

Committente:



# AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.P.A.

Via Camboara 26/A - Frazione Ponte Taro - 43015 NOCETO (PR)

Impresa Esecutrice:



**AUTOSTRADA DELLA CISA A15  
RACCORDO AUTOSTRADALE A15/A22  
CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENO-BRENNERO  
RACCORDO AUTOSTRADALE FRA L' AUTOSTRADA DELLA CISA-FONTEVIVO (PR)  
E L' AUTOSTRADA DEL BRENNERO-NOGAROLE ROCCA (VR). I LOTTO.**

C.U.P. G61B04000060008

C.I.G. 307068161E

## PROGETTO ESECUTIVO

AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.p.A.  
Il Direttore TIBRE:

Il Responsabile del Procedimento:

Il Presidente:

IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.  
Il Direttore Tecnico:

Il Geologo:

PROGETTAZIONE DI:



A.T.I.:



Il Progettista: **Dott. Ing. PIETRO MAZZOLI**  
IMPRESA PIZZAROTTI  
Ing. Pietro Mazzoli  
ISCRITTO ORDINE  
INGEGNERI PARMA n.821  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Parma n. 821

Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione:

Ing. Giovanni Maria Cepparotti  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Viterbo n. 392

Consulenza specialistica a cura di:

Progettista Responsabile Integrazione Prestazioni Specialistiche:  
**Dott. Ing. PIETRO MAZZOLI**  
IMPRESA PIZZAROTTI  
Ing. Pietro Mazzoli  
ISCRITTO ORDINE  
INGEGNERI PARMA n.821  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Parma n. 821

Titolo Elaborato:

**Asse principale  
Grandi Strutture  
Ponte sul fiume Taro  
Relazione di calcolo Opere di Sostegno**

Data Emissione Progetto:

18/03/2014

Scala:

Identif. Elaborato:

N.RO IDENTIFICATIVO	CODICE COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	AMBITO	CAT OPERA	N OPERA	PARTE OP	TIPO DOC	N PROGR. DOC.	REV.
	RAAA	1	E	I	AP	GS	01	G	RE	014	C

Rev.	Data	DESCRIZIONE REVISIONE	Redatto	Controllato	Approvato
C	12/12/2014	CORREZIONE REFUSI ( I indica le parti modificate con l'ultima revisione)	VENTURINI	MAZZOLI	MAZZOLI
B	10/10/2014	REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA A15 Prot.731 ( I indica le parti modificate con l'ultima revisione)	VENTURINI	MAZZOLI	MAZZOLI
A	25/06/2014	RIEMMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO	VENTURINI	MAZZOLI	MAZZOLI

## SOMMARIO

1	DESCRIZIONE DELLA SOLUZIONE STRUTTURALE.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	9
3	MATERIALI .....	10
4	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO .....	11
4.1	Terreno trattato .....	11
5	ANALISI DELLE OPERE DI SOSTEGNO .....	12
5.1	Modellazione di calcolo.....	12
5.1.1	Modello 1 – opere di sostegno P1-P2-P3-P4-P5-P6-P7-P8 .....	15
5.1.2	Modello 2 (asialsimmetrico) – opere di sostegno P9-P10 .....	18
5.1.3	Modello 3 – opere di sostegno P11-P12 .....	21
5.1.4	Modello 4 – opere di sostegno P13-P14-P15-P16-P17 .....	23
5.2	Criteri di verifica .....	26
5.2.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) – strutture in c.a.....	26
5.2.2	Verifiche agli Stati Limite di esercizio – strutture in c.a.....	27
5.2.3	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) – strutture in acciaio .....	27
5.3	Azioni di calcolo .....	28
5.3.1	Pesi propri e carichi permanenti portati.....	28
5.3.2	Spinte delle terre .....	28
5.3.3	Spinte dell’acqua di falda.....	28
5.3.4	Carichi mobili ed altri sovraccarichi variabili antropici .....	28
5.3.5	Azioni sismiche.....	28
5.4	Sollecitazioni sugli elementi strutturali .....	29
5.4.1	Modello 1 .....	29
5.4.2	Modello 2 .....	32
5.4.3	Modello 3 .....	34
5.4.4	Modello 4 .....	37
5.5	Verifiche degli elementi strutturali.....	40
5.5.1	Verifica degli elementi strutturali – Modelli 1-3-4 .....	40
5.5.2	Verifica degli elementi strutturali – Modello 2.....	41
5.6	Verifiche a galleggiamento .....	44
5.6.1	verifica Modello 1 .....	44
5.6.2	verifica Modello 2 .....	45
5.6.3	verifica Modello 3 .....	47
5.6.4	verifica Modello 4 .....	48

## 1 DESCRIZIONE DELLA SOLUZIONE STRUTTURALE

Il viadotto sul fiume Taro, posto tra i Comuni di Fontevivo e Trecasali, si articola in due carreggiate distinte, ciascuna avente lunghezza complessiva pari a 1936.8 m. Ogni carreggiata è composta da due viadotti aventi schema statico di trave continua su più appoggi, entrambi isolati sismicamente. Per entrambe le carreggiate il primo impalcato si articola tra la spalla SPA (lato Parma) e la pila P11 per una lunghezza totale 1017.8 m, il secondo tra la pila P11 e la spalla SPB (lato Verona) per una lunghezza complessiva di 917.8 m. Le campate intermedie di ciascun impalcato hanno luce netta tra gli assi appoggi pari a 100 m, mentre le campate terminali (sia quelle lato spalla che quelle lato pila P11) hanno una luce di 57.0 m.

La presente relazione ha come oggetto l'impalcato compreso tra P11-SP2 della carreggiata SUD. L'opera in esame è costituita da un viadotto ad altezza variabile il cui impalcato viene realizzato con tecnologia mista acciaio-calcestruzzo, con sezione trasversale a cassone monocellulare avente soletta e controsoletta in calcestruzzo e anime in acciaio, costruito tramite l'assemblaggio di conci di altezza compresa tra 5.00 m (conci di testa pila su pila) e 2.65 m (concio di sutura). Il viadotto è costituito da un impalcato con schema statico di trave continua, caratterizzato da 8 campate intermedie da 100 m e da 2 campate di riva da 57 m, per una lunghezza complessiva pari a 917.8 m.

La sezione trasversale presenta anime inclinate e di conseguenza sezioni variabili non solo in altezza ma anche per la larghezza della controsoletta inferiore, il campo di soletta superiore compreso tra le anime laterali mantiene sempre larghezza costante (così come di conseguenza rimangono costanti le dimensioni degli sbalzi laterali).

Le travi in acciaio che realizzano le anime hanno interasse trasversale pari a 6.65 m in corrispondenza della soletta superiore, altezza variabile tra 4.54 m (in asse pila) e 2.19 m (a livello del concio di sutura), piattabanda superiore larga 80 cm e piattabanda inferiore larga 50 cm; entrambe le piattabande sono spesse 2.0 cm, mentre le anime hanno uno spessore pari a 1.6 cm.

La soletta superiore in calcestruzzo presenta longitudinalmente sezione costante, con larghezza complessiva di 13.15 m, mentre trasversalmente è caratterizzata da uno spessore variabile, con valori massimi pari a 46 cm in corrispondenza delle travi metalliche e uno spessore di 30 cm in corrispondenza dell'asse del cassone, lo spessore minimo all'estremità degli sbalzi è di 20 cm. La soletta inferiore presenta invece uno spessore variabile longitudinalmente da un massimo di 108 cm sul concio lato pila a un minimo di 25 cm sul concio di sutura (ad entrambi tali valori vanno detratti i 5 cm dello spessore delle prédalles su cui la controsoletta risulta essere gettata in opera).

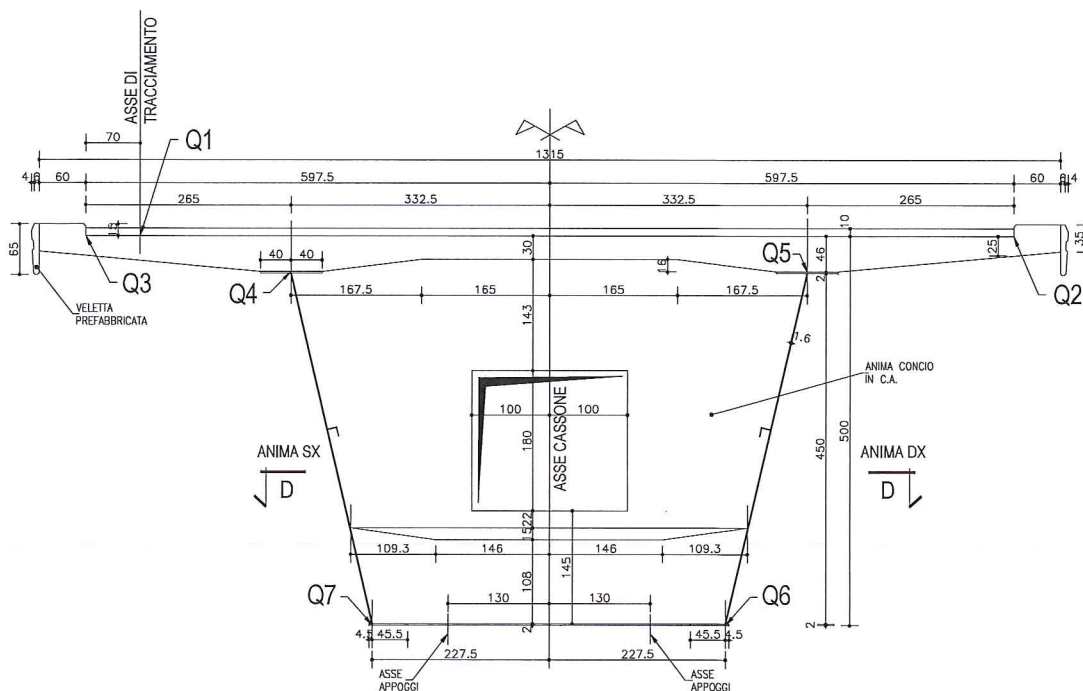
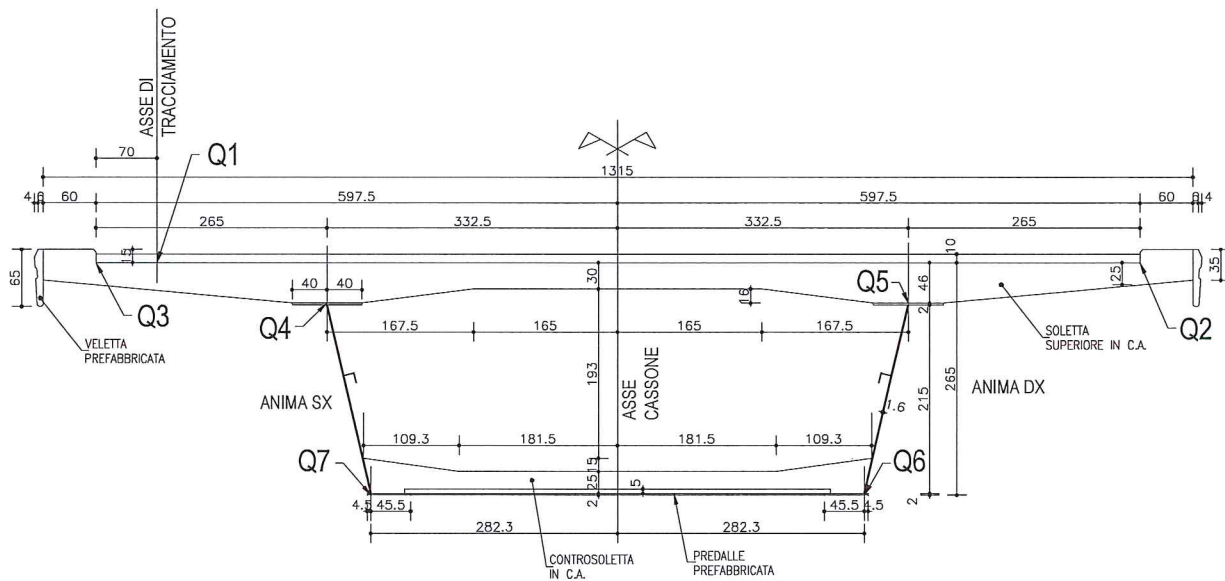


Figura 1-1 : Concio 0 – Sezione trasversale impalcato.



**Figura 1-2 : Concio di chiave – Sezione trasversale impalcato**

Per ciascuna stampella la precompressione superiore viene realizzata con 28 cavi interni di cui 10 sono composti da 19 trefoli mentre i rimanenti da 15 trefoli; in ogni campata corrente la precompressione di continuità è invece costituita da un totale di 12 cavi esterni da 27 trefoli. Per le campate di riva la precompressione inferiore si riduce a soli 8 cavi da 27 trefoli.

Per l'impalcato è previsto il ricorso ad un sistema di isolamento sismico ottenuto introducendo su ciascun testapila e sulle spalle una coppia di isolatori a scorrimento a doppia superficie curva. In condizioni statiche l'impalcato presenta quindi vincoli alle traslazioni sia lungo l'asse longitudinale che trasversale in corrispondenza di ciascun testapila e delle spalle.

L'impalcato risulta irrigidito trasversalmente tramite l'utilizzo di diaframmi: tale soluzione permette di considerarlo trasversalmente torsio-rigido, e quindi schematizzabile, come indicato di seguito, mediante un modello unifilare.

Il viadotto è completato da pile in c.a. e fondate su plinti che poggiano su pali. Le pile presentano sezione scatolare e altezza variabile.

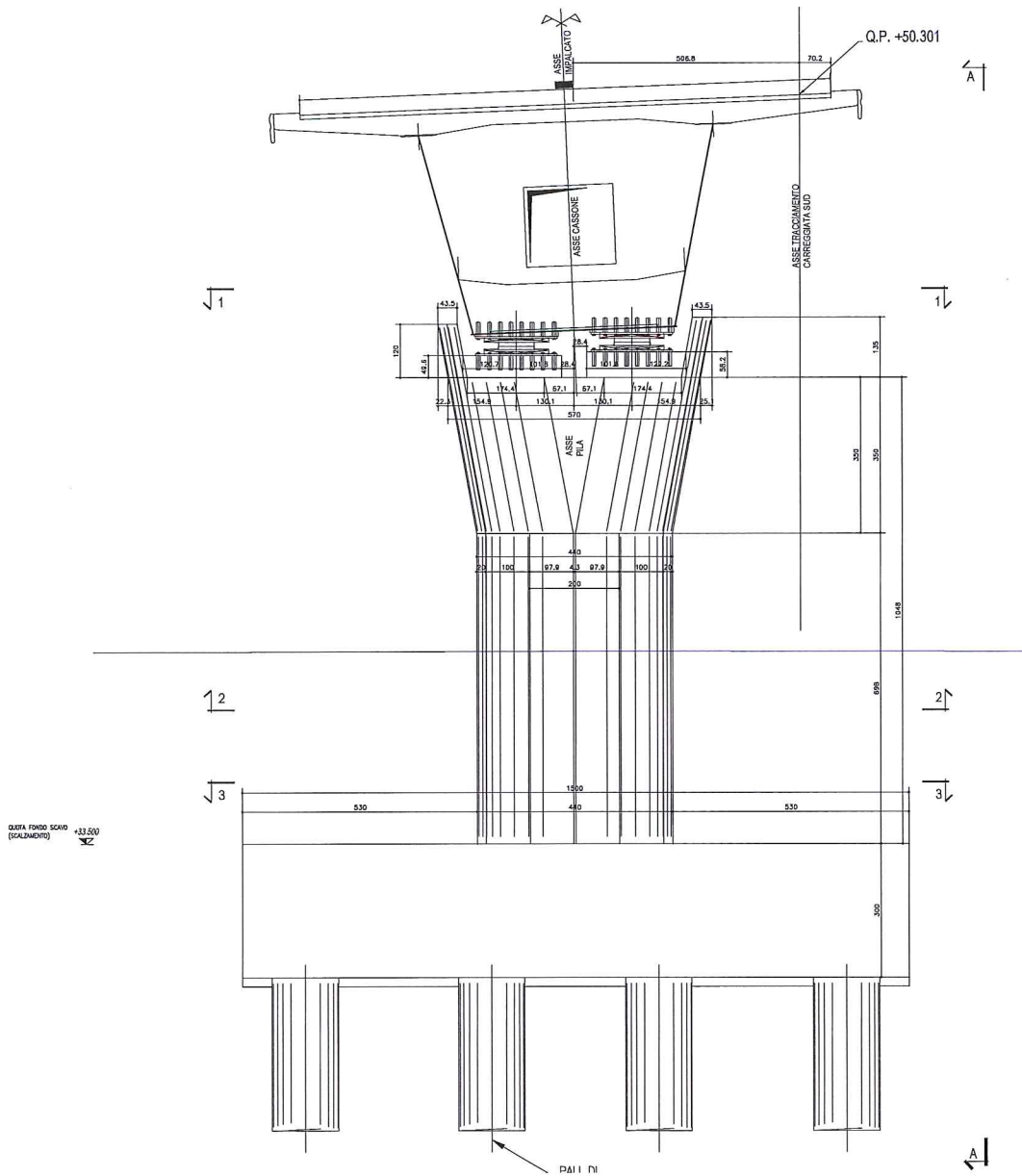
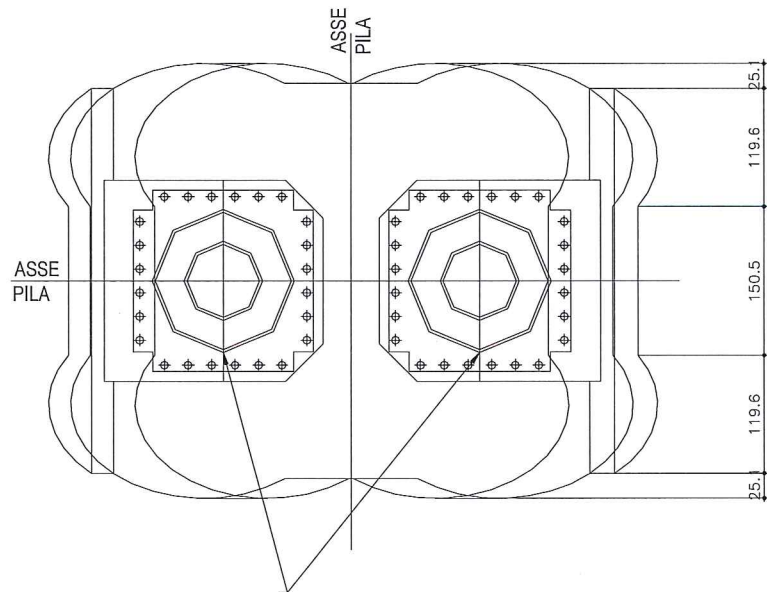


Figura 1-3 : Prospetto trasversale pila tipo (P15).

