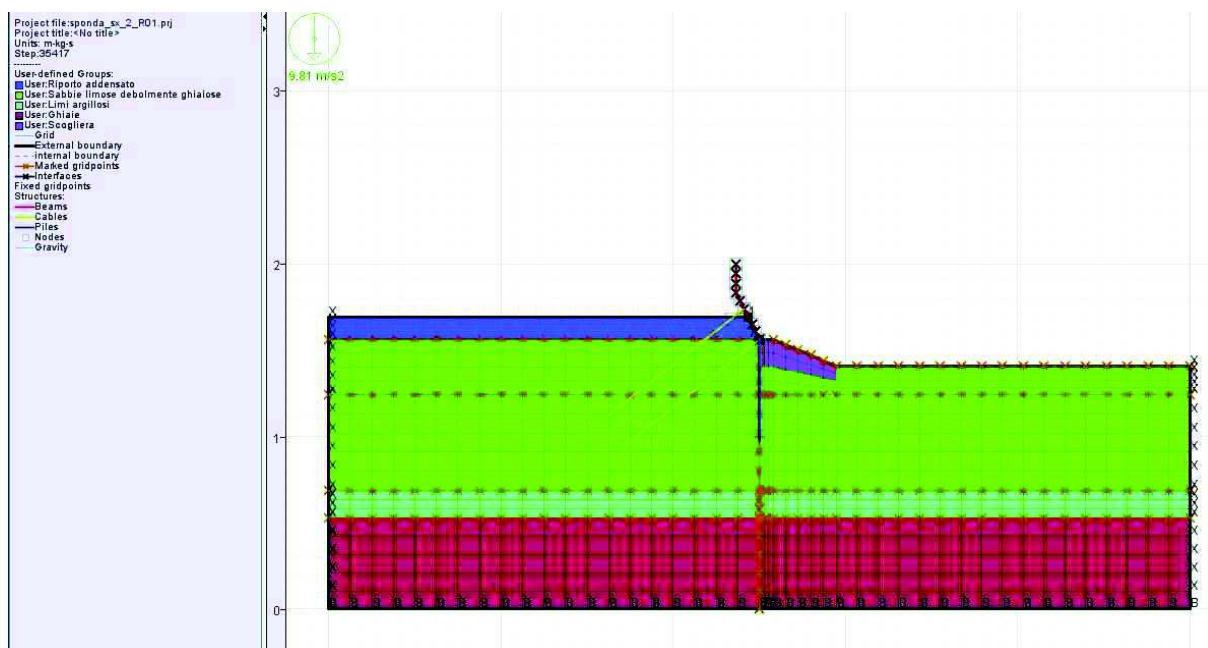
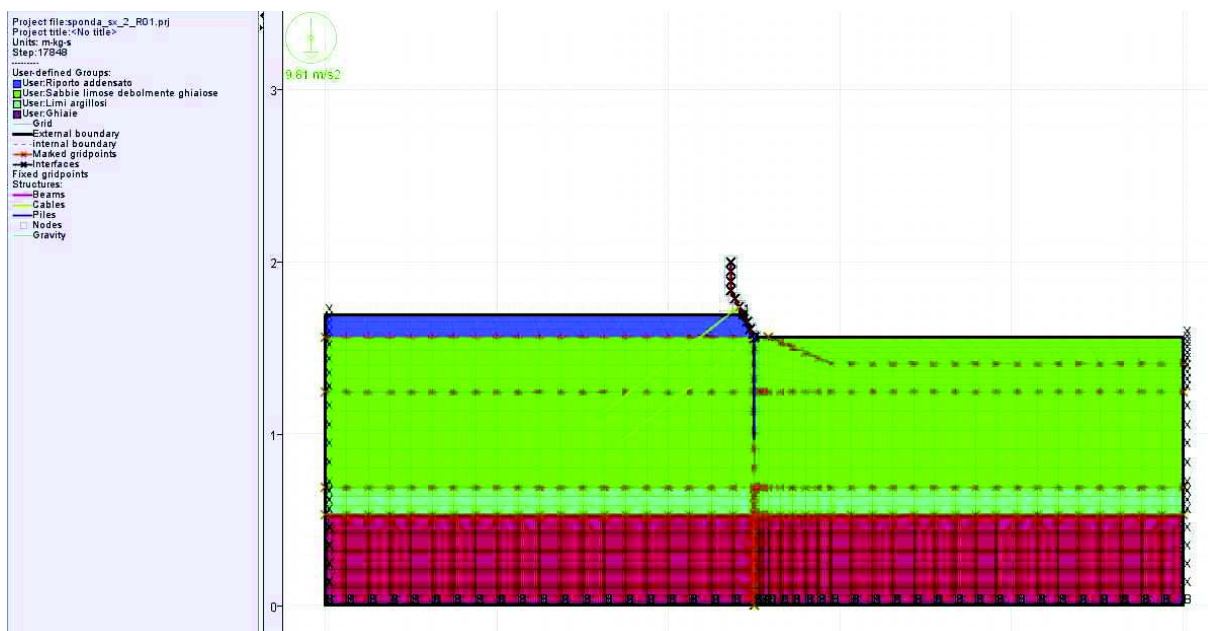




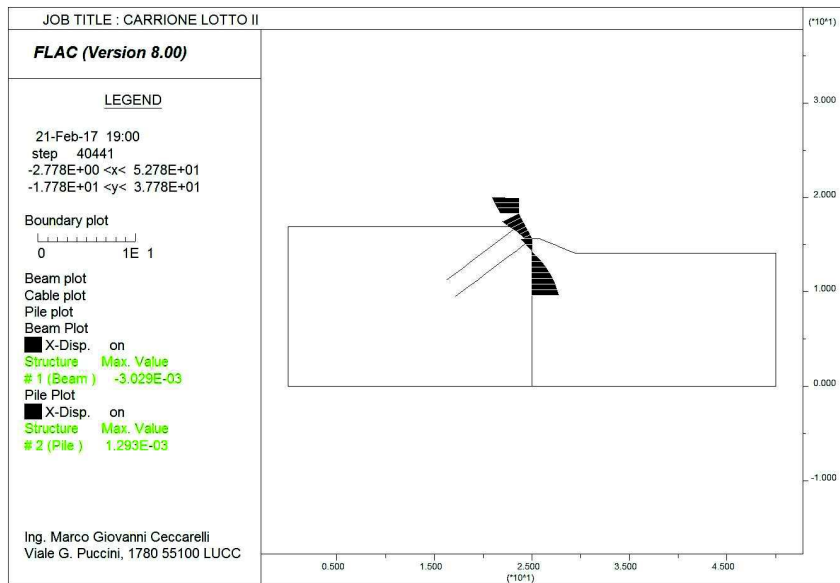
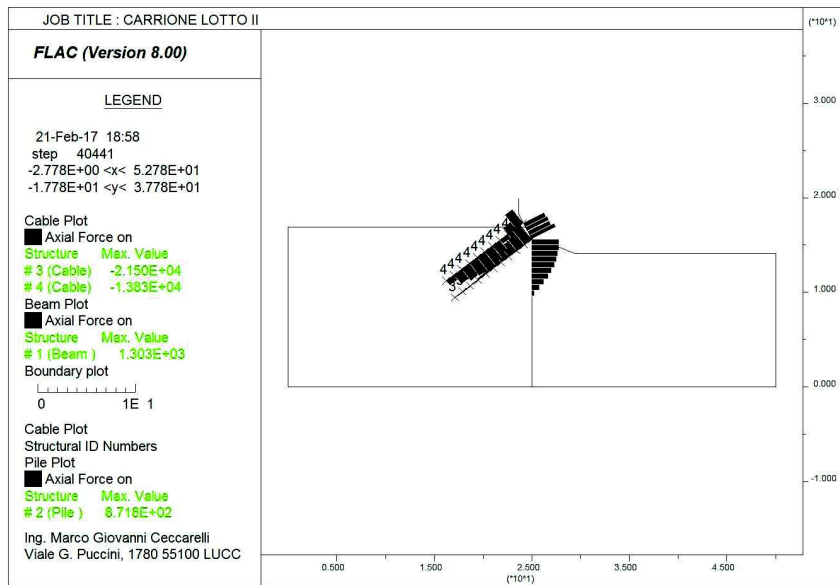