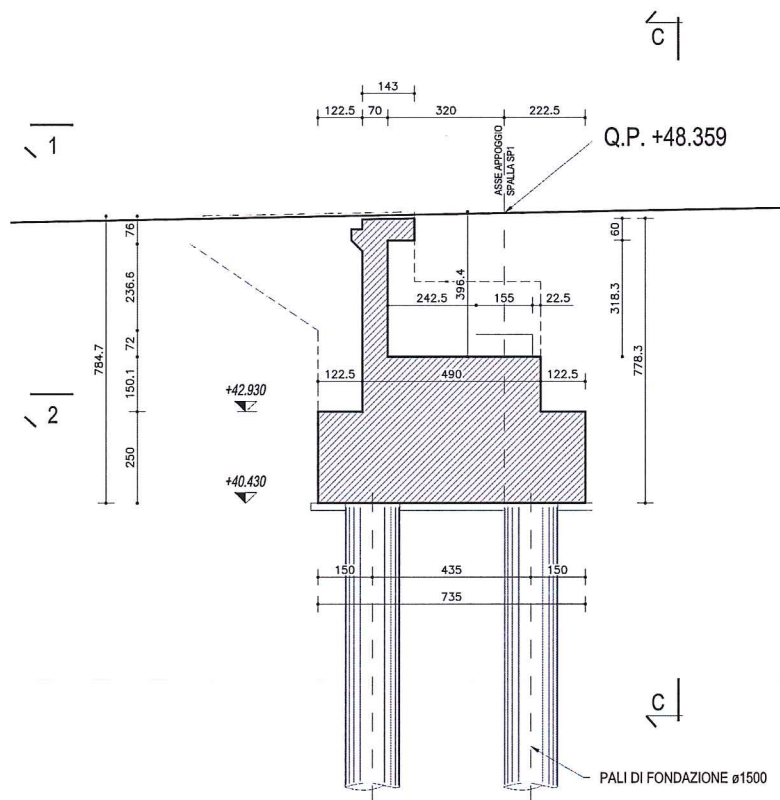




**Figura 1-6 : Pulvino pile P12+P20.**

Le spalle sono di tipo passante, realizzate in c.a. con muro frontale, paraghiaia e muri andatori, con fondazione che si intesta su 8/10 pali  $\phi 1500$ . La sezione trasversale della spalla è costituita dal muro frontale di spessore costante pari a 4,90 m, posto davanti al muro paraghiaia di spessore di 70 cm che si eleva fino a quota pavimentazione; i muri andatori hanno spessore costante pari a 70 cm.

Le spalle sono rette rispetto all'asse longitudinale del ponte, parallele all'asse appoggi.



**Figura 1-7 : Sezione longitudinale spalla (S1 NORD).**

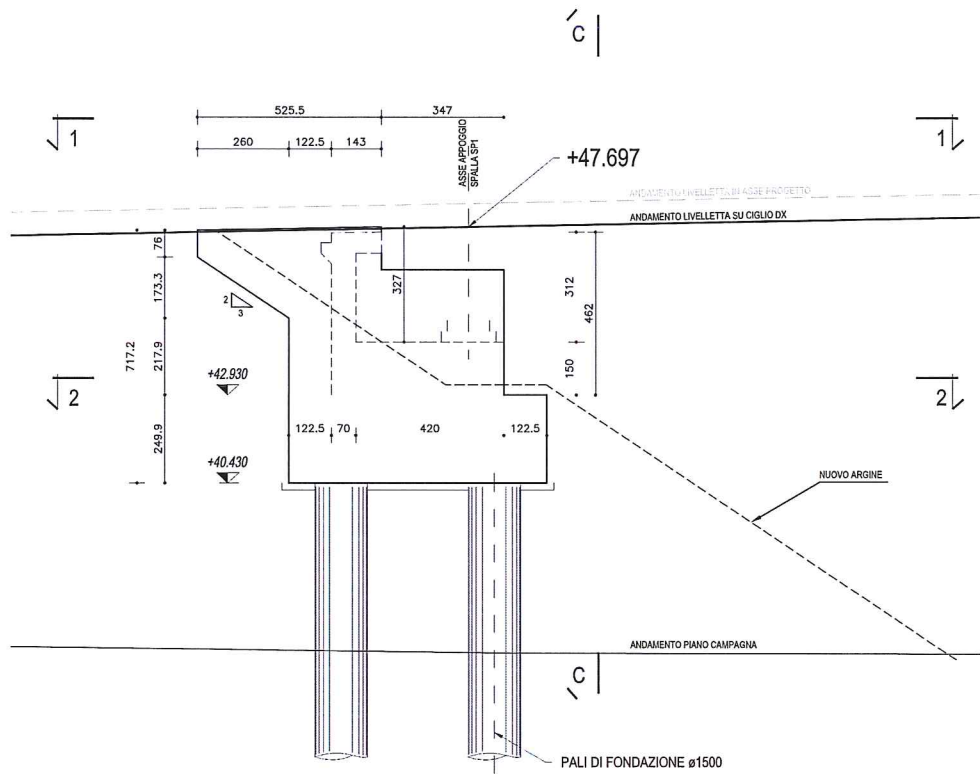


Figura 1-8 : Vista laterale spalla (S1 NORD).



## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'analisi è stata condotta in accordo con le indicazioni fornite nelle seguenti normative:

- D.M. 14.01.2008 “Norme tecniche per le costruzioni (Gazzetta ufficiale 04/02/2008 n. 29)”
  - C.M. 02.02.2009 “Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni (Gazzetta ufficiale 04/02/2008 n. 29)”
- Per quanto non specificato nel D.M. 14/01/2008 si è fatto riferimento all'Eurocodice 2 UNI EN 1992-1-1, “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1 : regole generali e regole per gli edifici”
- EN 1992-1-1: 2005 “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”
  - EN 1993-1-1:2005 Eurocodice 3 «Progettazione delle strutture di acciaio», Parte 1-1 «Regole generali e regole per gli edifici».
  - EN 1993-5:2005 Eurocodice 3 «Progettazione delle strutture di acciaio», Parte 5 «Pali e palancole».
  - EN 1997-1:2005 Eurocodice 7 «Progettazione geotecnica», Parte 1 «Regole generali».
  - EN 1998-1: 2005 “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”
  - EN 1998-5: 2005 “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”
  - D.M. 31/07/2012 “Approvazione delle Appendici nazionali recanti I parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici”.
  - UNI 11104-2004 “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”
  - UNI EN 197-1-2007 “Cemento: Parte 1 - Composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni
  - UNI EN 206-1-2006 “Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità”
  - CNR DT 207: 2008 “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”

### 3 MATERIALI

- 1) Calcestruzzo per l'impalcato con resistenza caratteristica a compressione a 28 giorni  $R_{ck} \geq 45$  MPa.
- 2) Calcestruzzo per le elevazioni di pile e spalle con resistenza caratteristica a compressione a 28 giorni  $R_{ck} \geq 40$  MPa.
- 3) Calcestruzzo per baggioli di pile e spalle con resistenza caratteristica a compressione a 28 giorni  $R_{ck} \geq 45$  MPa.
- 4) Calcestruzzo per le platee ed i plinti di fondazione ed i pali di pile e spalle con resistenza caratteristica a compressione a 28 giorni  $R_{ck} \geq 30$  MPa.
- 5) Acciaio ordinario ad aderenza migliorata tipo B450C.
- 6) Acciaio da carpenteria metallica per le travi principali, autoprotetto tipo CORTEN S355J2W+N EN 10025 con verniciatura protettiva;
- 7) Acciaio da carpenteria metallica per i controventi ad L, autoprotetto tipo CORTEN S355J0W EN 10025 con verniciatura protettiva;
- 8) Acciaio da precompressione in trefoli  $\phi 0,6''$ , controllato in stabilimento, avente  $f_{ptk} = 1860$  MPa e  $f_{p(1)k} = 1670$  MPa con trattamento di stabilizzazione ai fini della riduzione del rilassamento.
- 9) Pioli tipo Nelson saldati in acciaio del tipo ST37-3K(S235J2G3+C450) ;
- 10) Bulloni per giunti travi principali secondo le UNI EN ISO 4016 e UNI EN ISO 898-1 :  
  
Vite e dado M24 classe 10.9 / diametro foro  $\phi_{\text{bullone}} + 1.0$  mm
- 11) Bulloni per collegamento profili ad L sui diaframmi trasversali secondo le UNI EN ISO 4016 e UNI EN ISO 898-1 :  
  
Vite e dado M27 classe 10.9 / diametro foro  $\phi_{\text{bullone}} + 1.5$  mm

## 4 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

Per le caratteristiche geotecniche del terreno, le stratigrafie di riferimento e l'andamento della falda si è fatto riferimento a:

- profilo geologico
- profilo geotecnico
- relazione geotecnica

Si rimanda a tali elaborati per maggiori dettagli.

### 4.1 TERRENO TRATTATO

Il tappo di fondo viene realizzato mediante la tecnologia del JET-GROUTING.

Nei modelli di calcolo lo strato interno trattato viene modellato con le seguenti caratteristiche geotecniche:

- peso di volume del terreno trattato = 21.0 kN/m<sup>3</sup>
- modulo  $E_0$  è non maggiore di = 3000 MPa
- coesione è non maggiore di  $c' = 2000$  Kpa

Per le specifiche tecniche di trattamento del terreno si rimanda a specifici elaborati progettuali.

## 5 ANALISI DELLE OPERE DI SOSTEGNO

### 5.1 MODELLAZIONE DI CALCOLO

Il calcolo agli elementi finiti del modello di interazione terreno-struttura è stato effettuato utilizzando il codice PARATIE PLUS (versione 10.3.1.0) prodotto dalla "CeAs" – Milano – ITA.

Gli effetti nelle opere di sostegno flessibile delle spinte del terreno e delle azioni concentrate offerte dalla tirantatura sono stati esaminati con l'ausilio del programma di calcolo per l'analisi di strutture di sostegno flessibili PARATIE Plus 2012.

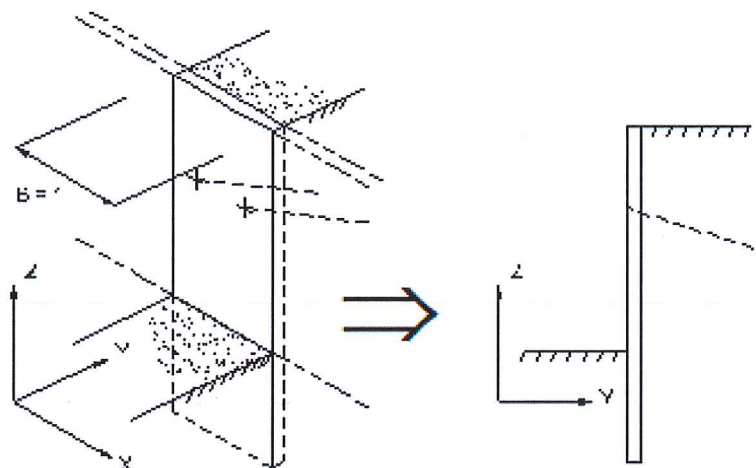
PARATIE Plus® analizza il comportamento meccanico di una struttura di sostegno flessibile di uno scavo in terreno o roccia, ponendo l'accento sull'aspetto dell'interazione "locale" fra parete e terreno.

Lo studio di una parete flessibile è condotto attraverso una simulazione numerica del reale: il programma stabilisce e risolve un sistema di equazioni algebriche la cui soluzione permette di riprodurre abbastanza realisticamente l'effettivo comportamento dell'opera di sostegno.

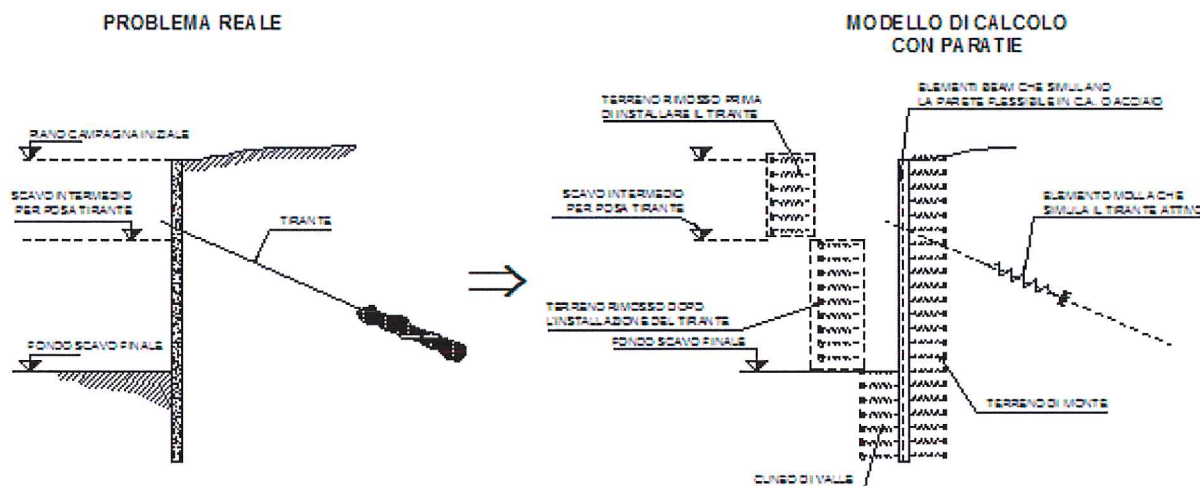
La simulazione numerica utilizzata segue due differenti percorsi:

- Analisi classica = viene eseguita una analisi all'equilibrio limite della singola o doppia paratia. Il calcolo delle sollecitazioni avviene per mezzo delle teorie classiche. Il calcolo degli spostamenti avviene tramite un'analisi elastica semplificata considerando lo schema di carico e di vincoli imposti dall'Utente.
- Analisi non lineare secondo un modello "a molle" elasto plastiche" per la parte terreno. La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:
  - si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono calcolate);
  - la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;
  - il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;
  - i tiranti, i puntoni, le solette, gli appoggi cedevoli o fissi, sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

Lo scopo di PARATIE Plus® è lo studio di un problema definito; in altre parole, il programma analizza la risposta, durante le varie fasi realizzative, di una parete caratterizzata in tutte le sue componenti (altezza, infissione e spessore della parete, entità dei tiranti, ecc.). Il problema è ricondotto a uno schema piano in cui viene analizzata una "fetta" di parete di larghezza unitaria, come mostrato nella Figura seguente.



La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "TRAVE SU SUOLO ELASTICO". Le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie; ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno:



Il limite di questo schema sta nell'ammettere che ogni porzione di terreno, schematizzata da una "molla", abbia comportamento del tutto indipendente dalle porzioni adiacenti; l'interazione fra le varie regioni di terreno è affidata alla rigidità flessionale della parete.

PARATIE calcola internamente e aggiorna costantemente tale parametro, sulla base del modulo elastico (Young) e la geometria del muro. In altre parole, ad ogni passo, la rigidità K della "molla" viene calcolata dalla seguente equazione:

$$k = a \cdot \frac{E_s \cdot t}{L}$$

dove

a è un fattore di scala posto pari a 1

$E_s$  è il modulo di Young del terreno

t è l'interasse della molla

L è un parametro geometrico che tiene conto della geometria del muro

Il valore di L è differente in funzione del lato della paratia considerato (monte o valle):

$$L_M = \frac{2}{3} \cdot H' \cdot \tan(45^\circ - \phi/2)$$

$$L_V = \frac{2}{3} \cdot (H' - D) \cdot \tan(45^\circ + \phi/2)$$

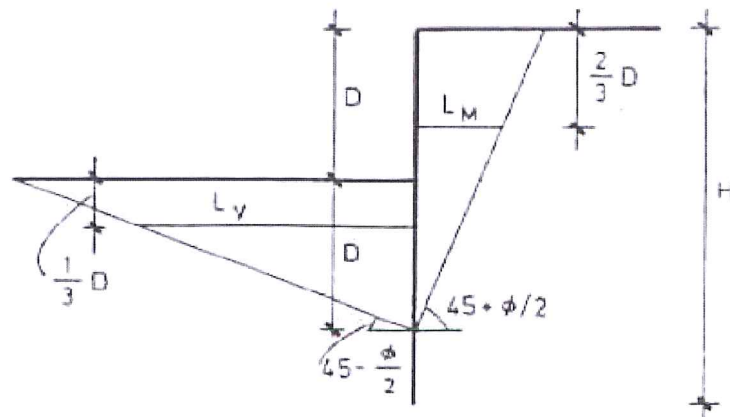
dove

D è la profondità di scavo

H è l'altezza totale del paramento

H' è definito come  $\min(2D, H)$

Nella figura seguente viene riportato in via grafica il criterio per la definizione di  $L_M$  e  $L_V$ :



La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi STATICA INCREMENTALE: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati.

Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe (1996)).

L'analisi ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla parete durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. Per far questo, in corrispondenza di ogni nodo è necessario definire due soli gradi di libertà, cioè lo spostamento orizzontale e la rotazione attorno all'asse X ortogonale al piano della struttura (positiva se antioraria).

Ne consegue che con questo strumento non possono essere valutati:

- cedimenti o innalzamenti verticali del terreno in vicinanza dello scavo
- condizioni di stabilità generale del complesso parete+terreno+tiranti

In questa impostazione particolare, inoltre, gli sforzi verticali nel terreno non sono per ipotesi influenzati dal comportamento deformativo orizzontale, ma sono una variabile del tutto indipendente, legata ad un calcolo basato sulle classiche ipotesi di distribuzione geostatica.

I contrasti rappresentati dai tiranti sono schematizzati mediante elementi finiti che divengono attivi a partire dal momento in cui vengono inseriti. L'inserimento di tali elementi provoca nel modello due effetti:

- l'insorgenza di una forza nel nodo di applicazione, corrispondente alla forza di coazione eventualmente imposta;
- la modifica della rigidità globale della struttura (matrice di rigidità assemblata) attraverso l'aggiunta di un contributo pari alla rigidità del contrasto.

Quando, nelle fasi successive, in corrispondenza del nodo ove il tirante è connesso viene a modificarsi lo spostamento, lo stato di sollecitazione nel tirante subirà incrementi pari all'incremento di spostamento moltiplicato per la rigidità. Nelle equazioni di equilibrio si tiene ovviamente conto delle variazioni di sforzo nei contrasti.

When this option is used, an axisymmetrical pit excavation is modelled. In this case, following restrictions apply:

1. One wall must be activated in the positive y-Z quadrant: the Y coord of the wall is the average radius of the pit

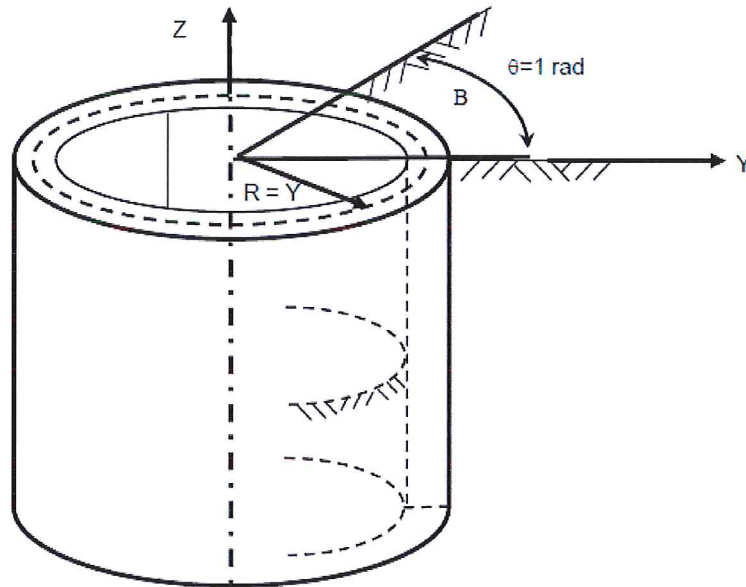
2. No SLAB or TRUSS element can be used
3. no EARTHQUAKE load is allowed
4. no concentrated strip foundations can be applied

Nel caso di strutture di sostegno disposte radialmente è possibile sviluppare un'analisi di tipo assialsimmetrico.

Con tale opzione, viene modellato un radiante dello scavo. Le forze e momenti concentrati, così come le proprietà dell'elemento come forze iniziali o rigidità, devono essere inserite con valori per unità di larghezza. Il programma moltiplica internamente tali valori per la larghezza di un radiante della parete (ossia  $B = R \cdot (\theta = 1) =$

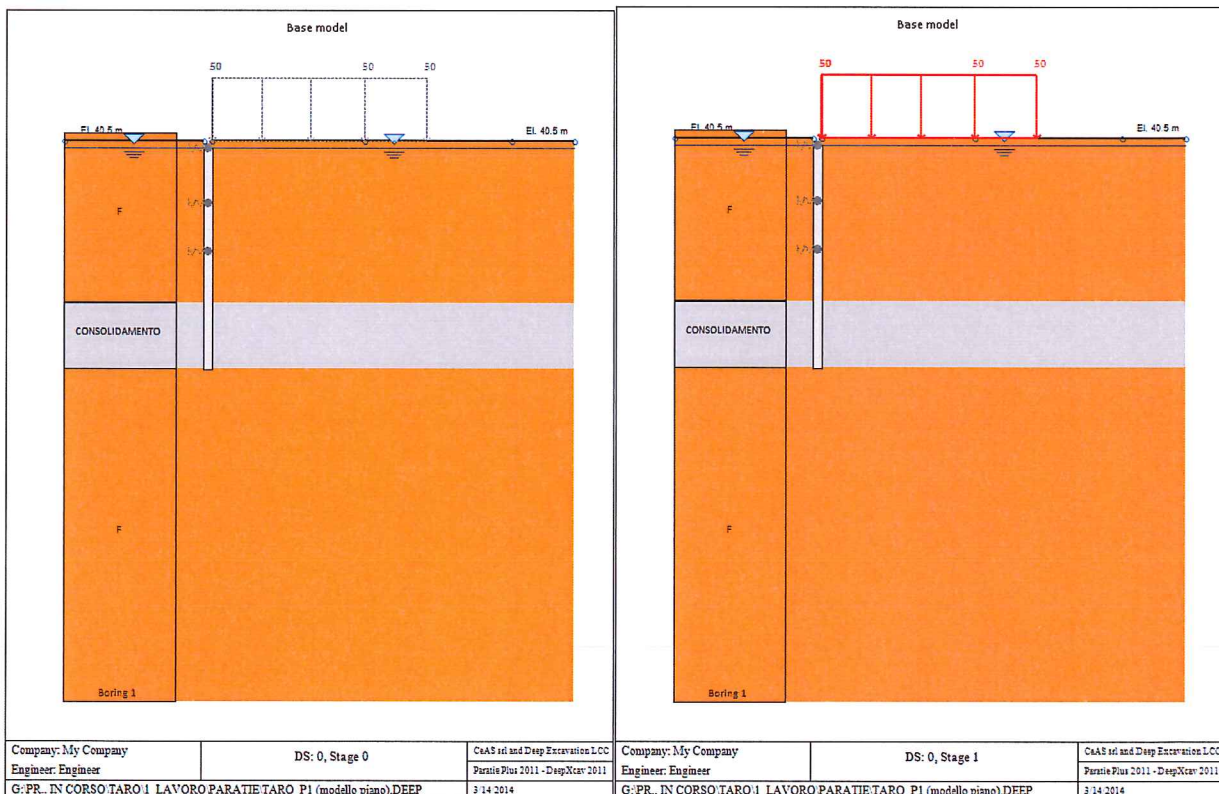
R.)

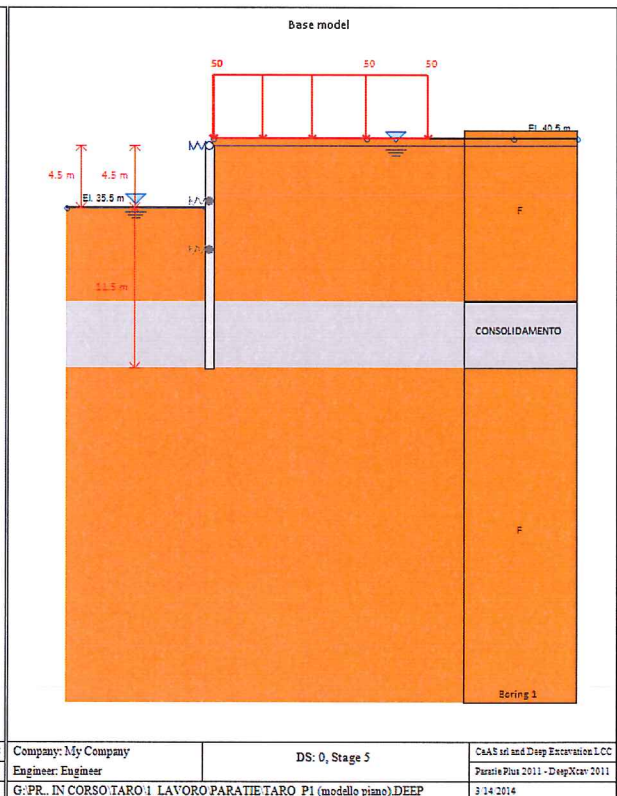
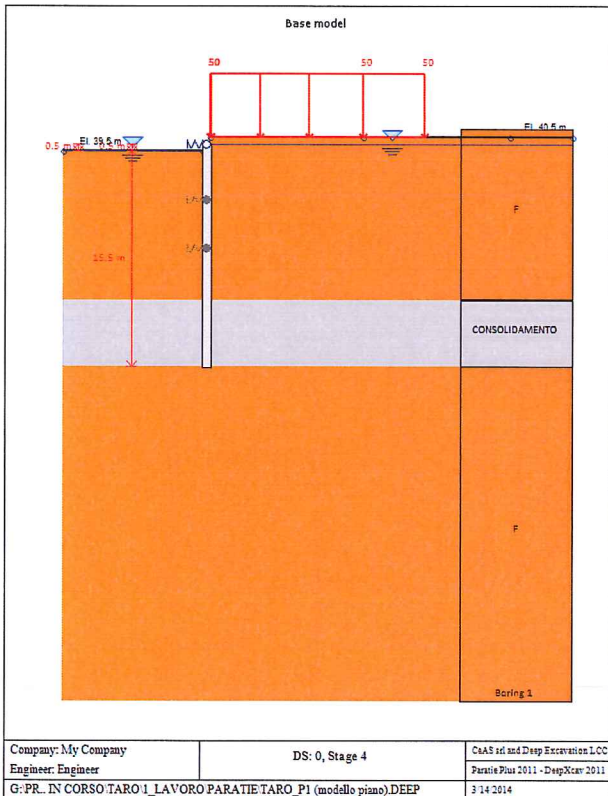
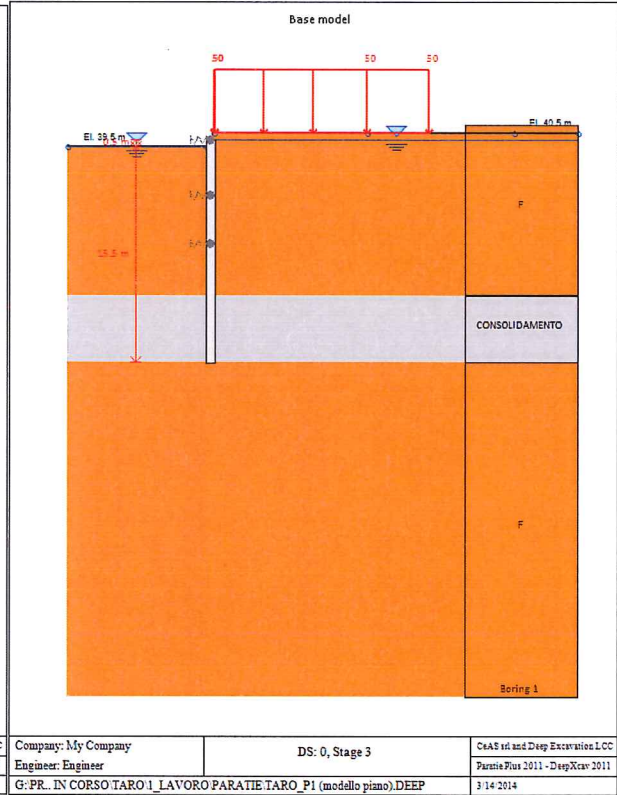
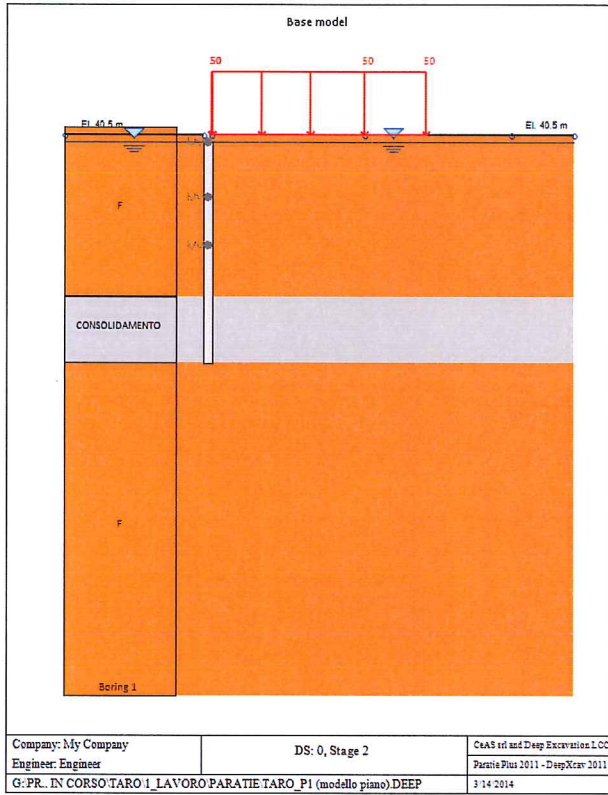
I risultati vengono poi automaticamente ricondotti ai risultati dell'unità di larghezza della striscia (come nell'analisi deformazione piana).



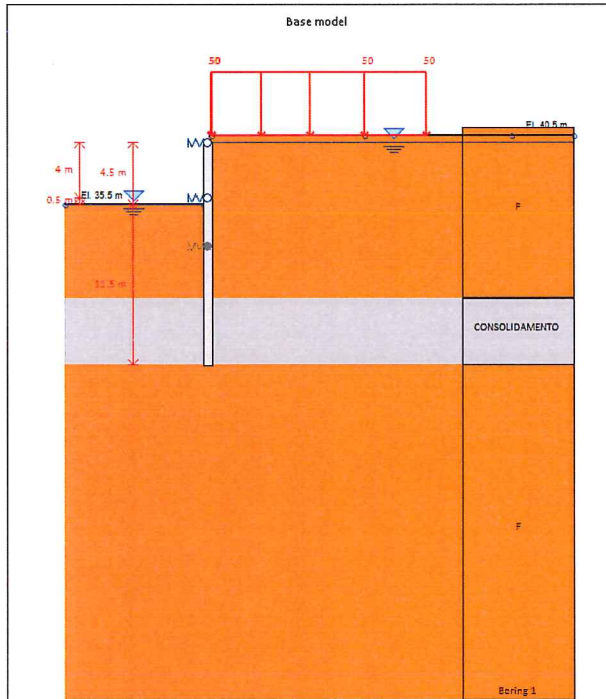
Riporto nel seguito i diversi modelli di calcolo analizzati per le diverse condizioni incontrate.

### 5.1.1 MODELLO 1 – OPERE DI SOSTEGNO P1-P2-P3-P4-P5-P6-P7-P8

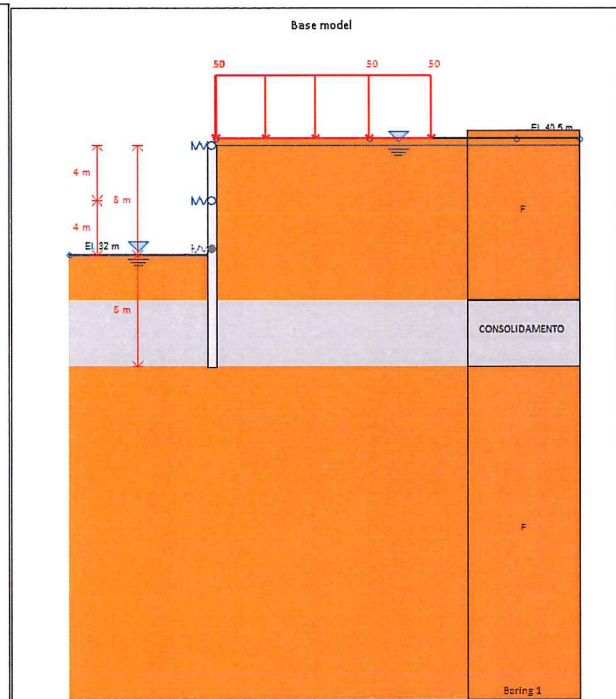




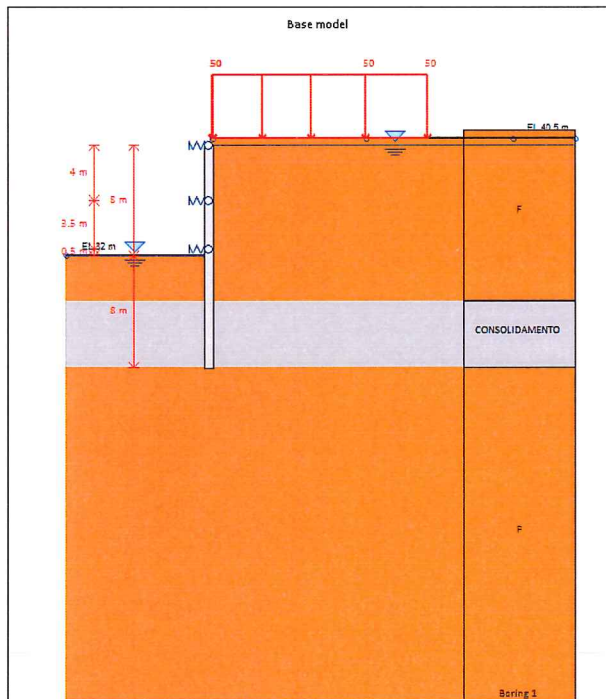




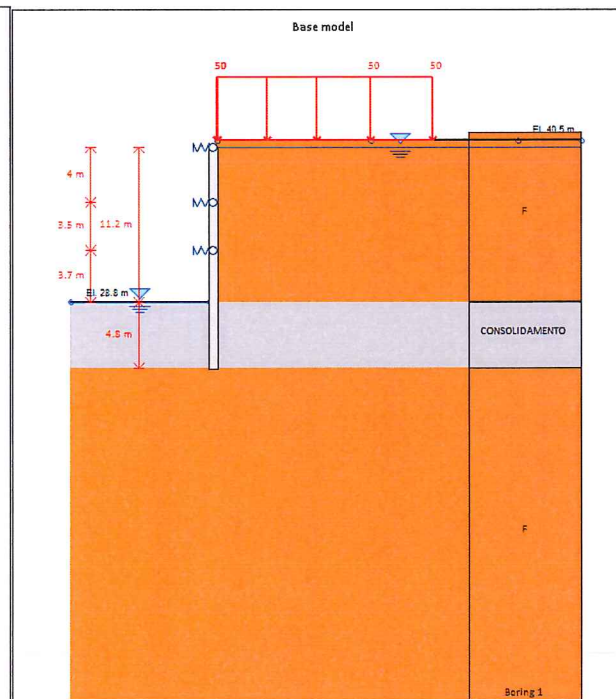
Company: My Company	DS: 0, Stage 6	CeAS srl and Deep Excavation LCC
Engineer: Engineer		Paratie Plus 2011 - DeepXcarv 2011
G:PR.. IN CORSO TARO 1_LAVORO PARATIE TARO_P1 (modello piano).DEEP		3/14/2014