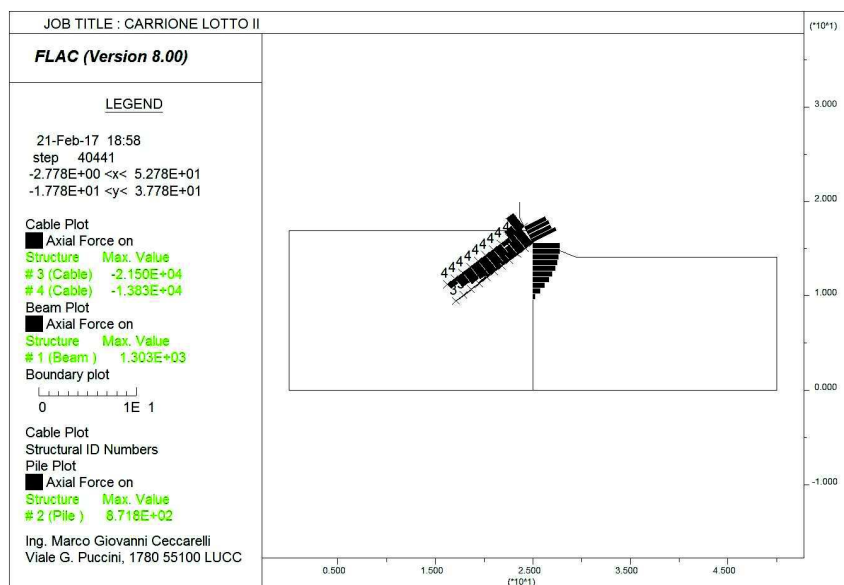
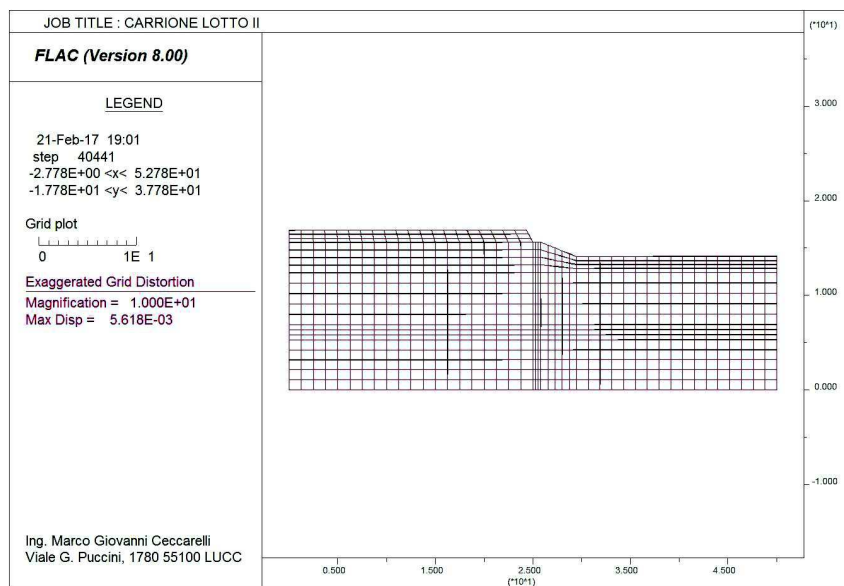
SPONDA SINISTRA TRATTO 2

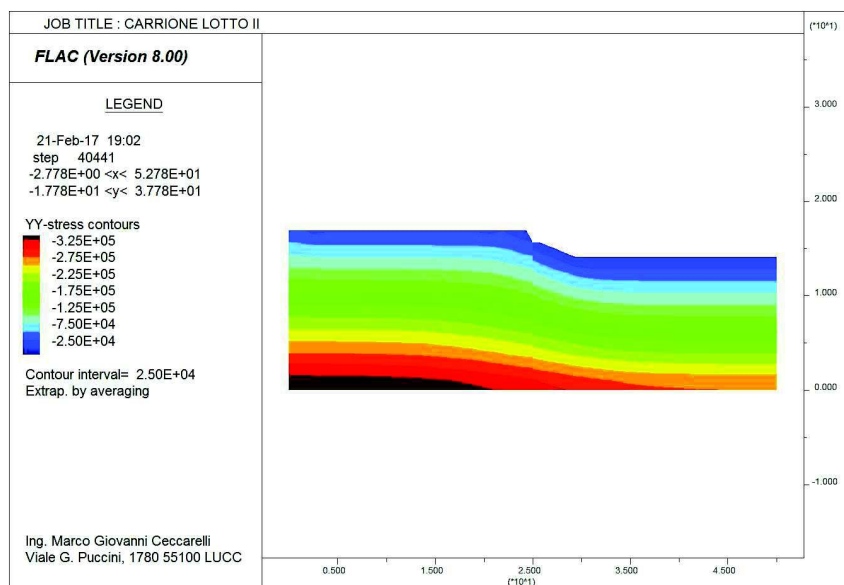
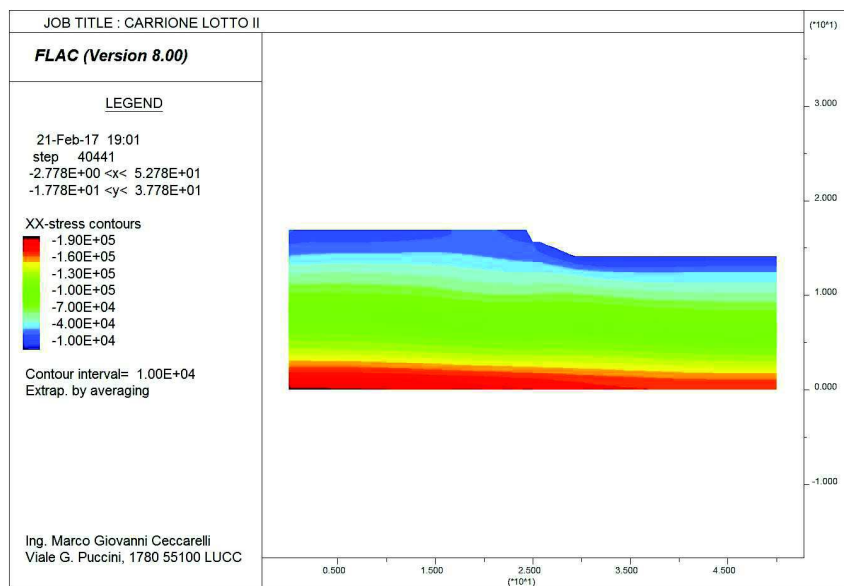
Modello di calcolo adottato per le varie fasi

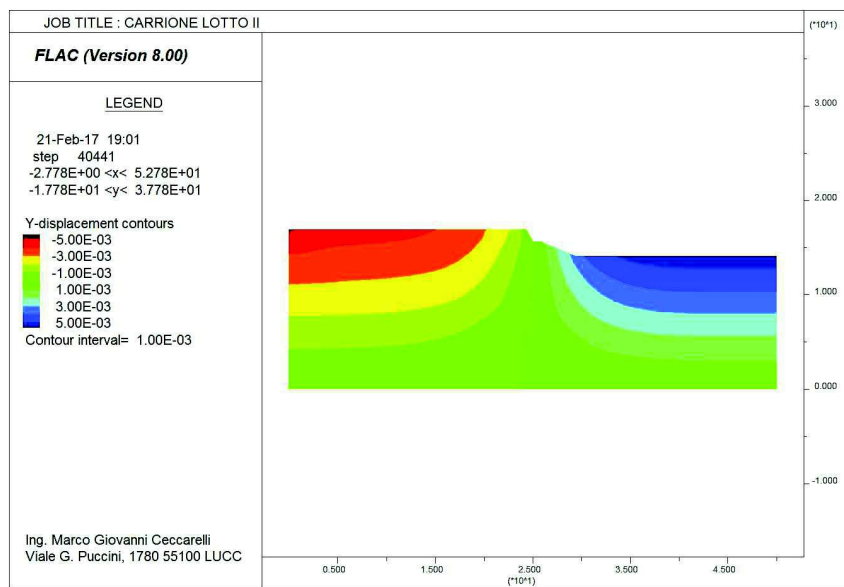
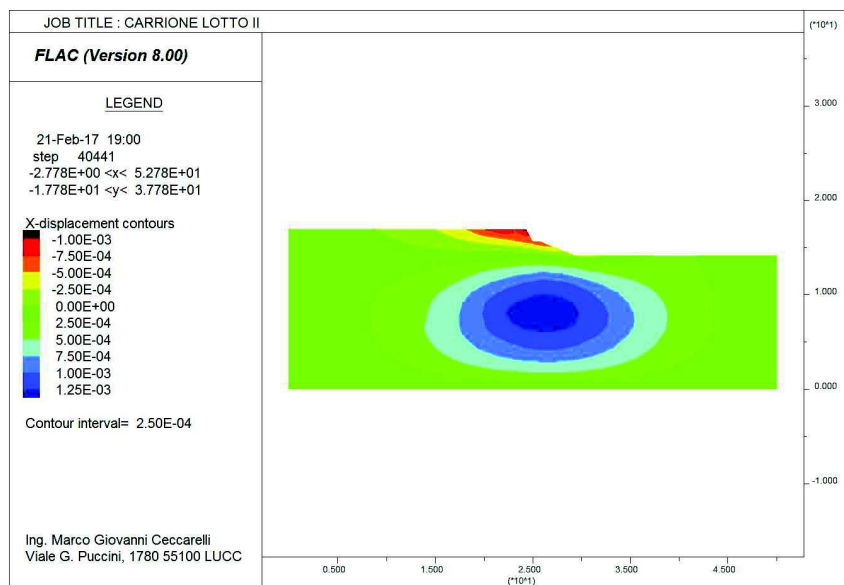