Company: My Company	DS: 0, Stage 7	CeAS srl and Deep Excavation LCC
Engineer: Engineer		Paratie Plus 2011 - DeepXcarv 2011
G:PR.. IN CORSO TARO 1_LAVORO PARATIE TARO_P1 (modello piano).DEEP		3/14/2014

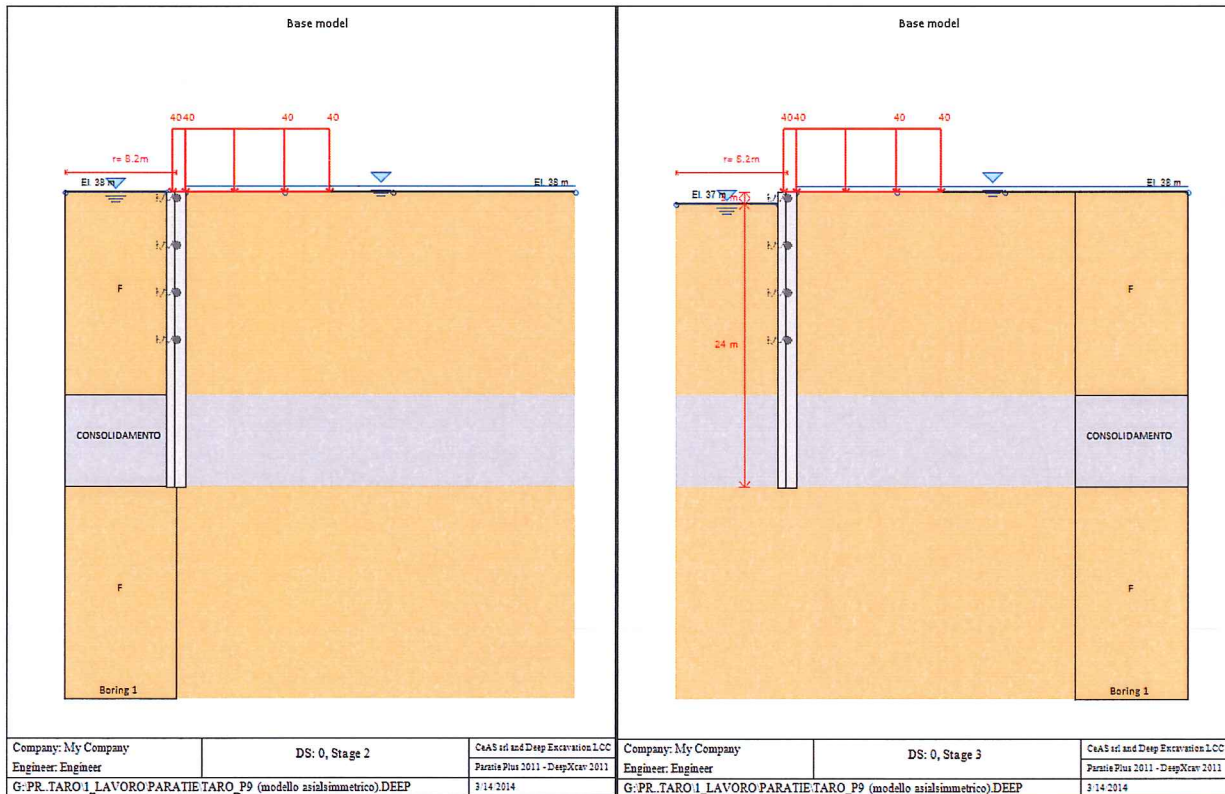
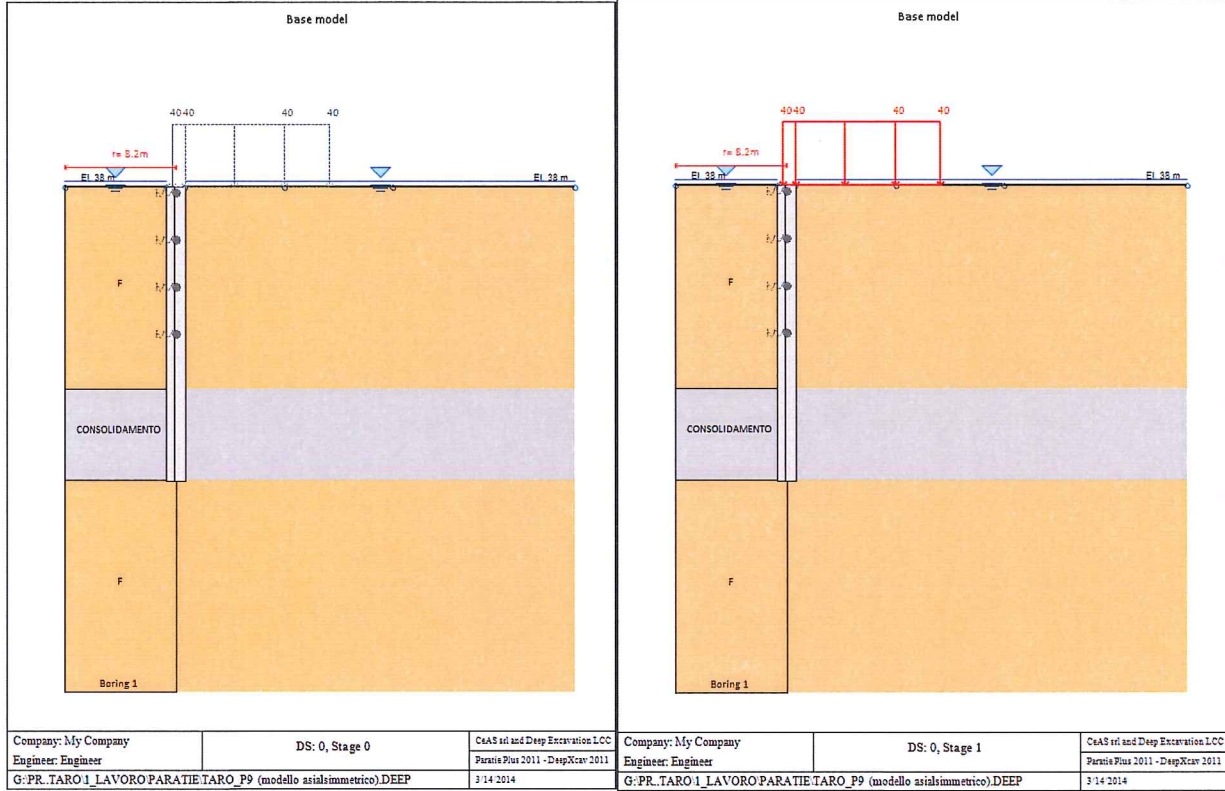


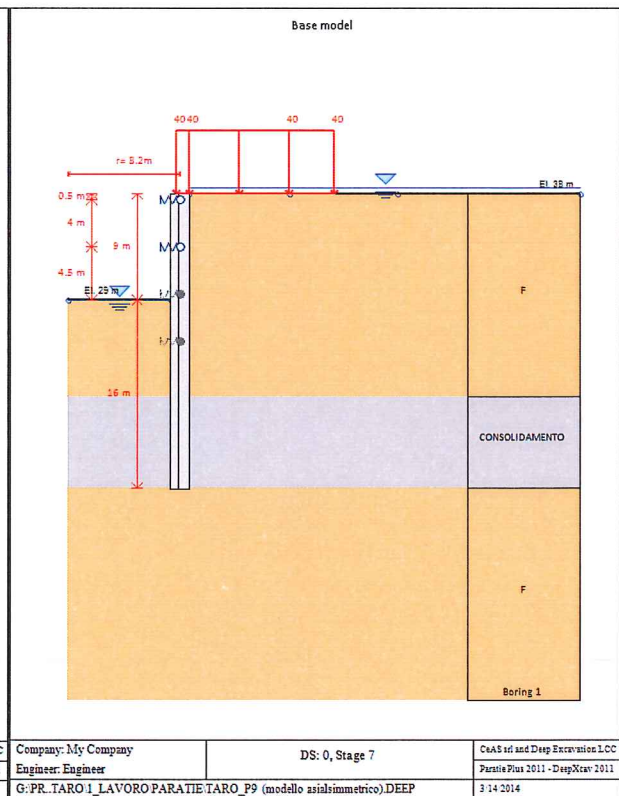
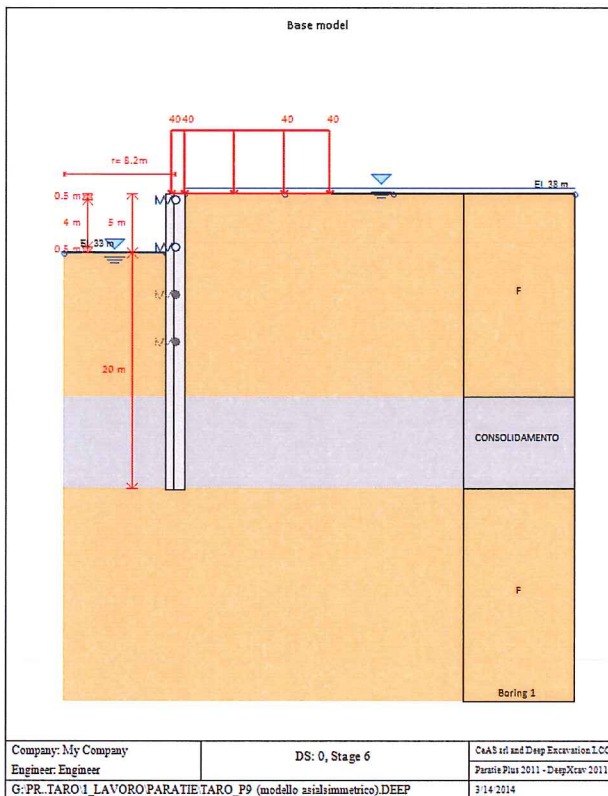
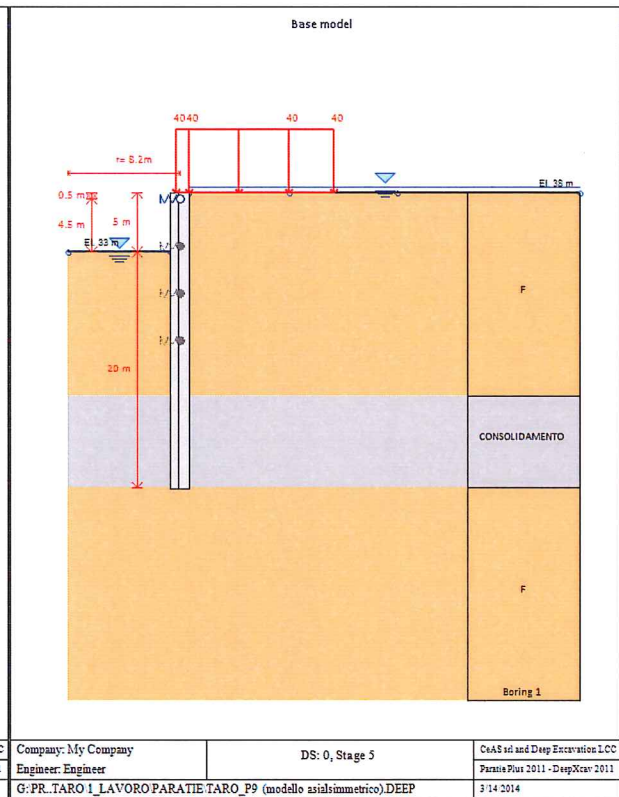
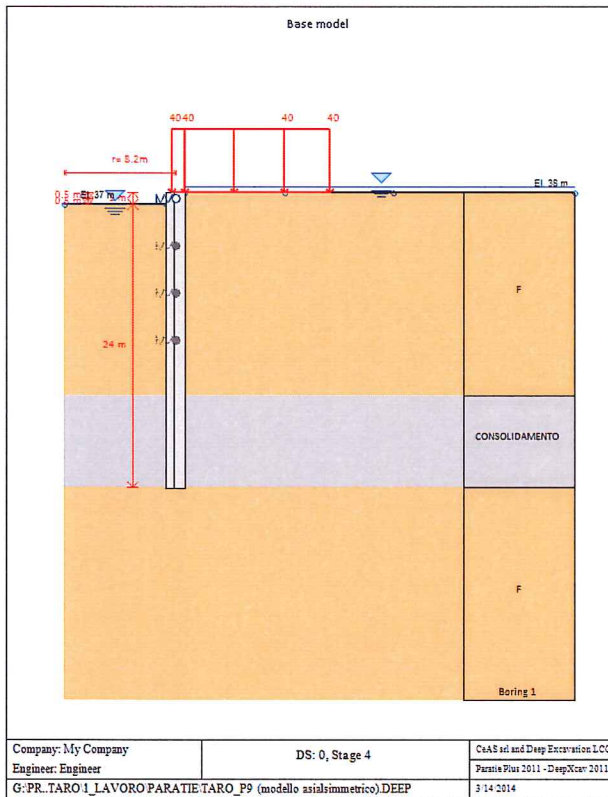
Company: My Company	DS: 0, Stage 8	CeAS srl and Deep Excavation LCC
Engineer: Engineer		Paratie Plus 2011 - DeepXcarv 2011
G:PR.. IN CORSO TARO 1_LAVORO PARATIE TARO_P1 (modello piano).DEEP		3/14/2014

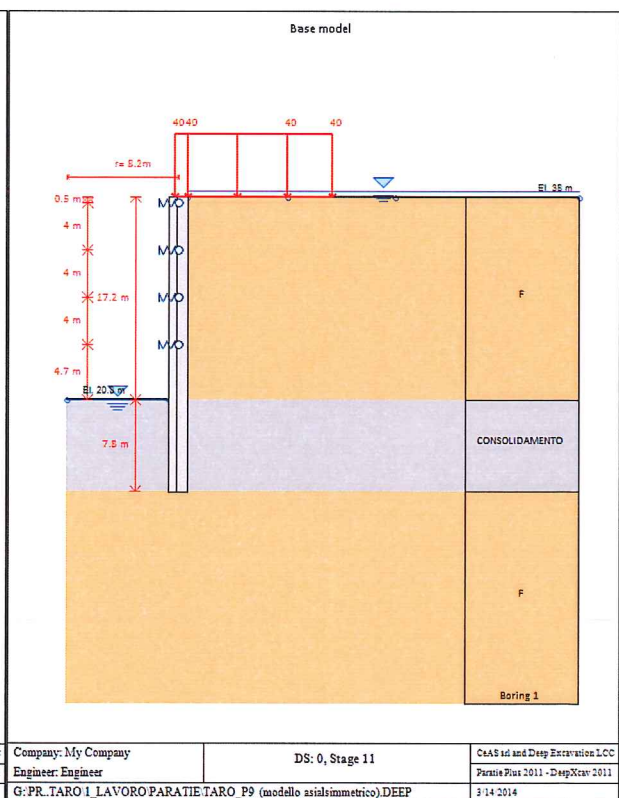
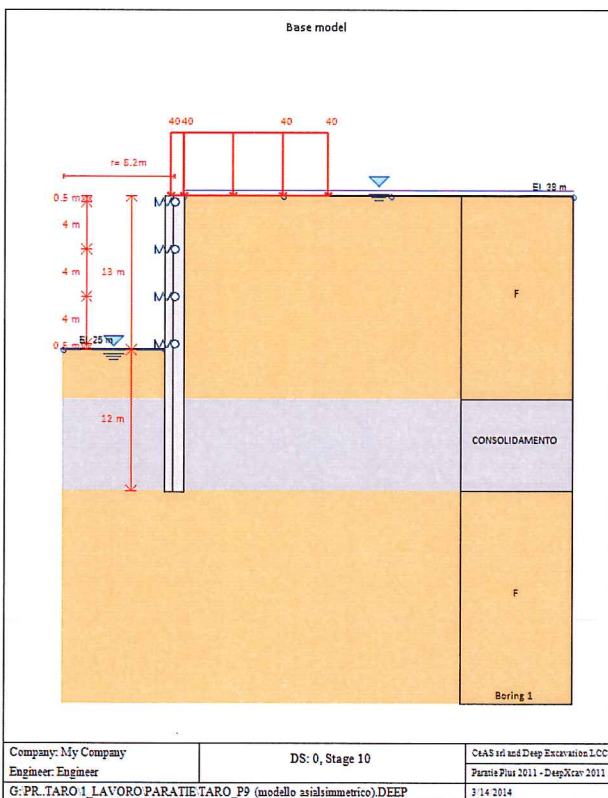
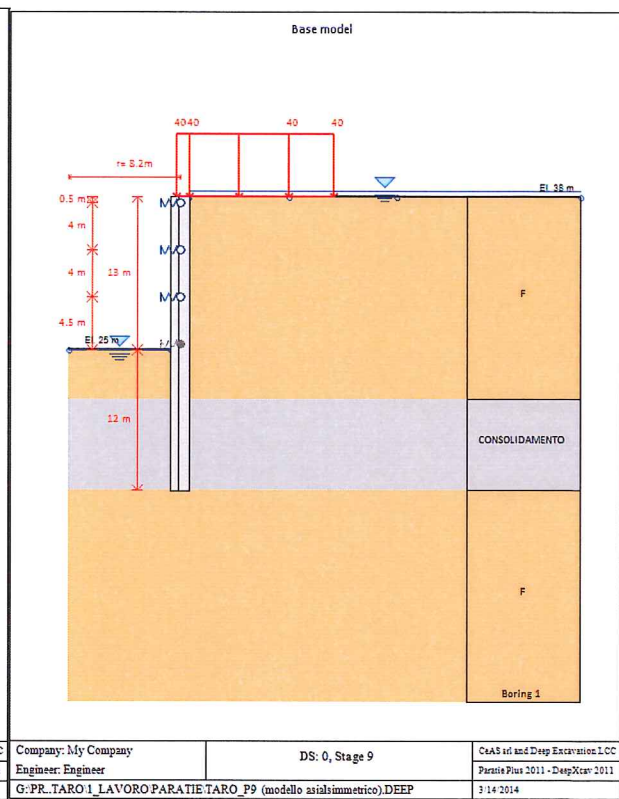
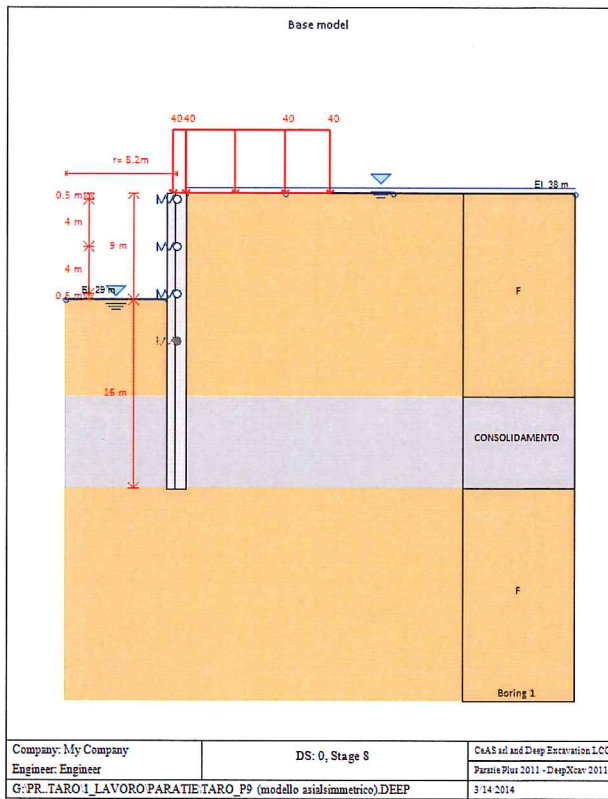