SPONDA SINISTRA TRATTO 2
Combinazione di carico: Carico sul piazzale

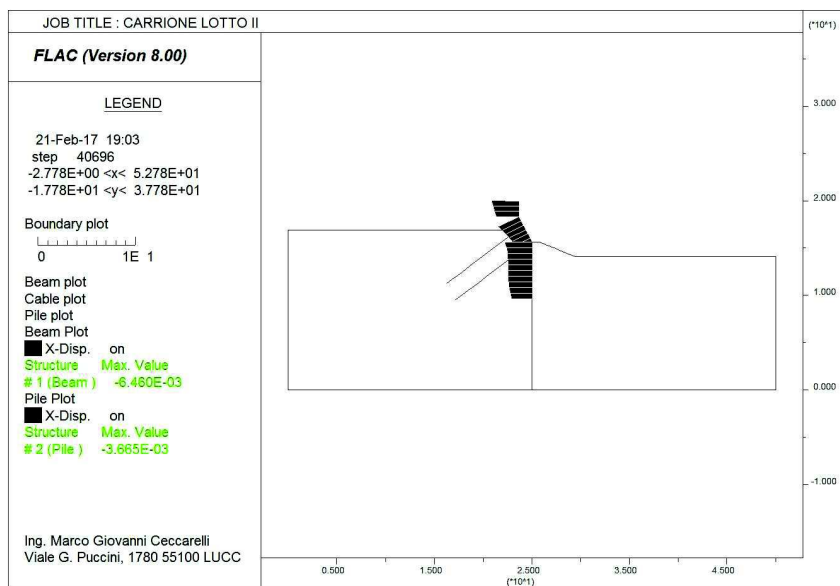
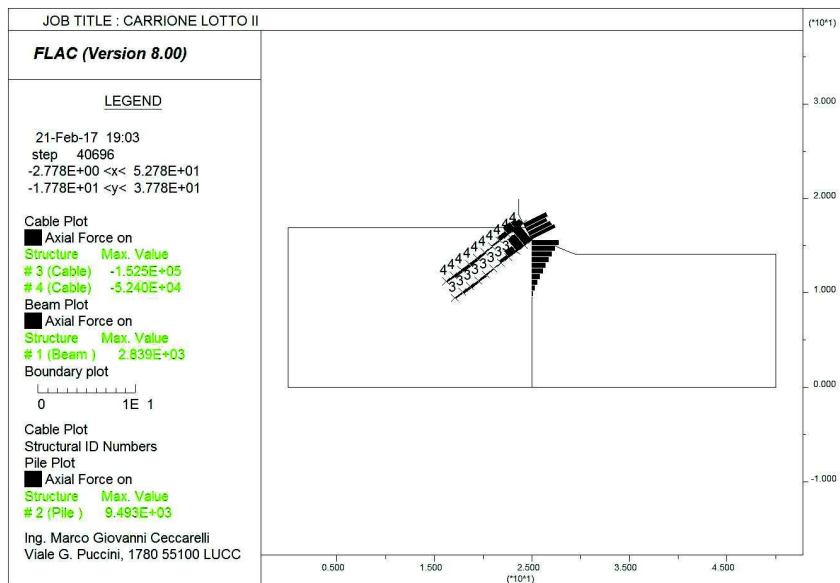


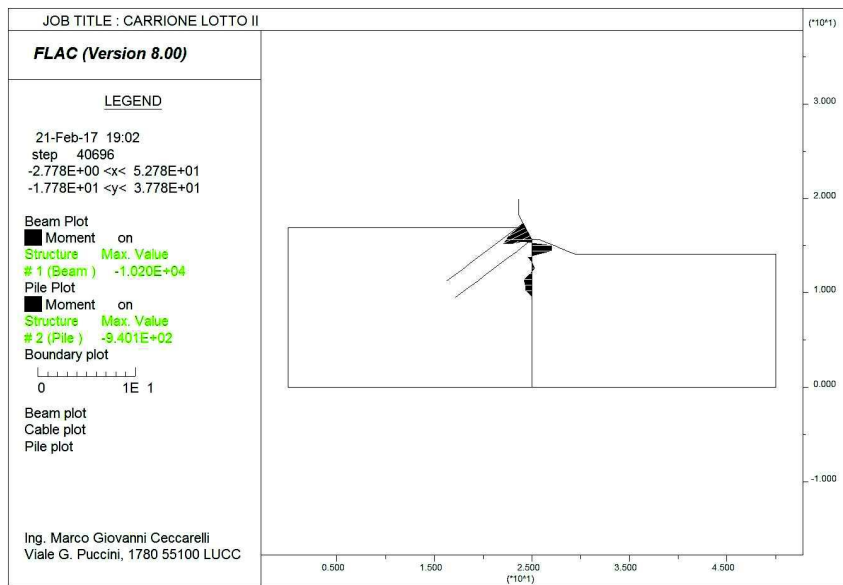
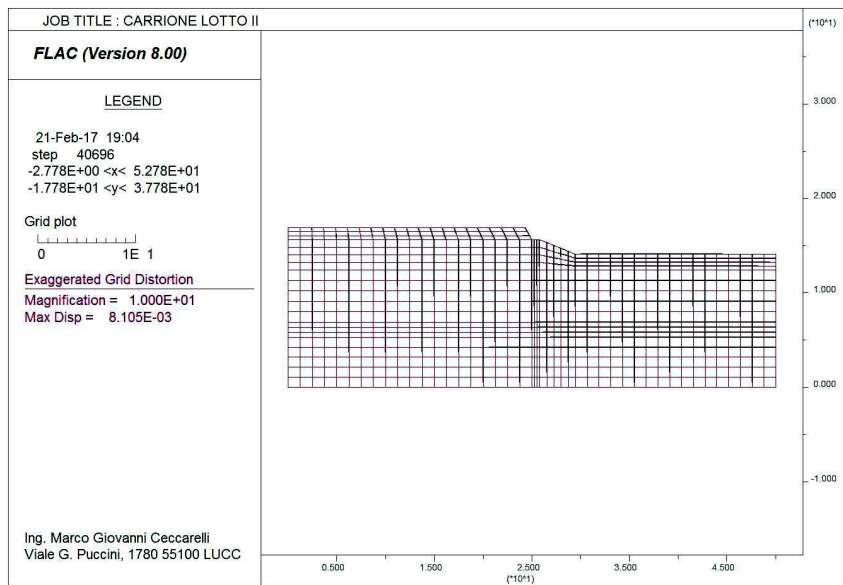


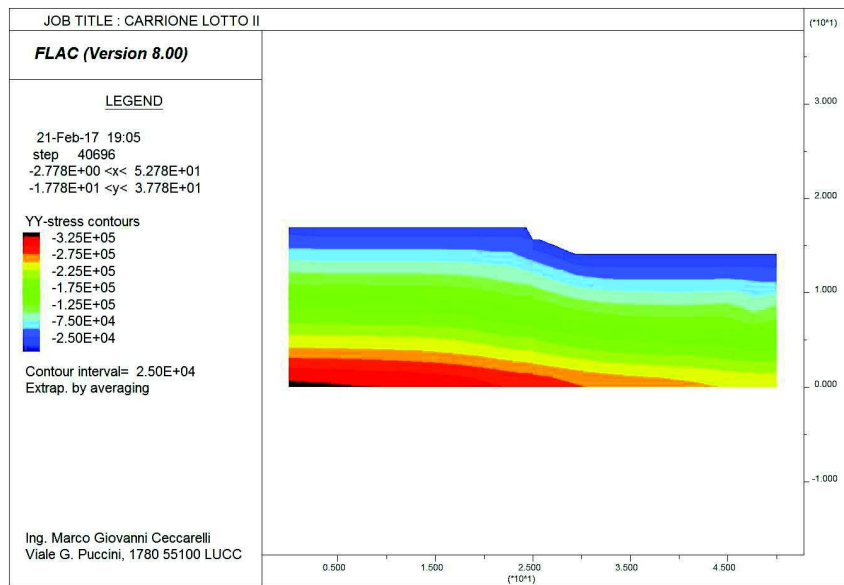
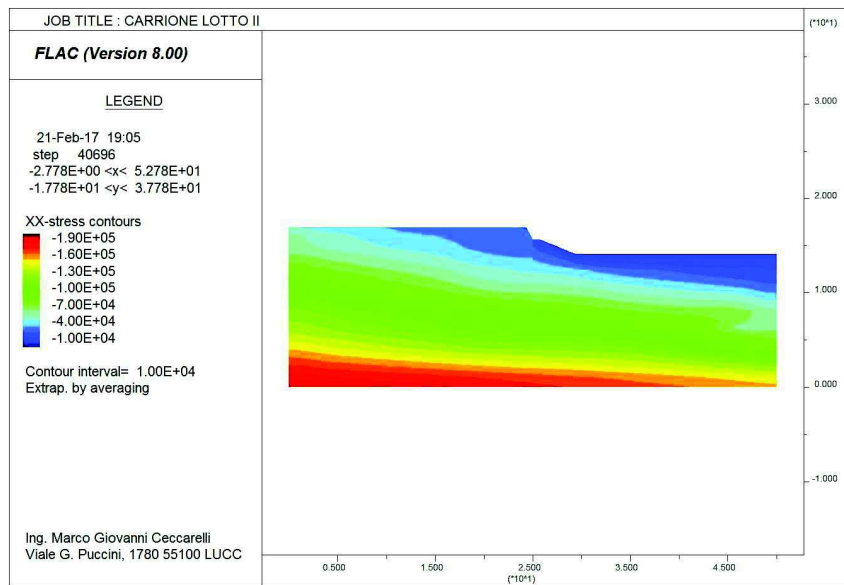