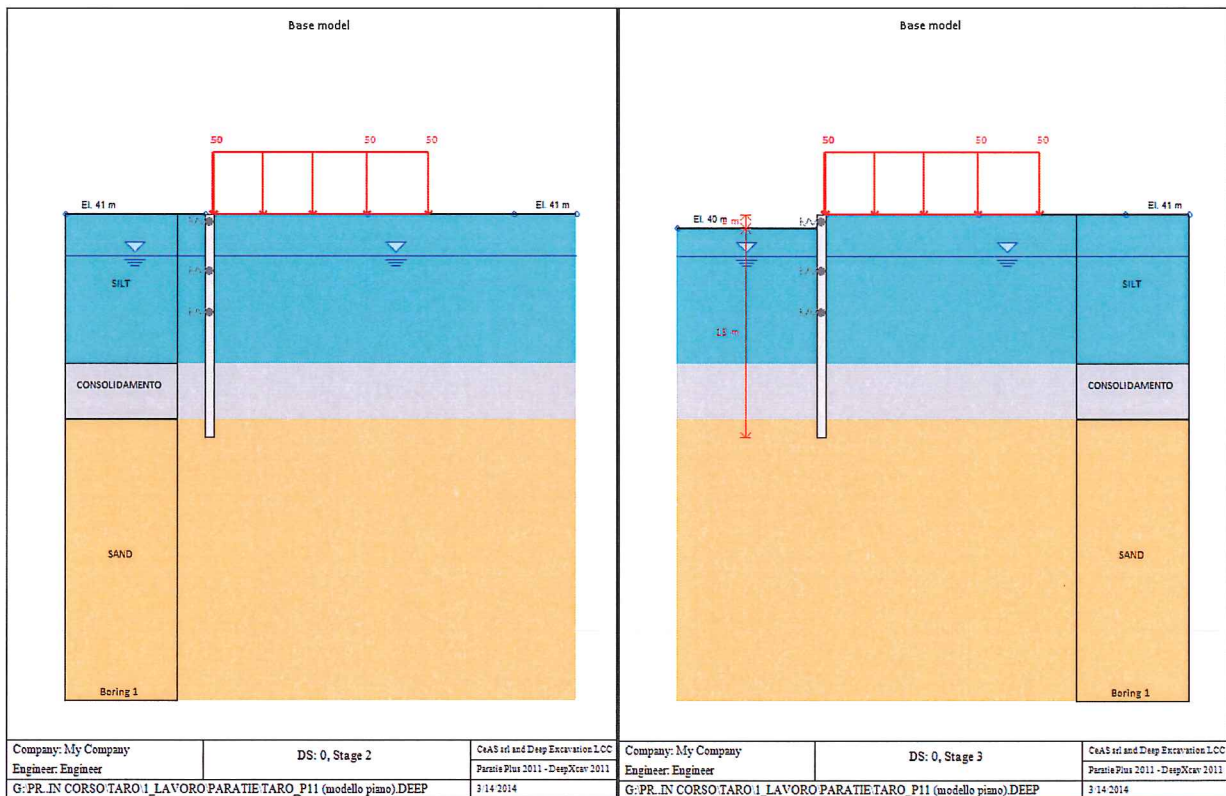
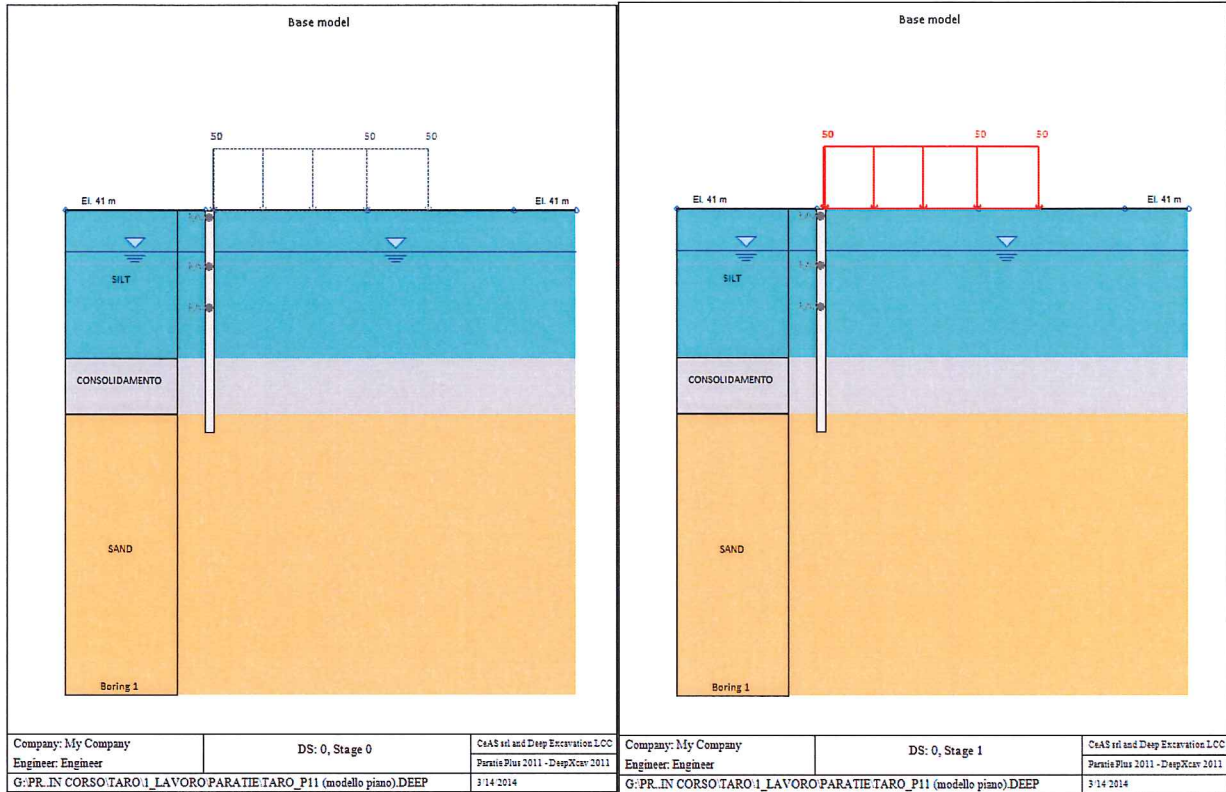
Company: My Company	DS: 0, Stage 9	CeAS srl and Deep Excavation LCC
Engineer: Engineer		Paratie Plus 2011 - DeepXcarv 2011
G:PR.. IN CORSO TARO 1_LAVORO PARATIE TARO_P1 (modello piano).DEEP		3/14/2014

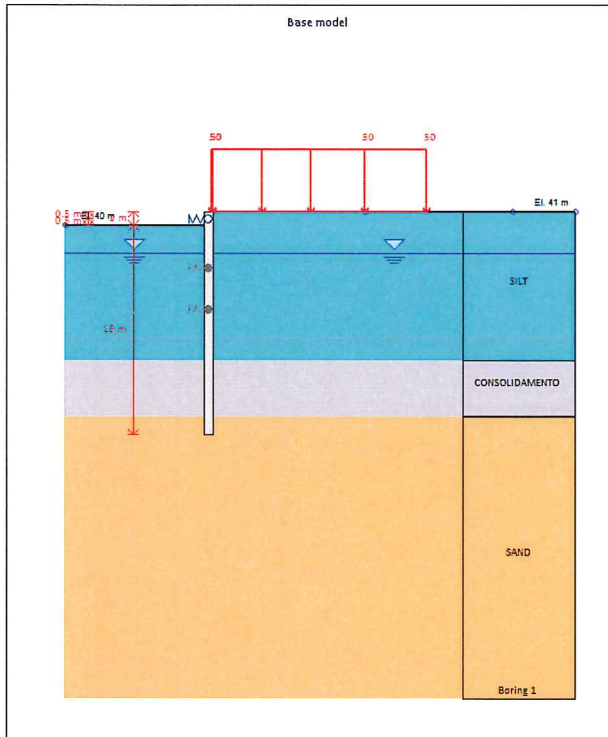
5.1.2 MODELLO 2 (ASIALSIMMETRICO) – OPERE DI SOSTEGNO P9-P10



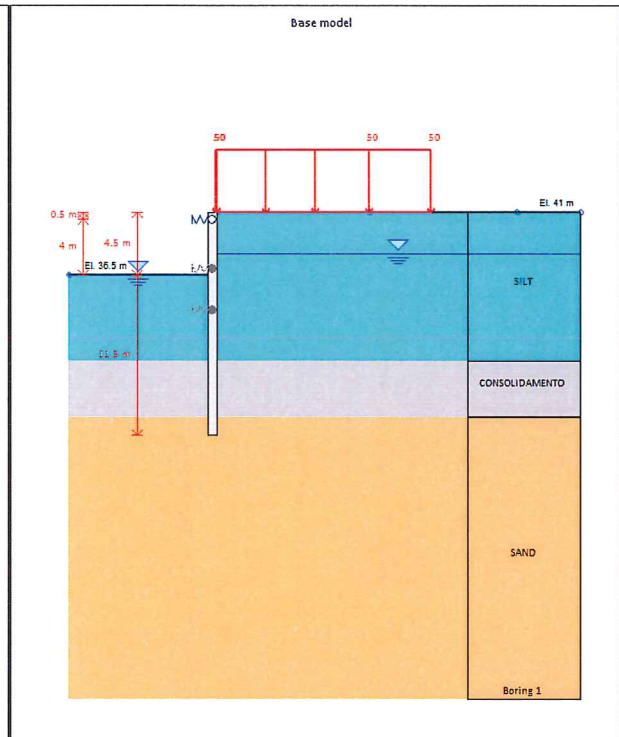




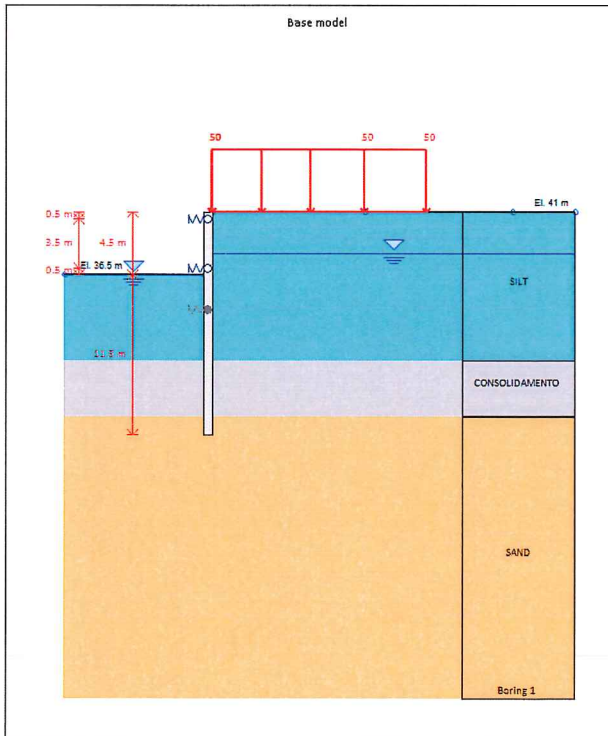
**5.1.3 MODELLO 3 – OPERE DI SOSTEGNO P11-P12**




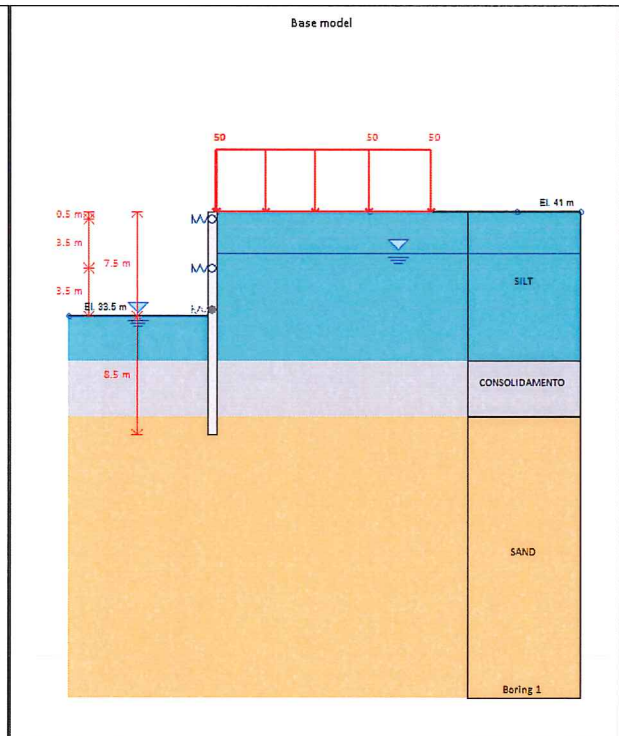
Company: My Company	DS: 0, Stage 4	CeAS srl and Deep Excavation LCC
Engineer: Engineer		Parasite Plus 2011 - DeepXcar 2011
G:PR_IN CORSO TARO 1_LAVORO PARATIE TARO_P11 (modello pismo).DEEP		3/14/2014



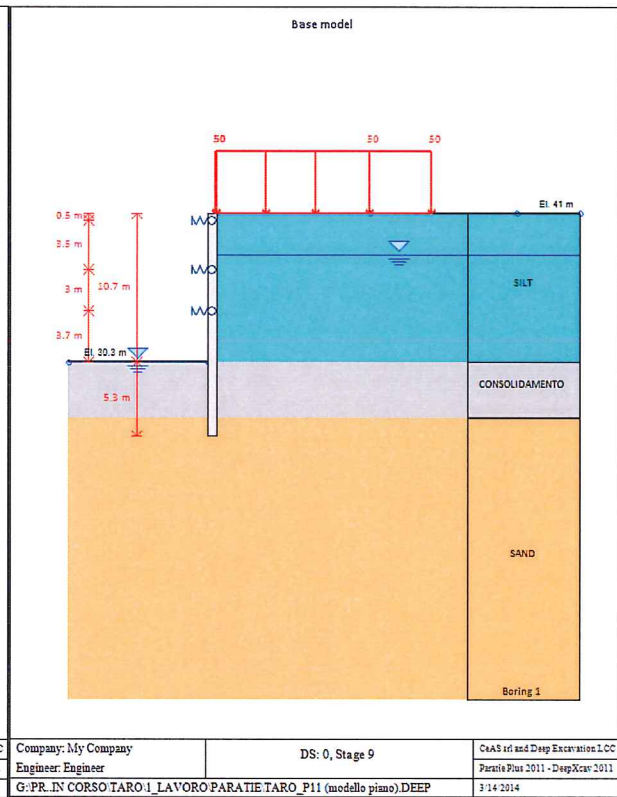
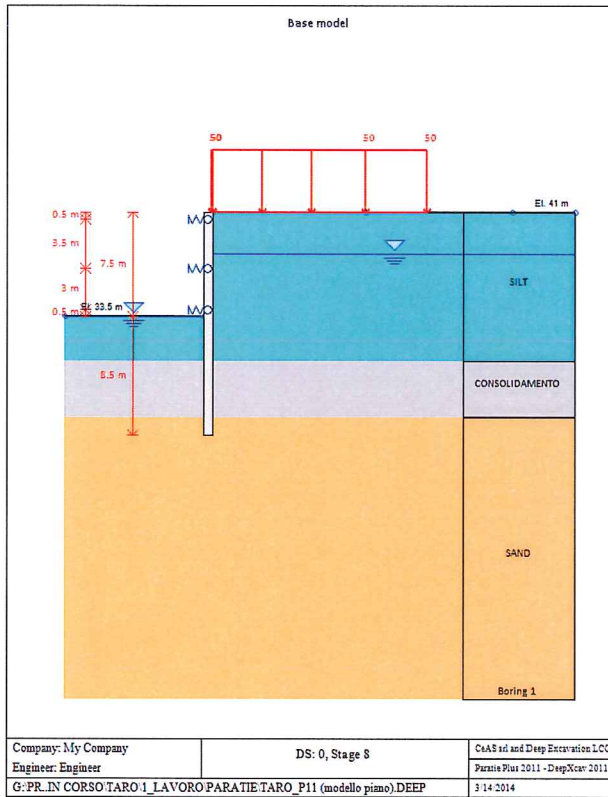
Company: My Company	DS: 0, Stage 5	CeAS srl and Deep Excavation LCC
Engineer: Engineer		Parasite Plus 2011 - DeepXcar 2011
G:PR_IN CORSO TARO 1_LAVORO PARATIE TARO_P11 (modello pismo).DEEP		3/14/2014