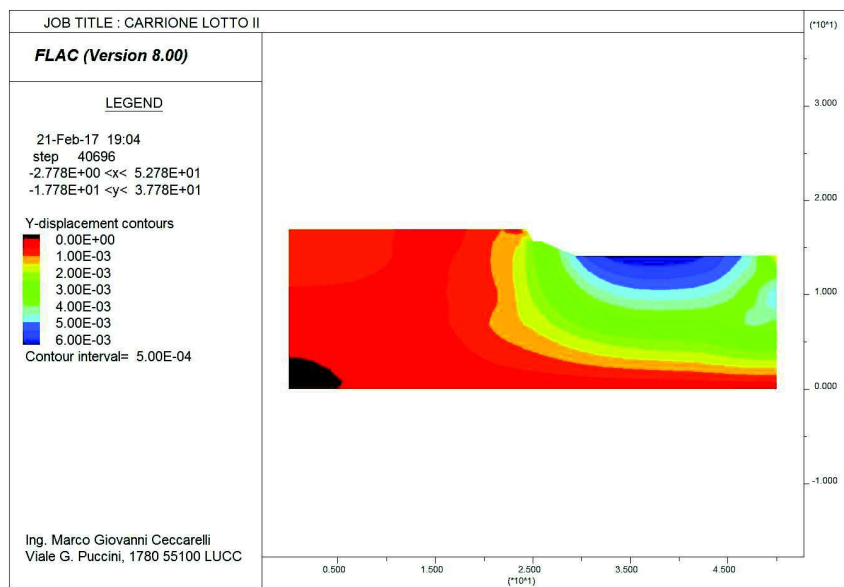
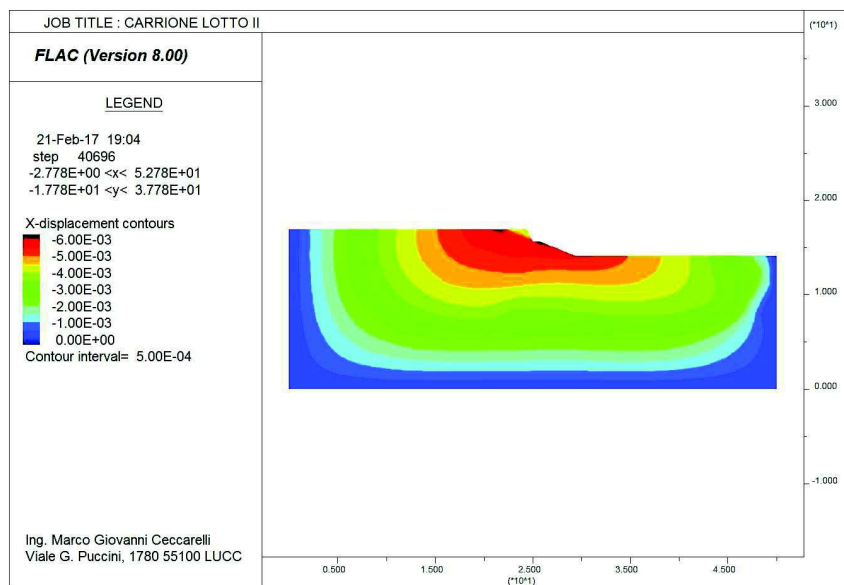


SPONDA SINISTRA TRATTO 2
Combinazione di carico: Sisma 1

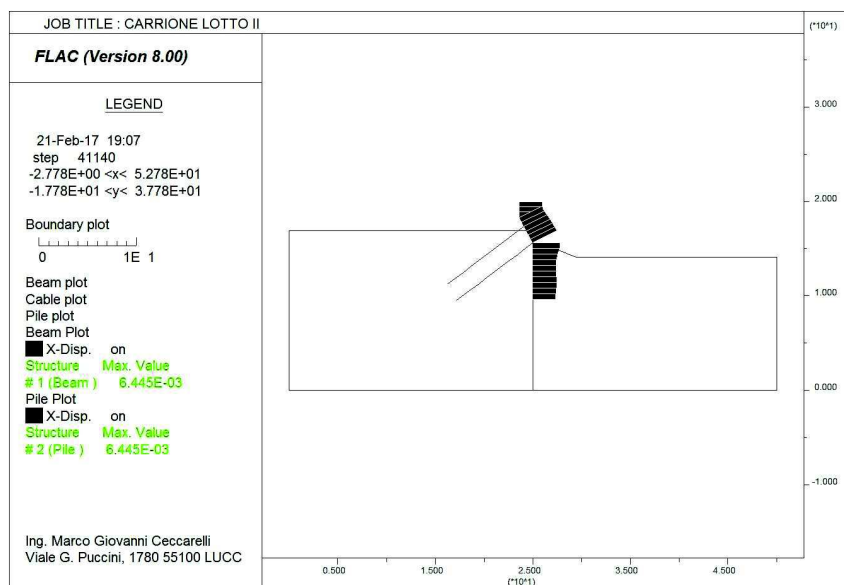
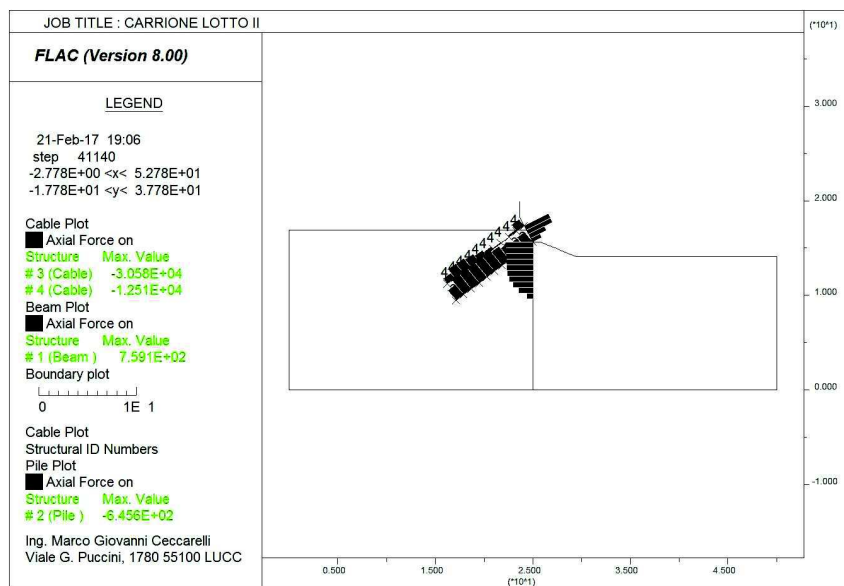