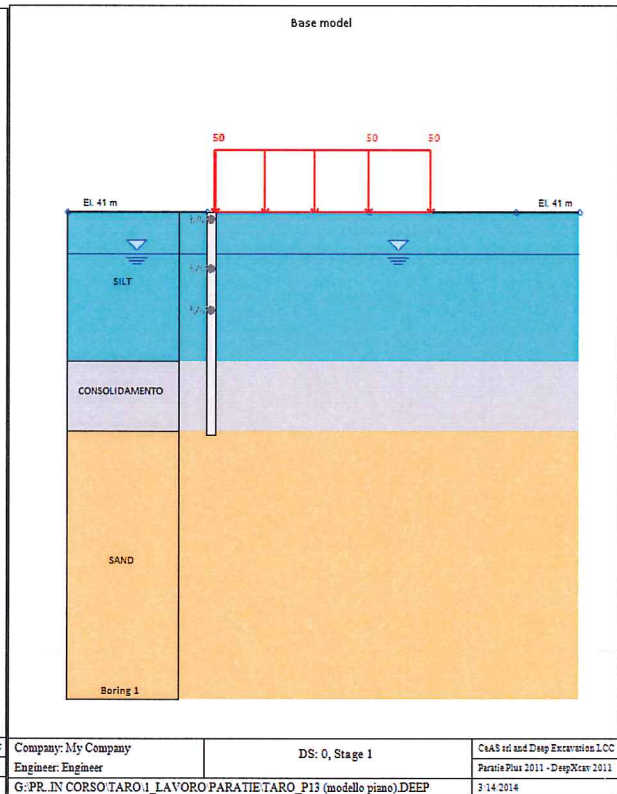
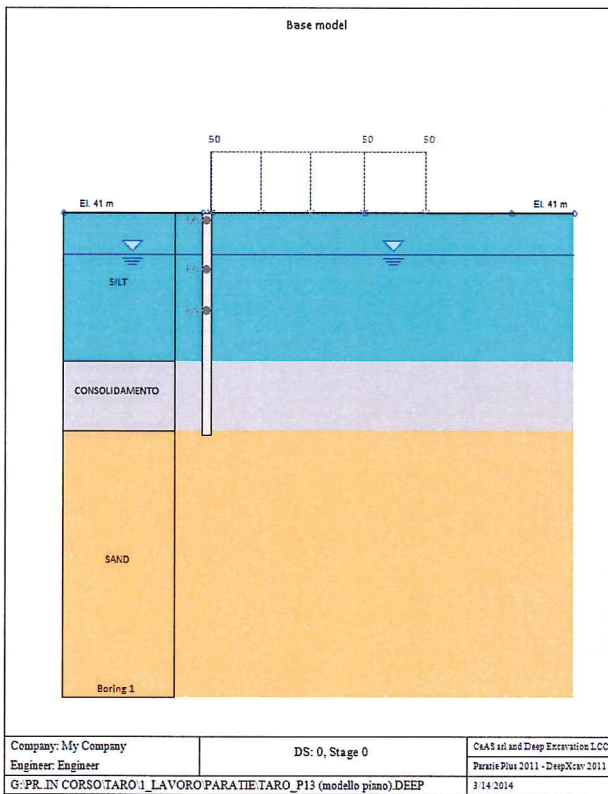
Company: My Company	DS: 0, Stage 6	CeAS srl and Deep Excavation LCC
Engineer: Engineer		Parasite Plus 2011 - DeepXcar 2011
G:PR_IN CORSO TARO 1_LAVORO PARATIE TARO_P11 (modello pismo).DEEP		3/14/2014

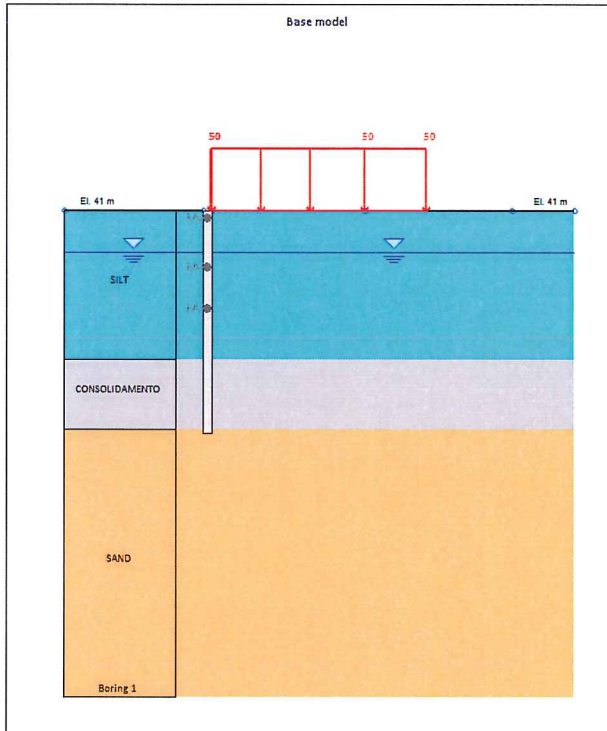


Company: My Company	DS: 0, Stage 7	CeAS srl and Deep Excavation LCC
Engineer: Engineer		Parasite Plus 2011 - DeepXcar 2011
G:PR_IN CORSO TARO 1_LAVORO PARATIE TARO_P11 (modello pismo).DEEP		3/14/2014

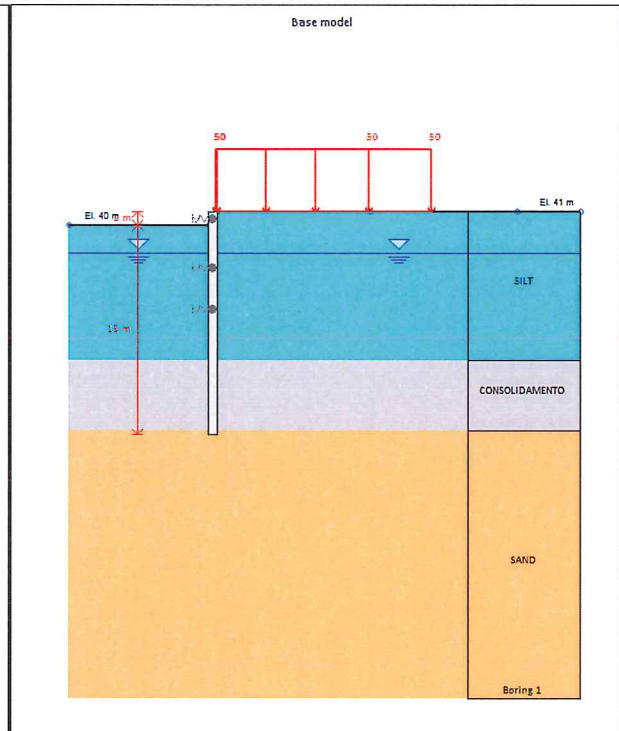


**5.1.4 MODELLO 4 – OPERE DI SOSTEGNO P13-P14-P15-P16-P17**

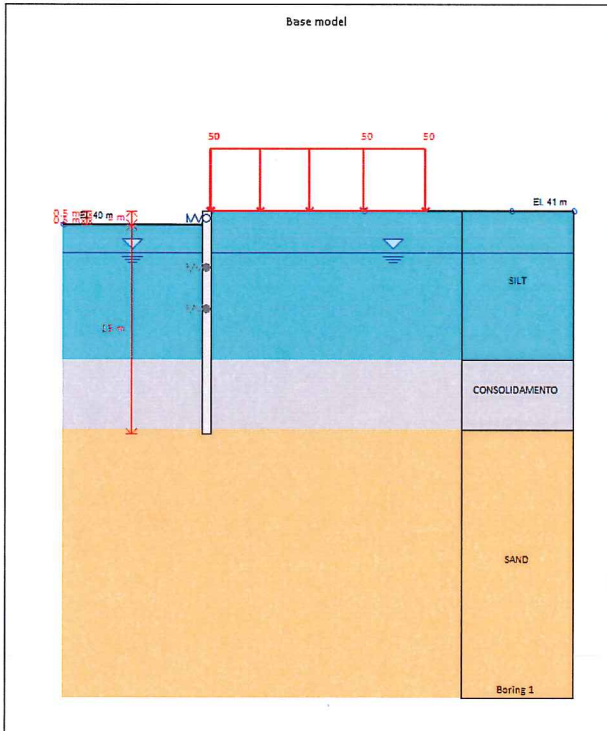




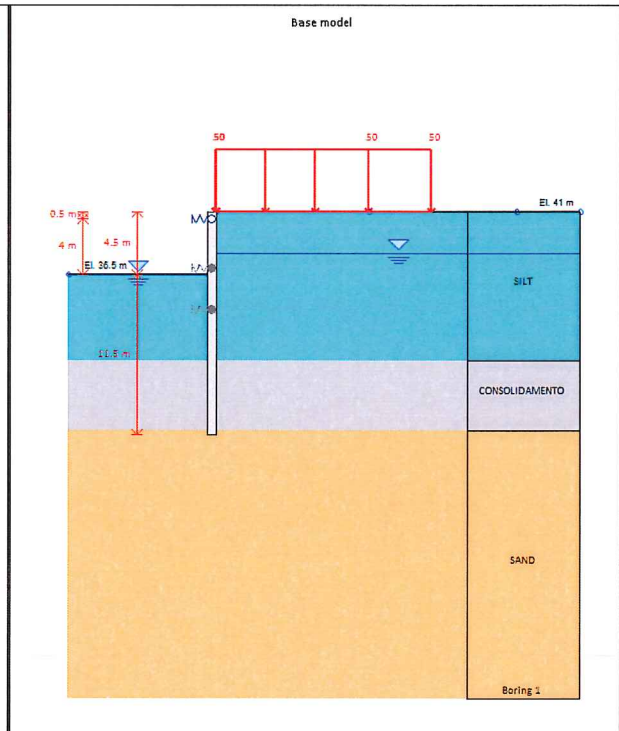
Company: My Company	DS: 0, Stage 2	CeAS srl and Deep Excavation.LCC
Engineer: Engineer		Parate Plus 2011 - DeepXcar 2011
G:PR_IN CORSO TARO_1_LAVORO PARATIE TARO_P13 (modello piano).DEEP 3/14/2014		



Company: My Company	DS: 0, Stage 3	CeAS srl and Deep Excavation.LCC
Engineer: Engineer		Parate Plus 2011 - DeepXcar 2011
G:PR_IN CORSO TARO_1_LAVORO PARATIE TARO_P13 (modello piano).DEEP 3/14/2014		

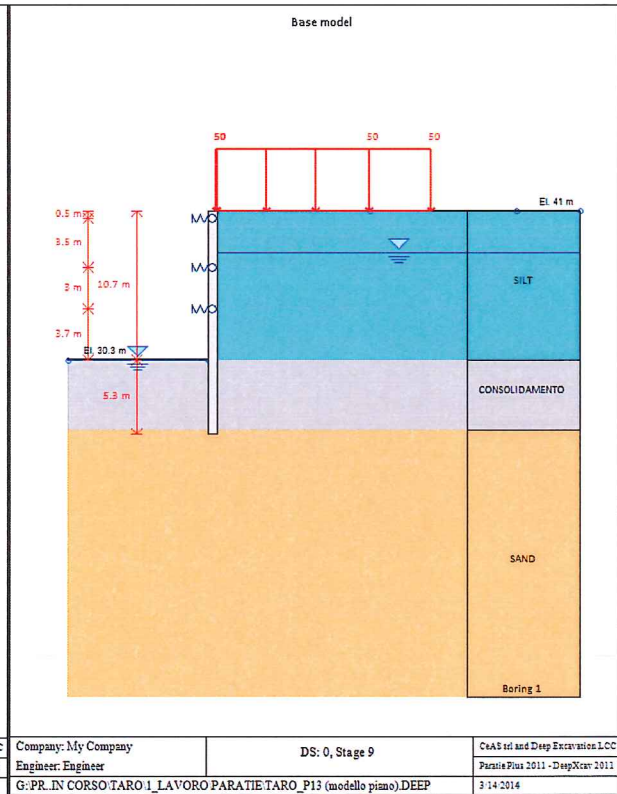
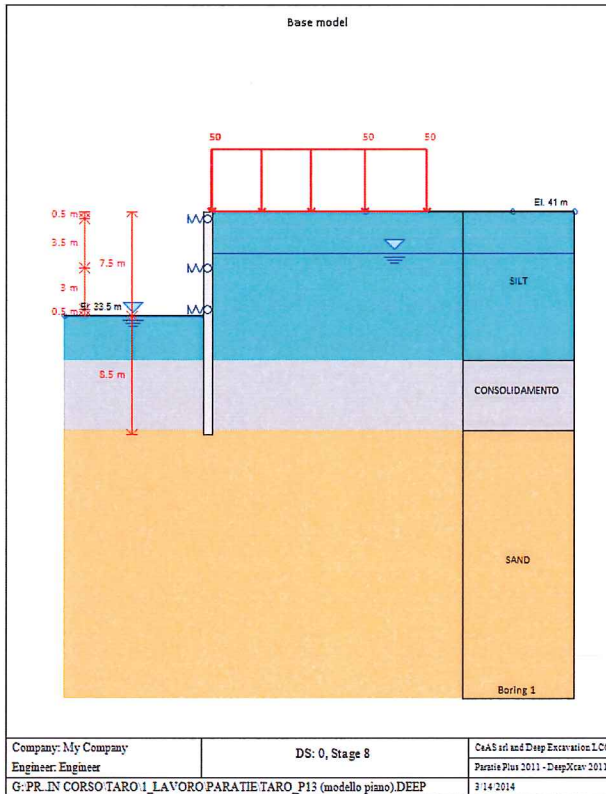
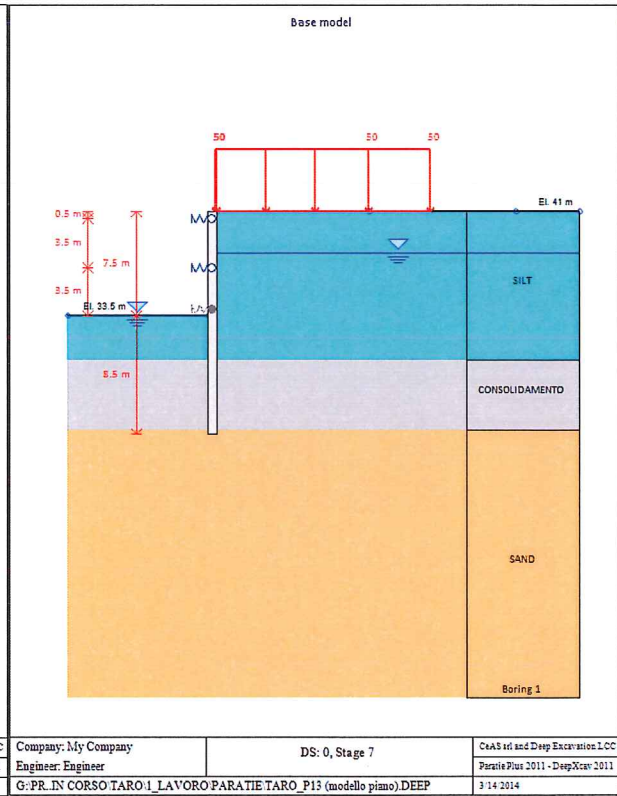
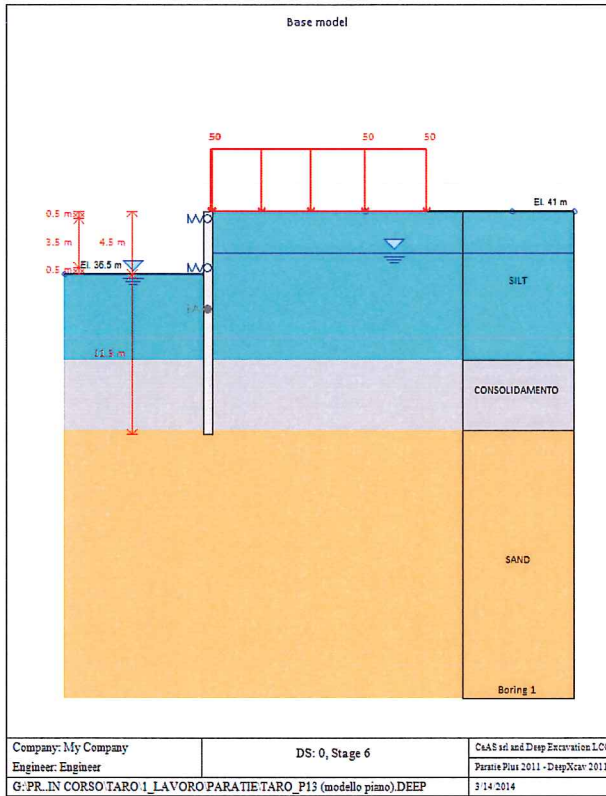


Company: My Company	DS: 0, Stage 4	CeAS srl and Deep Excavation.LCC
Engineer: Engineer		Parate Plus 2011 - DeepXcar 2011
G:PR_IN CORSO TARO_1_LAVORO PARATIE TARO_P13 (modello piano).DEEP 3/14/2014		



Company: My Company	DS: 0, Stage 5	CeAS srl and Deep Excavation.LCC
Engineer: Engineer		Parate Plus 2011 - DeepXcar 2011
G:PR_IN CORSO TARO_1_LAVORO PARATIE TARO_P13 (modello piano).DEEP 3/14/2014		





## 5.2 CRITERI DI VERIFICA

### 5.2.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) – STRUTTURE IN C.A.

#### Verifiche a presso-flessione

Si verifica che le coppie di sollecitazioni ( $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$ ) ottenute per la combinazione fondamentale verifichino la disuguaglianza:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

ovvero siano interne al dominio di resistenza della sezione esaminata.

#### Verifiche a taglio

Si verifica che risulti:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Il taglio resistente in assenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

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

con:

$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2 ; v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

d = altezza utile della sezione in mm

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ( $\leq 0,02$ )

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2f_{cd}$ )

$b_w$  = larghezza della membratura resistente a taglio in mm

Il taglio resistente in presenza di specifica armatura si ottiene dall'espressione:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd} ; V_{Rcd})$$

dove:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \vartheta)}{(1 + \operatorname{ctg}^2 \vartheta)}$$

$A_{sw}$  area armatura trasversale

s passo armatura trasversale

$\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse trave

$\vartheta$  angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse trave

$f'_{cd}$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$ )

$\alpha_c$  coefficiente amplificativo pari a:

1 per membrane non compresse

$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$  per  $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd}$

1.25 per  $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,50f_{cd}$

$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$  per  $0,50 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$

### 5.2.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO – STRUTTURE IN C.A.

In relazione alle classi di esposizione delle singole parti di struttura si adottano i limiti di apertura delle fessure e tensionali come da normativa a seconda del tipo di combinazione di carico.

#### Verifica di apertura delle fessure:

l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate dal D. M. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR e QP della normativa vigente. La verifica a fessurazione viene eseguita in condizione di ambiente ordinario ed armature poco sensibili:

- combinazione di carico Frequente:  $w_k \leq w_3 = 0,40 \text{ mm}$
- combinazione di carico quasi permanente:  $w_k \leq w_2 = 0,30 \text{ mm}$

#### Verifica delle tensioni di esercizio:

le verifiche si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0,45 f_{ck}$ ;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0,60 f_{ck}$ , mentre quelle dell'acciaio  $\sigma_s < 0,80 f_{yk}$ .

### 5.2.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) – STRUTTURE IN ACCIAIO

Le verifiche sono eseguite in accordo con il § 4.2 di D.M. 14-01-2008, assumendo un'analisi elastica per il calcolo delle tensioni agenti nella struttura. Le resistenze di progetto dei materiali costituenti la sezione sono:

Acciaio per palancole S335:

per elementi di spessore  $t \leq 40 \text{ mm}$   $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_a = 335 / 1,05 = 319 \text{ MPa}$

La resistenza di calcolo della sezione in acciaio nei confronti delle tensioni normali è funzione della classificazione della sezione trasversale. Nel caso in esame tale resistenza è valutata (cautelativamente) in campo elastico, assumendo una sezione di classe 3.

La verifica è soddisfatta se risulta:

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{f_{yk} \cdot A / \gamma_{M0}} + \frac{M_{Ed}}{f_{yk} \cdot W_{el} / \gamma_{M0}} \leq 1,0$$

con

$N_{Ed}$  e  $M_{Ed}$  sollecitazioni assiali e flessionali di progetto;

$A$  e  $W_{el}$  proprietà elastiche della sezione trasversale;

$\gamma_{M0}$  coefficiente parziale di sicurezza, pari ad 1,05.

La resistenza di progetto a taglio è definita come:

$$V_{c,Rd} = \frac{f_{yk} \cdot A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

dove:

-  $A_v$  è l'area resistente a taglio;

-  $\gamma_{M0}$  è il fattore parziale di sicurezza assunto pari a 1,05;

La verifica è posta in forma adimensionale come rapporto tra le azioni sollecitanti e la capacità resistente:

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0$$

dove  $V_{Ed}$  è la sollecitazione tagliante di progetto.

Per valori di  $\bar{\eta}_3$  (vedere sotto) inferiori a 0,5 non è necessario controllare l'interazione tra le sollecitazioni normali e tangenziali; per valori superiori si adotta la seguente espressione del dominio di resistenza:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{Pl,Rd}}\right) \cdot (2 \cdot \bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0$$

in cui

- $M_{f,Rd}$  è il momento resistente di progetto delle sole flange efficaci;
- $M_{Pl,Rd}$  è la resistenza plastica della sezione trasversale composta dall'area effettiva delle flange e dall'intera anima senza tener conto della classe di quest'ultima;
- $\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{Pl,Rd}}$
- $\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$

## 5.3 AZIONI DI CALCOLO

### 5.3.1 PESI PROPRI E CARICHI PERMANENTI PORTATI

I pesi propri delle strutture vengono determinati sulla base delle masse specifiche assunte per i materiali strutturali pari a 25 kN/mc per i conglomerati cementizi e pari a 78,50 kN/mc per gli acciai.

Il peso proprio della struttura viene calcolato dal programma in automatico in relazione allo spessore delle membrature (vedi tavole di carpenteria).

### 5.3.2 SPINTE DELLE TERRE

In fase provvisoria le spinte delle terre sulle paratie vengono determinate sulla base dell'analisi di interazione terreno-struttura e degli spostamenti conseguenti.

La spinta del terreno viene valutata in automatico dal programma di calcolo.

### 5.3.3 SPINTE DELL'ACQUA DI FALDA

Si valuta la spinta dell'acqua assumendo una distribuzione idrostatica degli sforzi.

Si valutano i carichi idrostatici in merito alle seguenti ipotesi cautelative sulla falda:

il livello della falda di riferimento a quota 106,03 m;

il livello della falda di progetto a quota 108,50 m.

La spinta dell'acqua viene valutata in automatico dal programma di calcolo.

### 5.3.4 CARICHI MOBILI ED ALTRI SOVRACCARICHI VARIABILI ANTROPICI

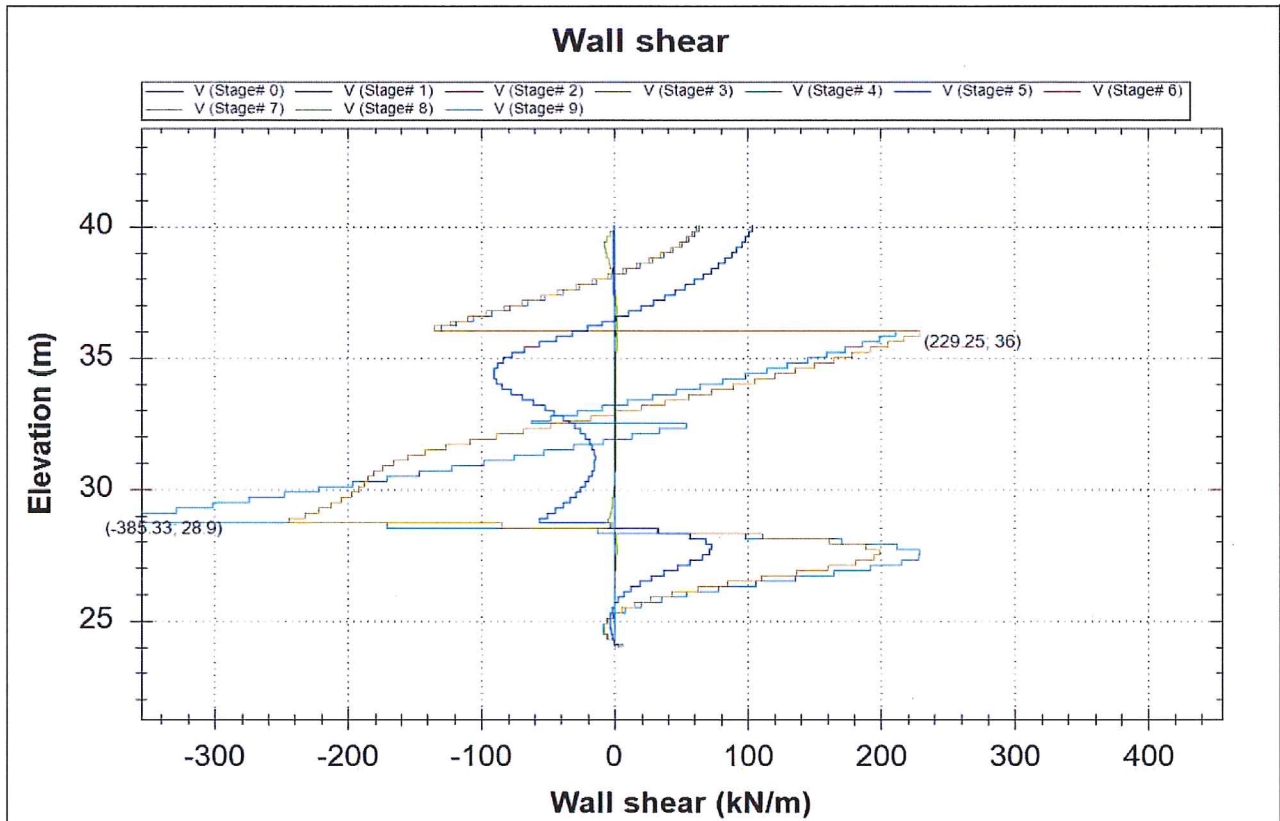
In fase provvisoria si considera un sovraccarico pari a 20 kN/m<sup>2</sup> che può schematizzare eventuali mezzi cantieri o ribanche locali necessarie allo svolgimento delle attività durante le operazioni di scavo.

La spinta del terreno viene valutata in automatico dal programma di calcolo.

### 5.3.5 AZIONI SISMICHE

Essendo un'opera provvisoria, in accordo al § 7 e 7.2.1 del D.M. 14-01-2008 e avendo vita nominale inferiore ai 2 anni, può essere trascurata durante l'analisi e la verifica delle opere presenti in questa relazione.

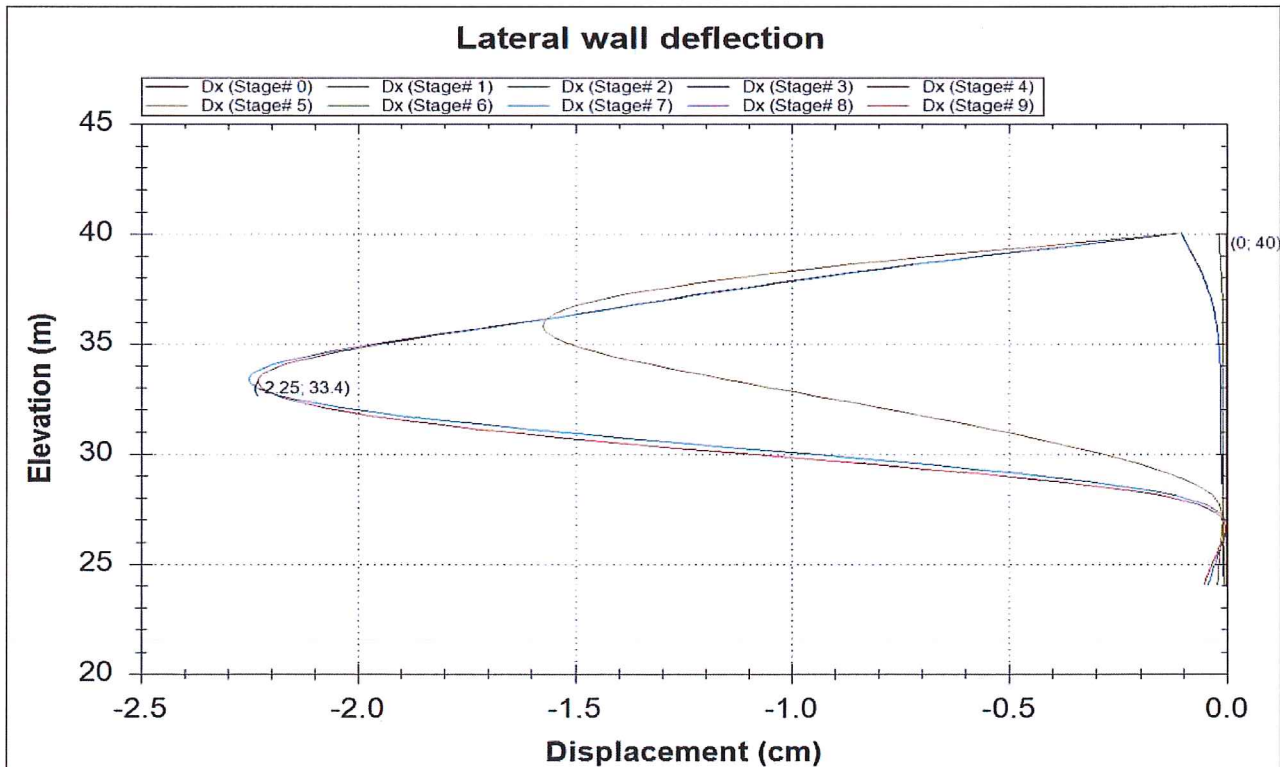



 Company: My Company  
 Engineer: Engineer

Wall shear

 CeAS srl and Deep Excavation LCC  
 Parasit Plus 2011 - DeepXcar 2011  
 12/14/2014 6:09:30 PM

F:\PROGETTI IN CORSO TARO\_1\_LAVORO PARATIE TARO\_P1 (modello piano)\_PU28.DEEP

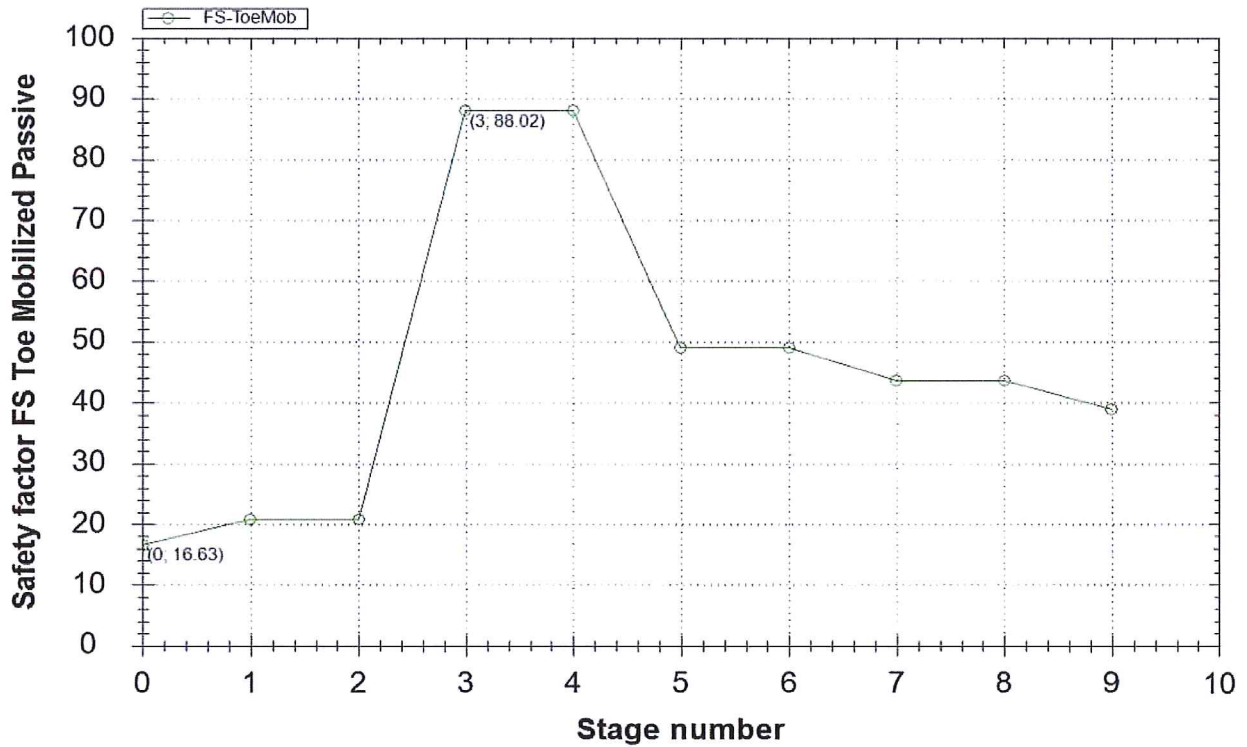

 Company: My Company  
 Engineer: Engineer

Lateral wall deflection

 CeAS srl and Deep Excavation LCC  
 Parasit Plus 2011 - DeepXcar 2011  
 12/14/2014 6:09:30 PM

F:\PROGETTI IN CORSO TARO\_1\_LAVORO PARATIE TARO\_P1 (modello piano)\_PU28.DEEP

### Passive Mob. Resistance Toe embedment safety factor



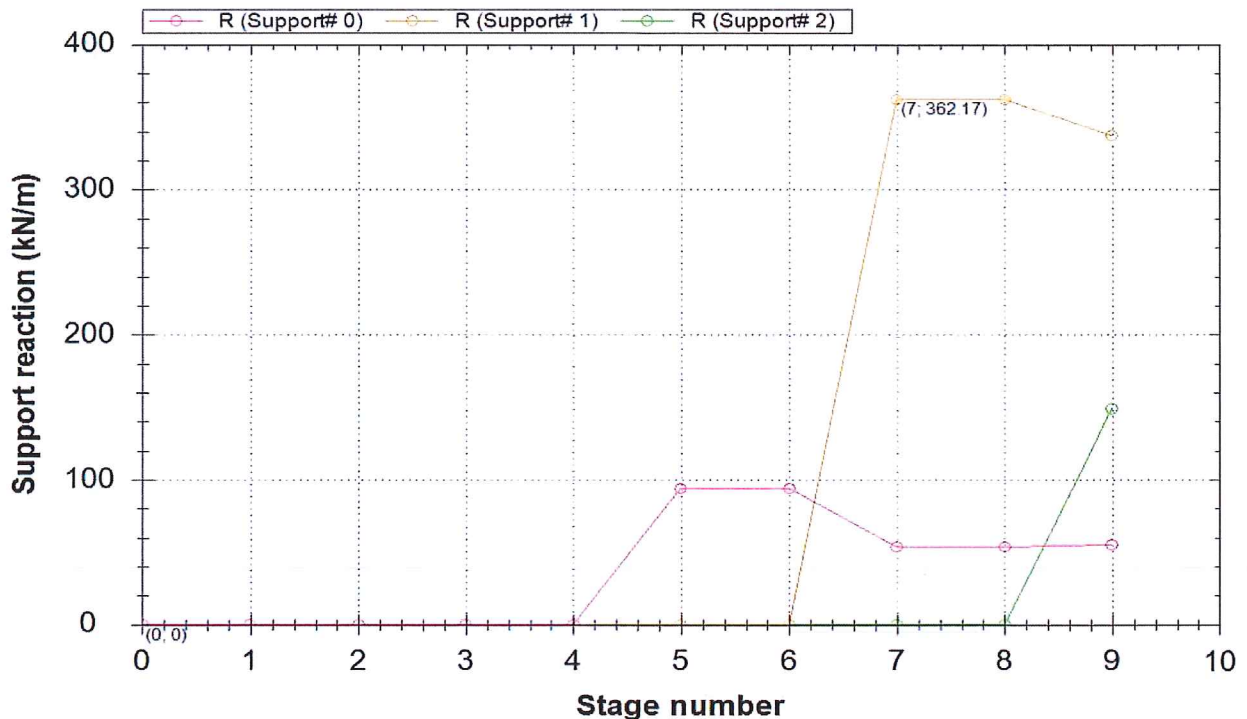
Company: My Company  
Engineer: Engineer

Passive Mob. Resistance Toe embedment safety factor

CsAS Srl and Deep Excavation LCC  
Paratie Plus 2011 - DeepXcav 2011  
12/16/2014 6:09:44 PM