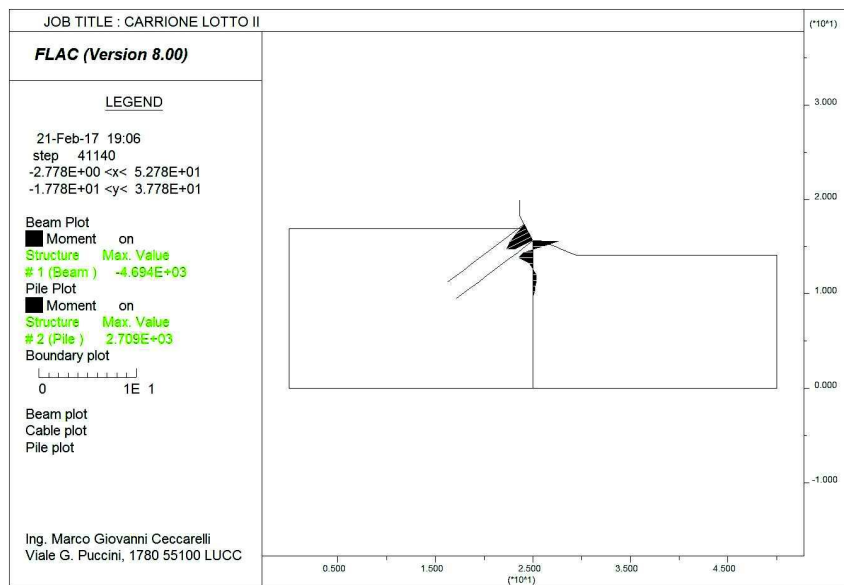
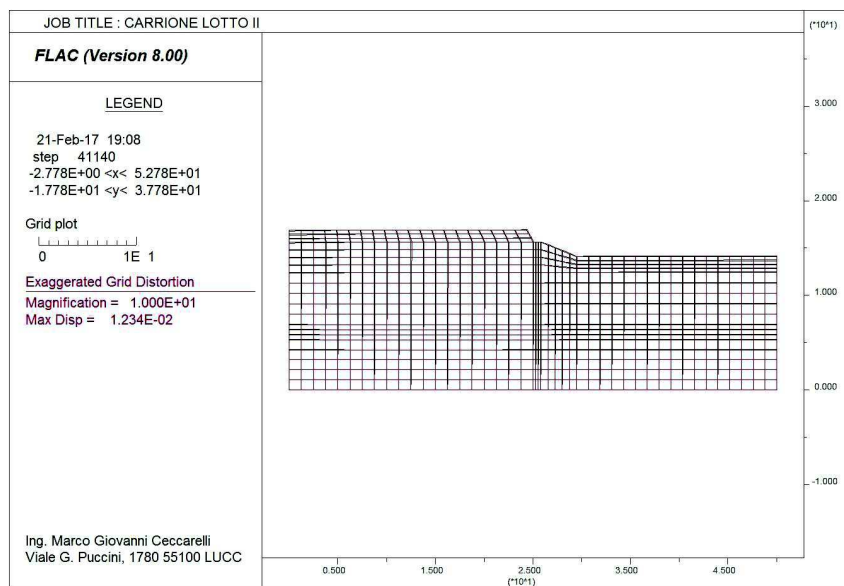


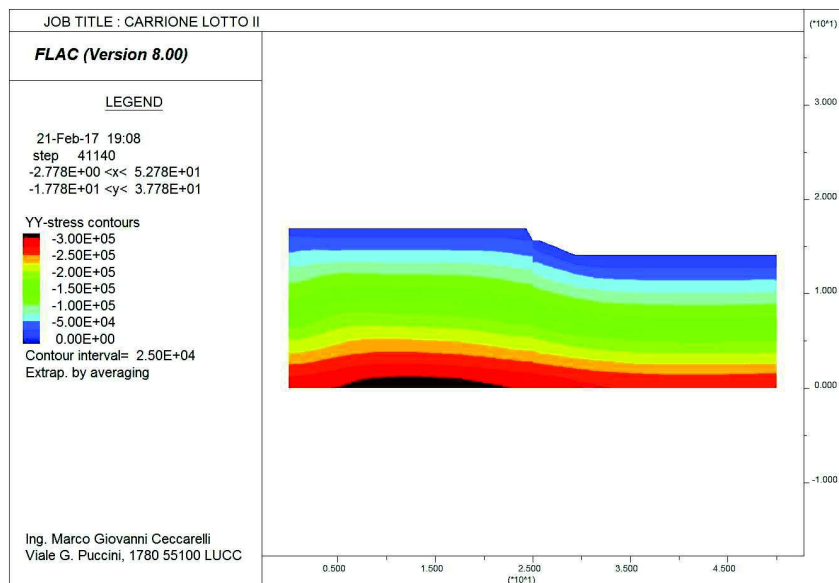
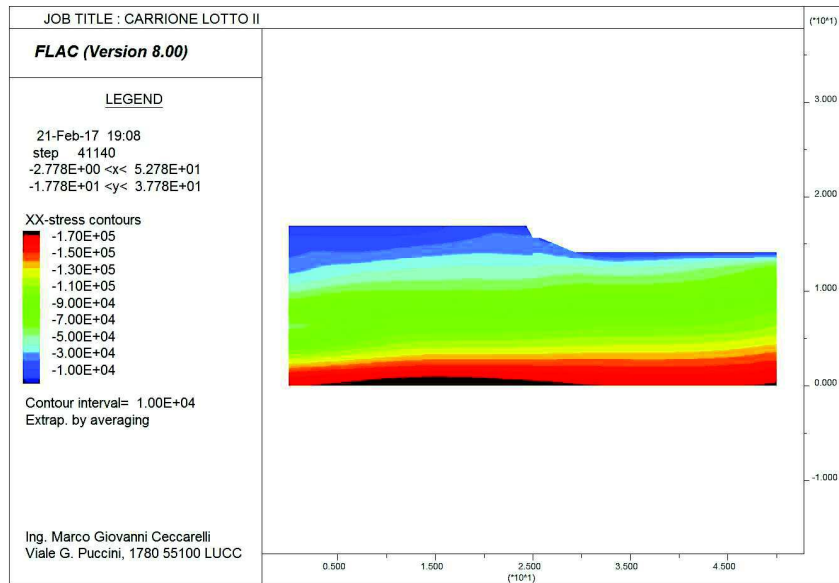


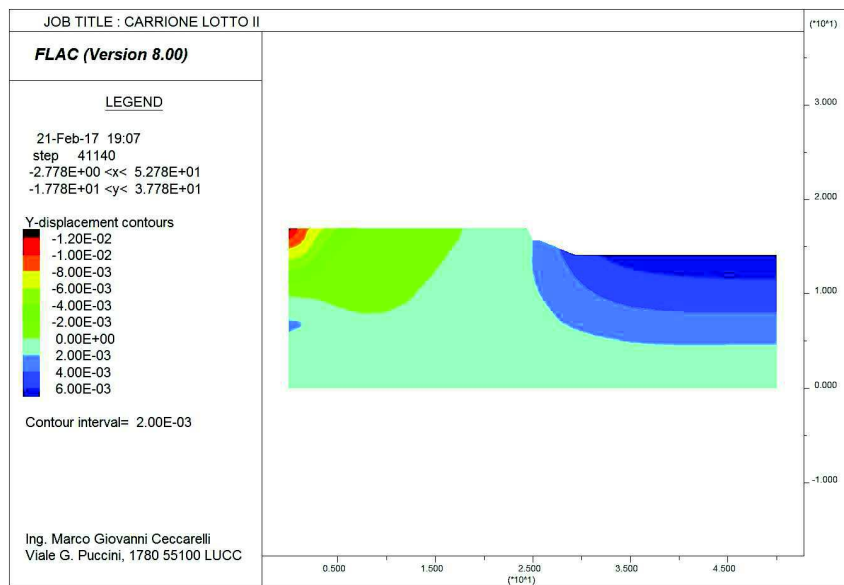
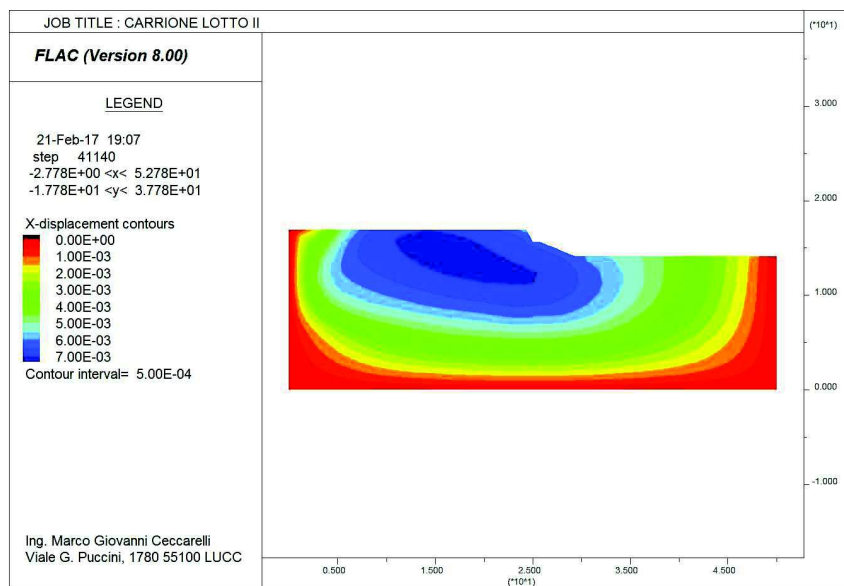


SPONDA SINISTRA TRATTO 2
Combinazione di carico: Sisma 2

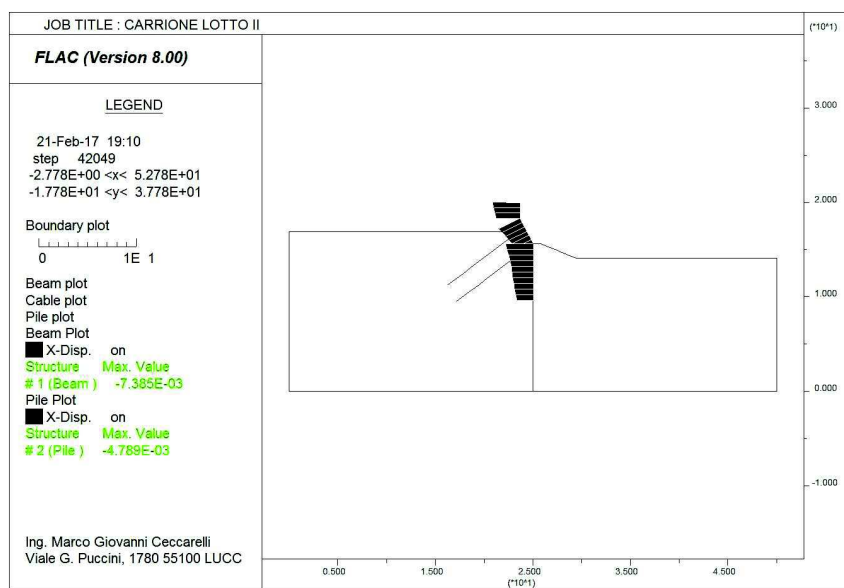
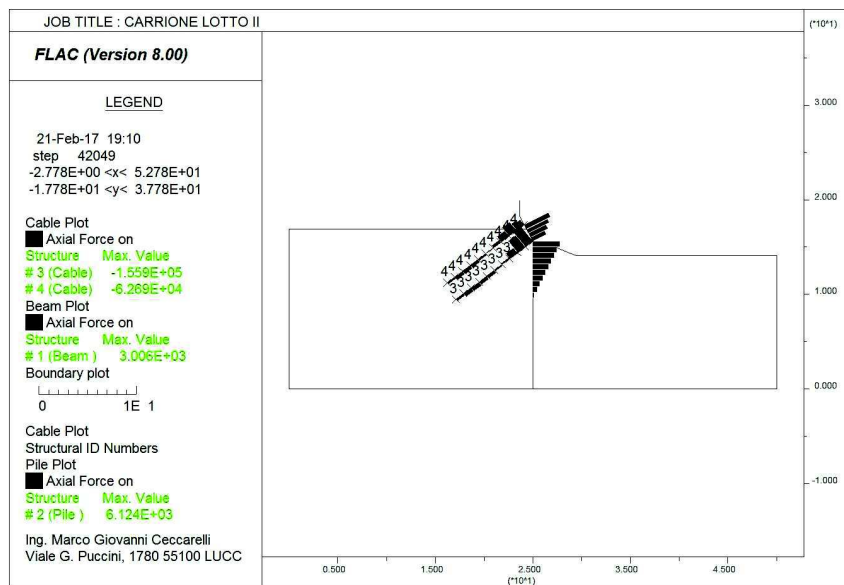


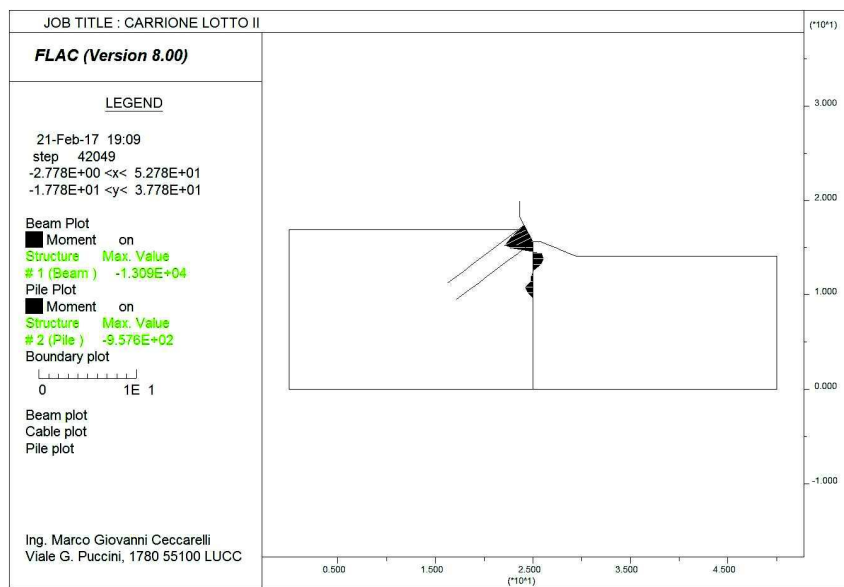
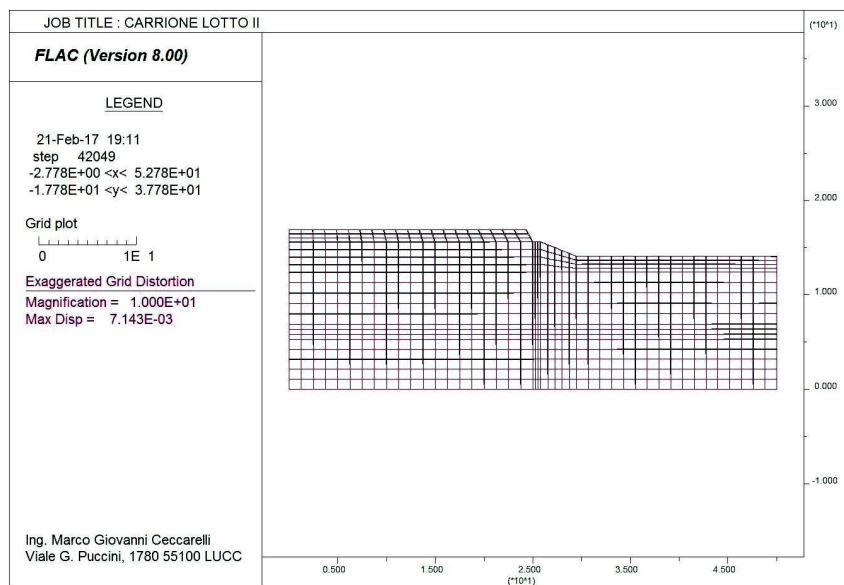


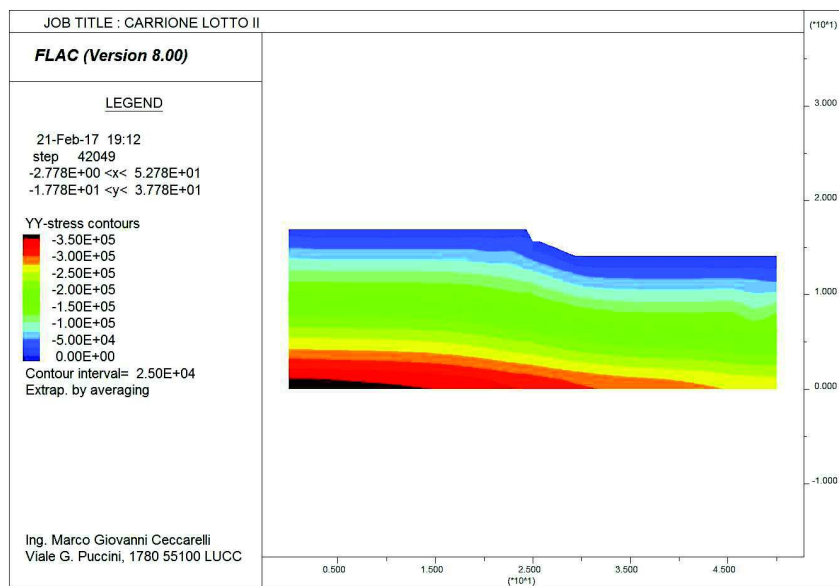
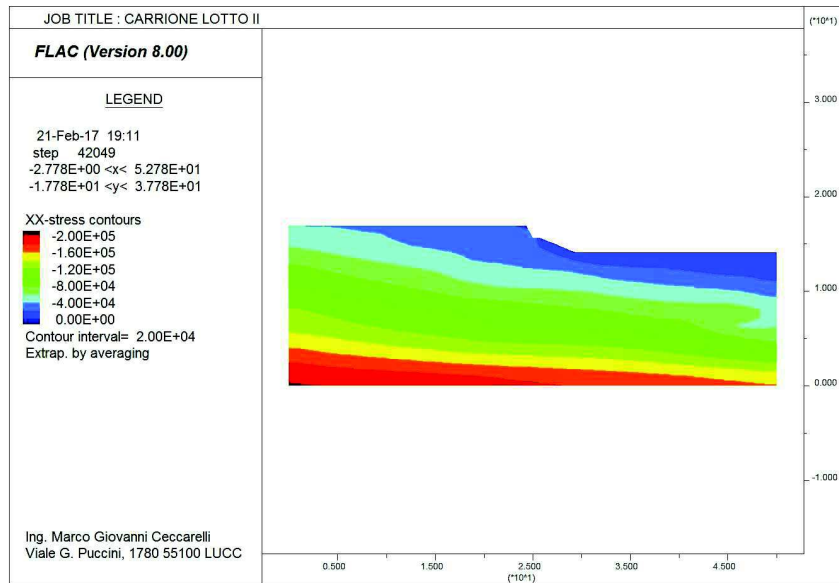


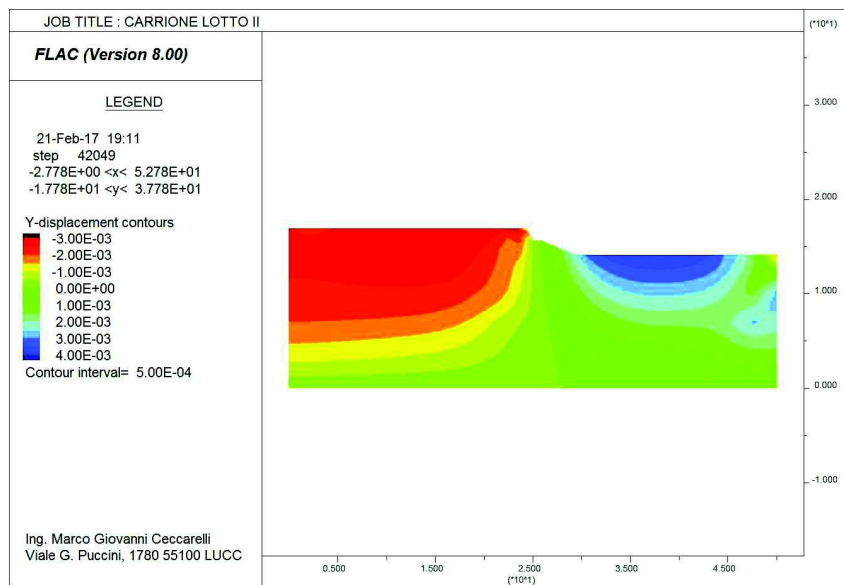
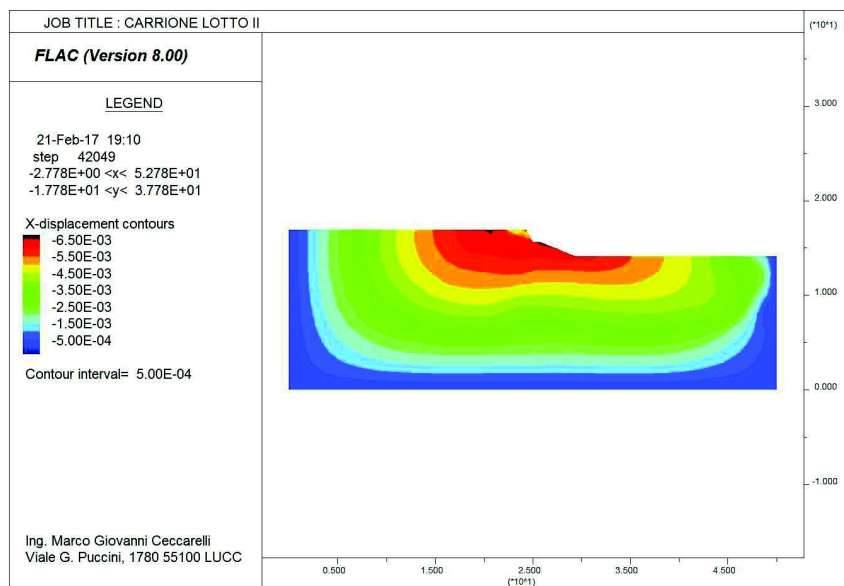


SPONDA SINISTRA TRATTO 2
Combinazione di carico: Sisma 3

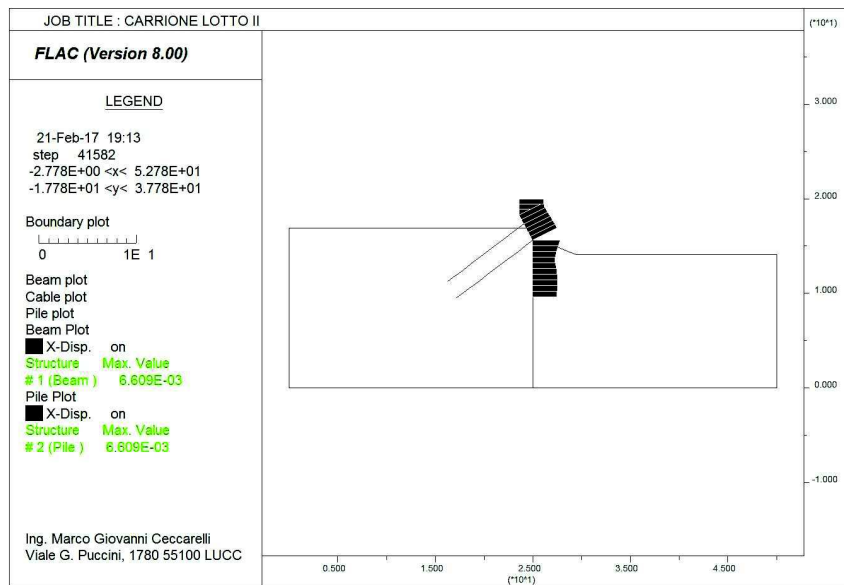
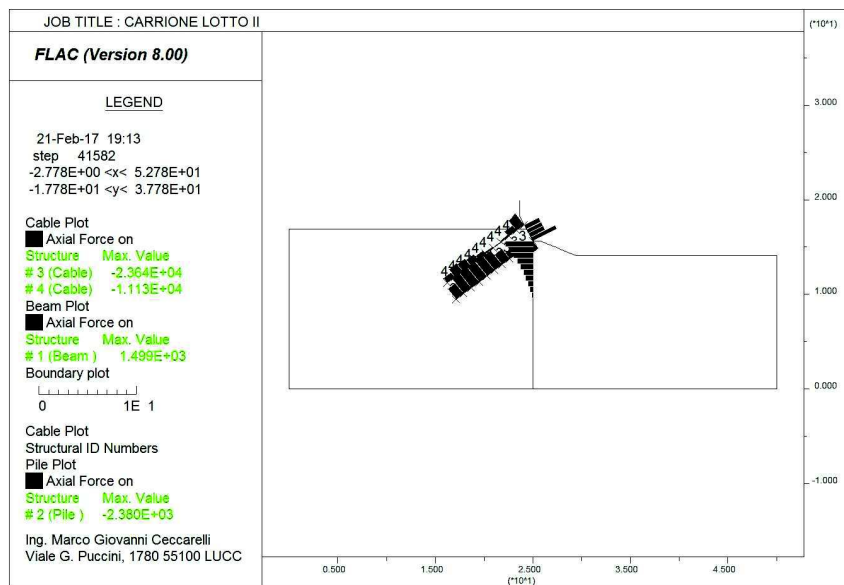


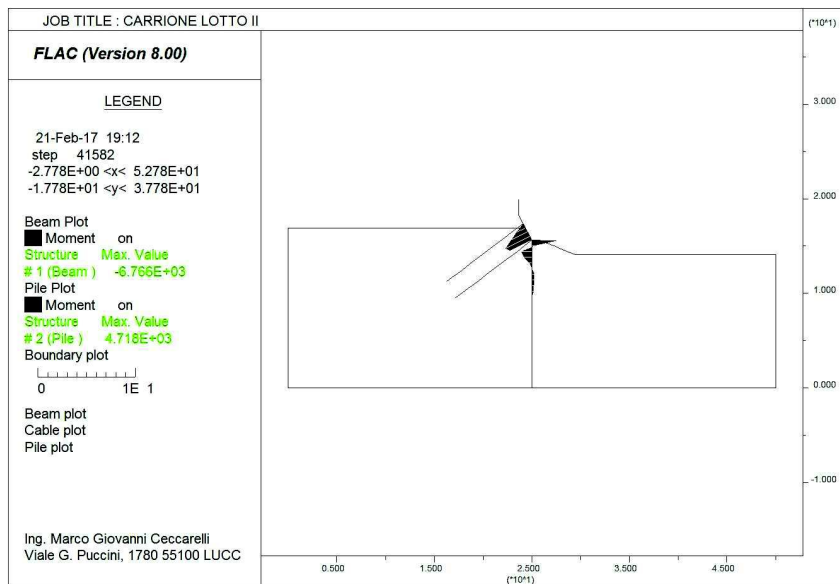
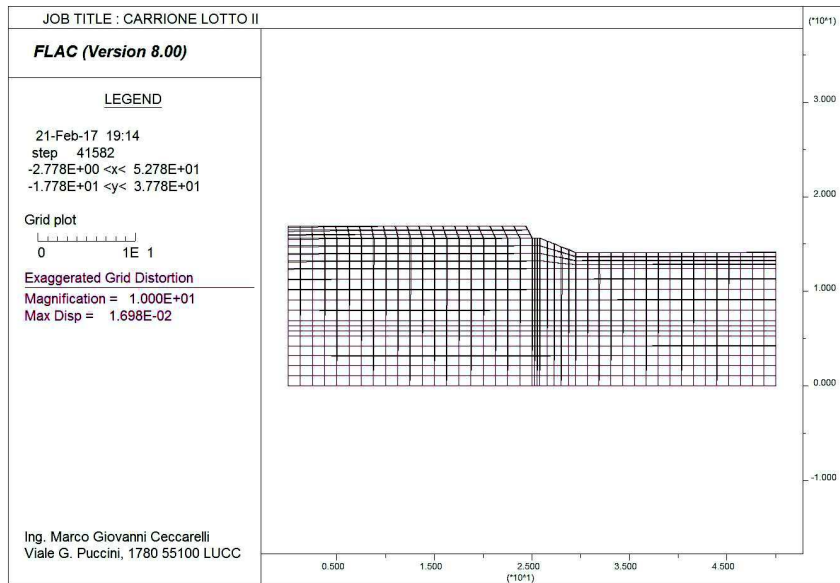


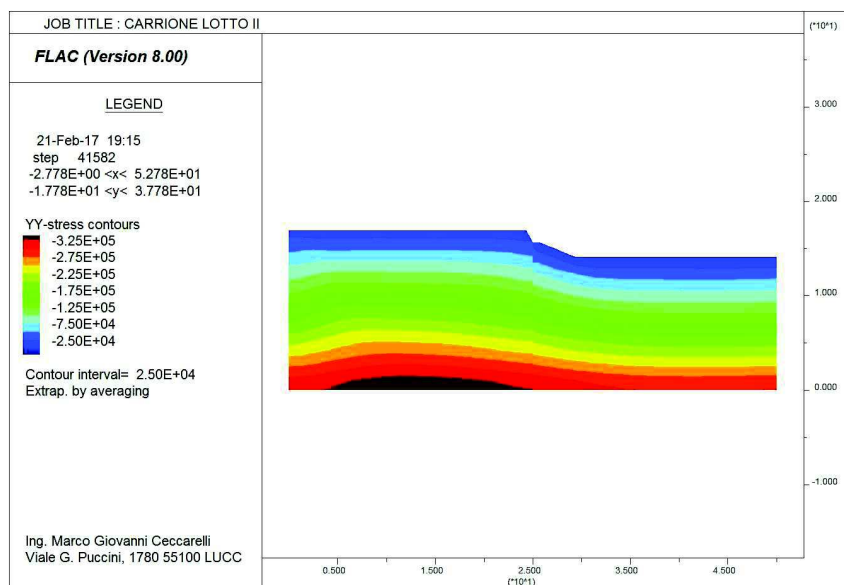
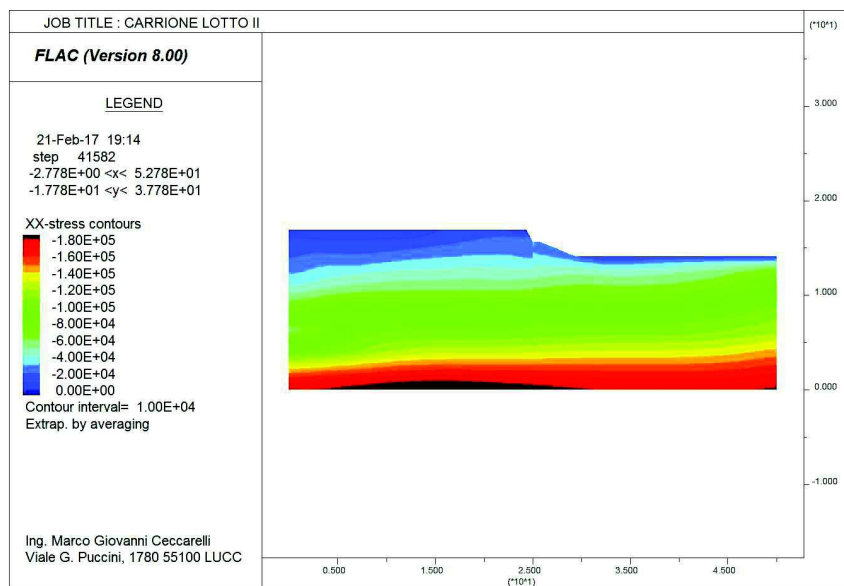


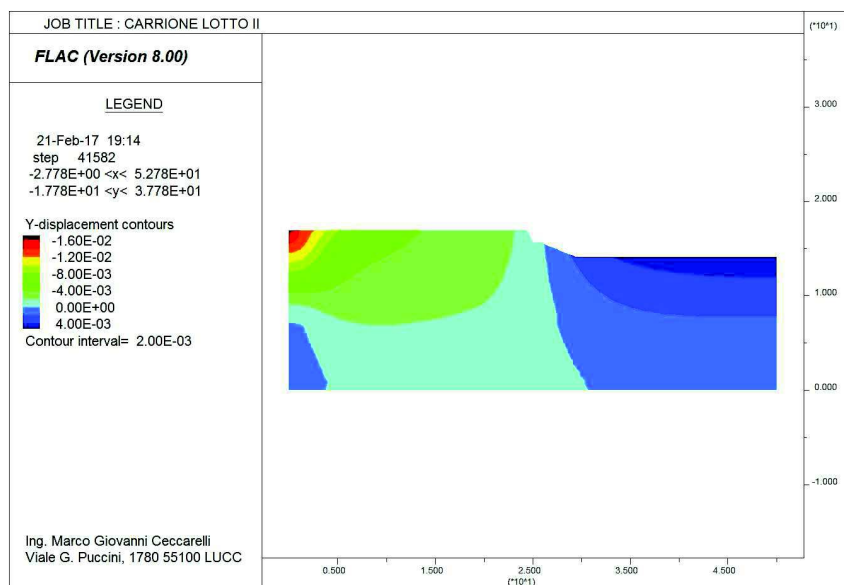
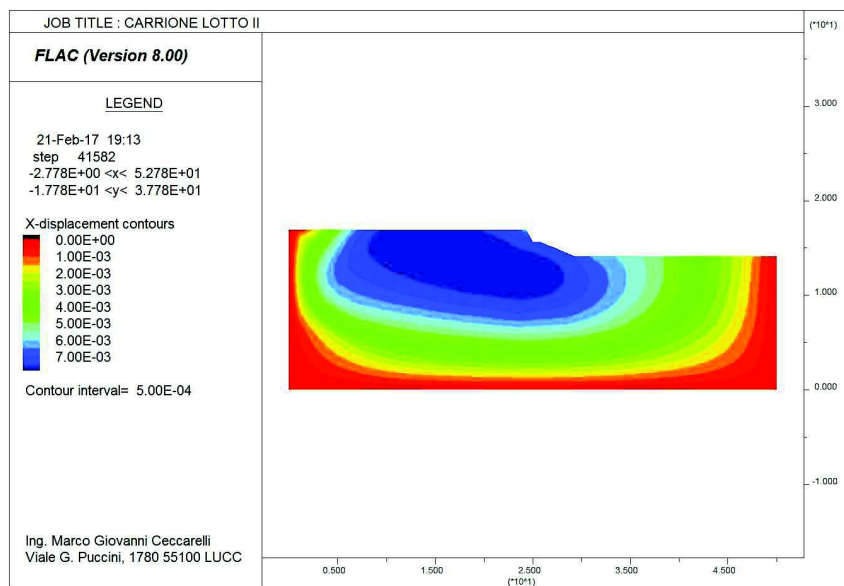


SPONDA SINISTRA TRATTO 2
Combinazione di carico: Sisma 4









SPONDA SINISTRA TRATTO 2
Combinazione di carico: Piena