F:\PROGETTI IN CORSO TARO\1\_LAVORO\PARATIE\TARO\_P1 (modello piano)\_PU28.DEEP

### Support reaction



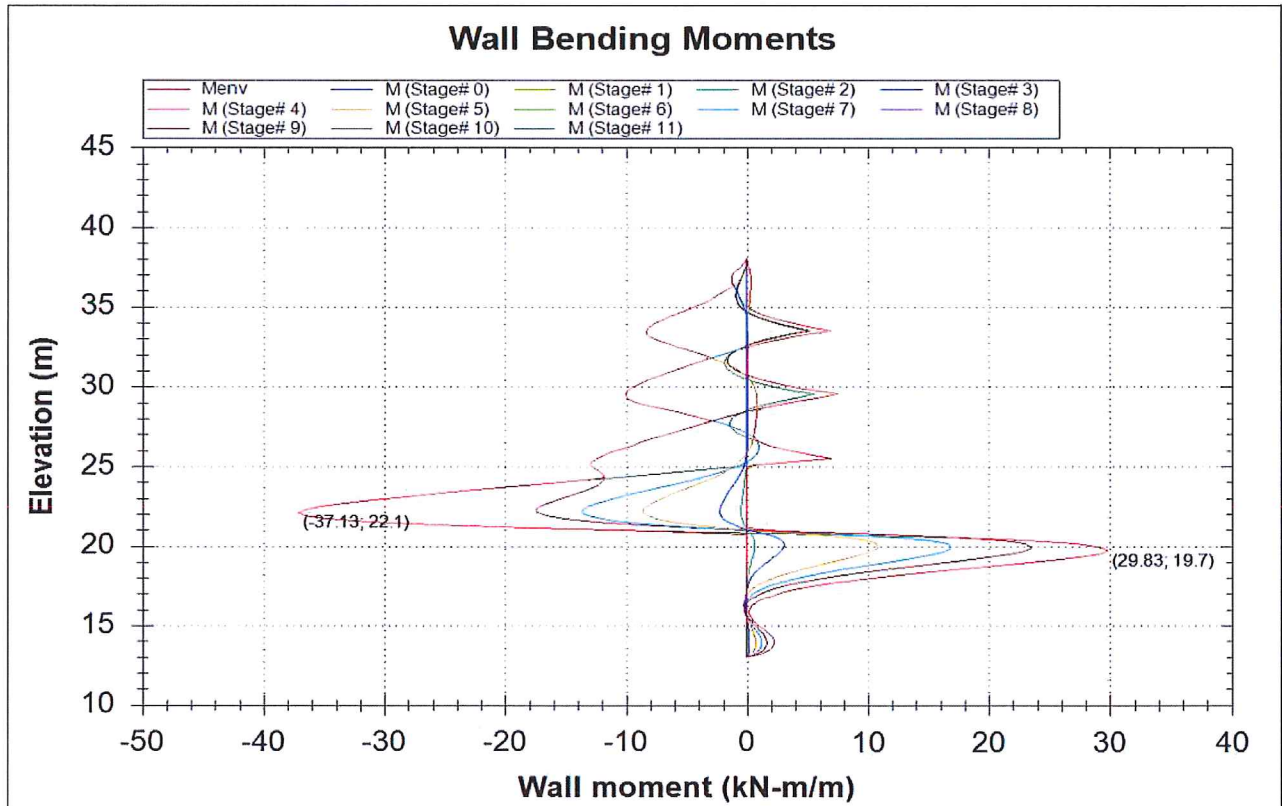
Company: My Company  
Engineer: Engineer

Support reaction

CsAS Srl and Deep Excavation LCC  
Paratie Plus 2011 - DeepXcav 2011  
12/16/2014 6:55:38 PM

F:\PROGETTI IN CORSO TARO\1\_LAVORO\PARATIE\TARO\_P1 (modello piano)\_PU28.DEEP

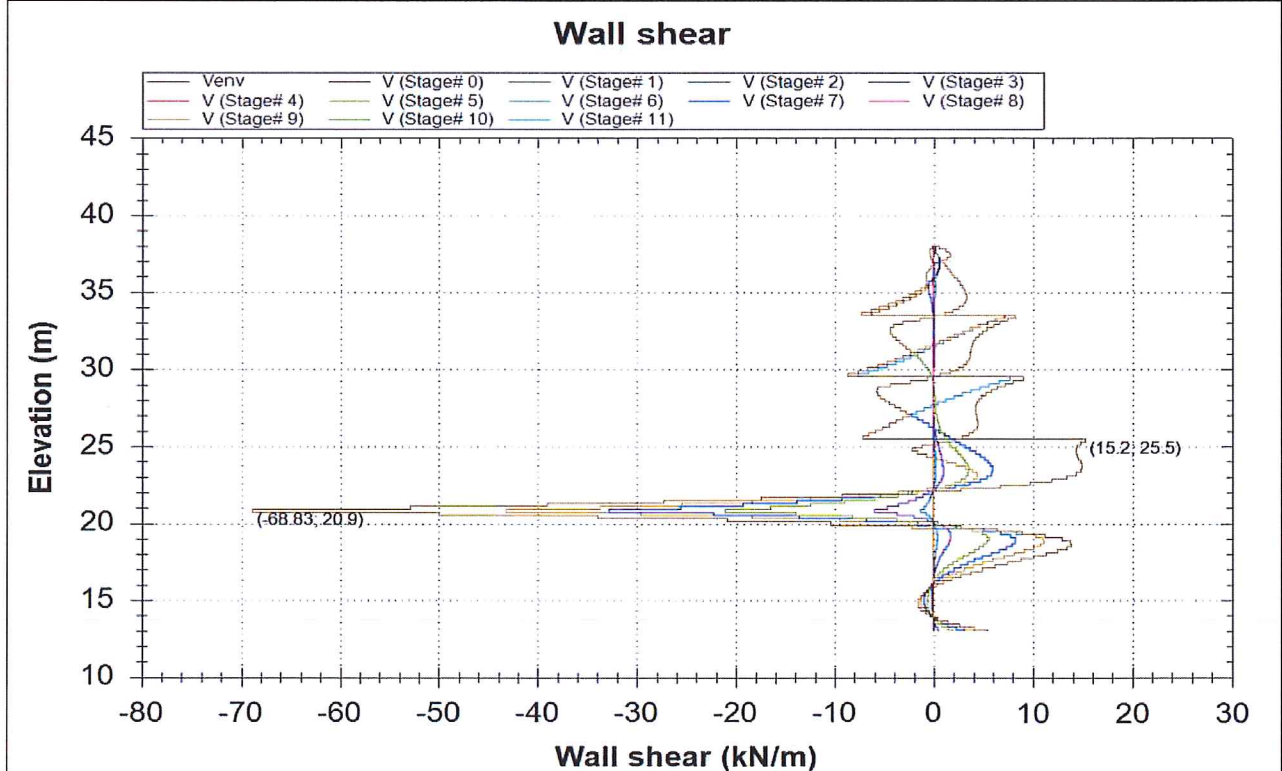
## 5.4.2 MODELLO 2


 Company: My Company  
 Engineer: Engineer

## Wall Bending Moments

 C&A Srl and Deep Excavation LCC  
 Parasit Plus 2011 - DeepXcav 2011  
 5/14/2014 8:44:41 AM

G:\PROGETTI IN CORSO TARO\1\_LAVORO PARATIE TARO\_P9 (modello assialsimmetrico).DEEP

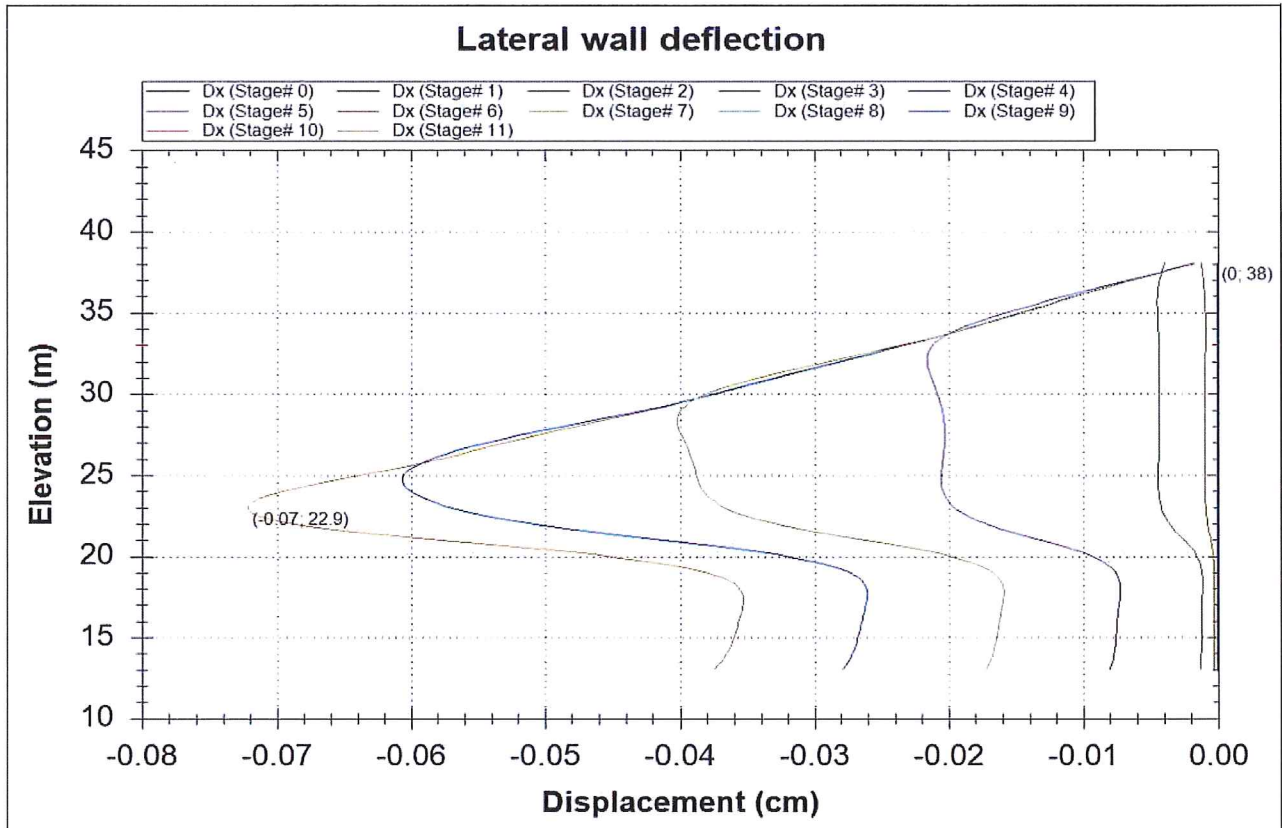

 Company: My Company  
 Engineer: Engineer

## Wall shear

 C&A Srl and Deep Excavation LCC  
 Parasit Plus 2011 - DeepXcav 2011  
 5/14/2014 8:44:24 AM

G:\PROGETTI IN CORSO TARO\1\_LAVORO PARATIE TARO\_P9 (modello assialsimmetrico).DEEP

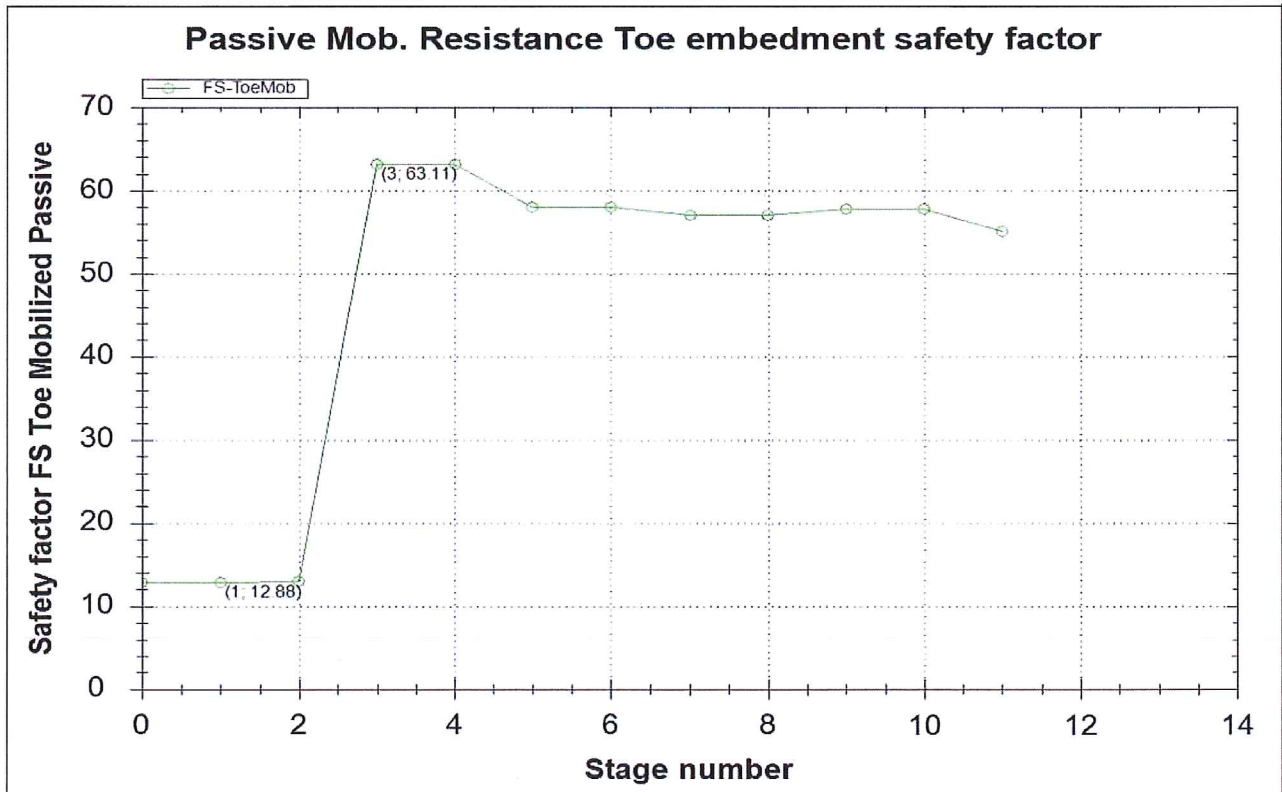



 Company: My Company  
 Engineer: Engineer

Lateral wall deflection

 CeAS Srl and Deep Excavation LCC  
 Parasit Plus 2011 - DeepXtrem 2011  
 3/14/2014 9:44:57 AM

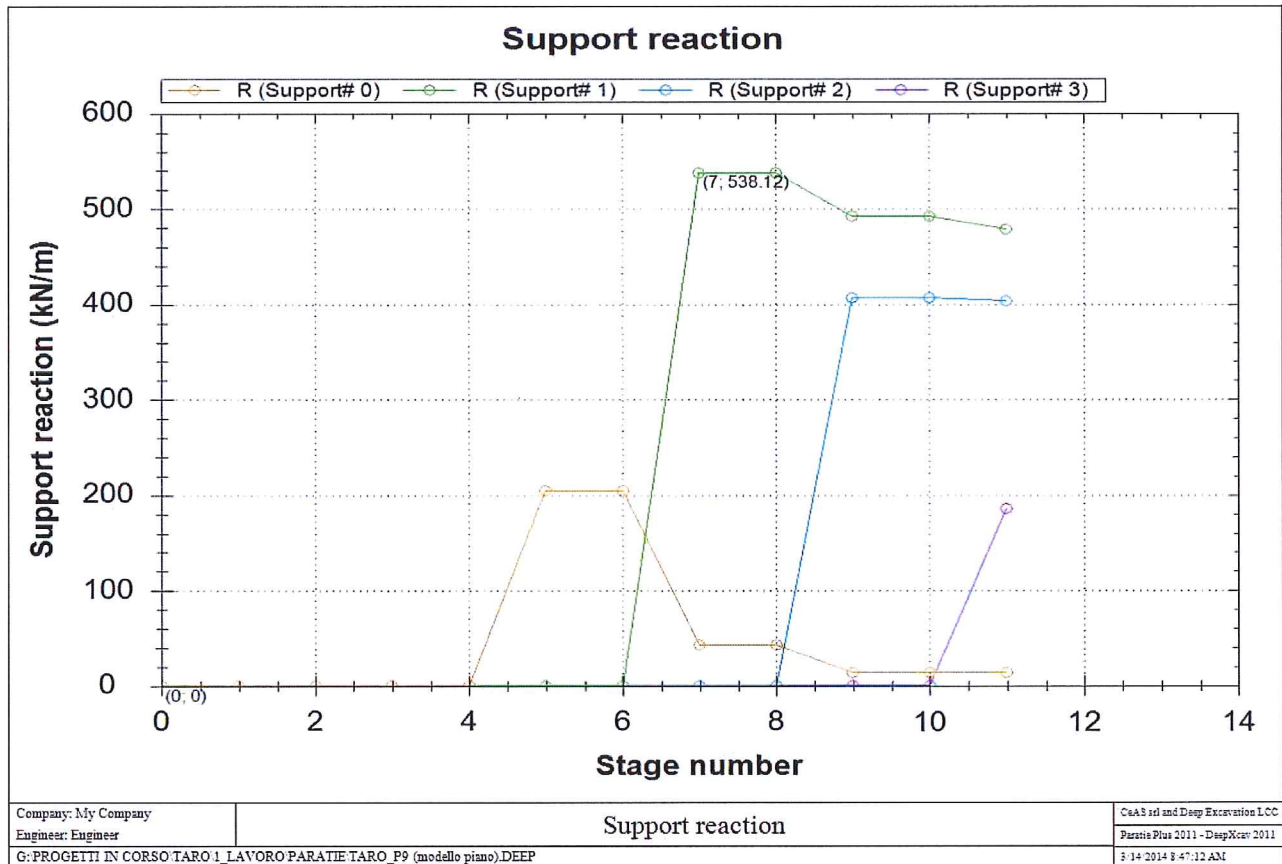
G:\PROGETTI IN CORSO TARO\1\_LAVORO PARATIE TARO\_P9 (modello assialsimmetrico).DEEP


 Company: My Company  
 Engineer: Engineer

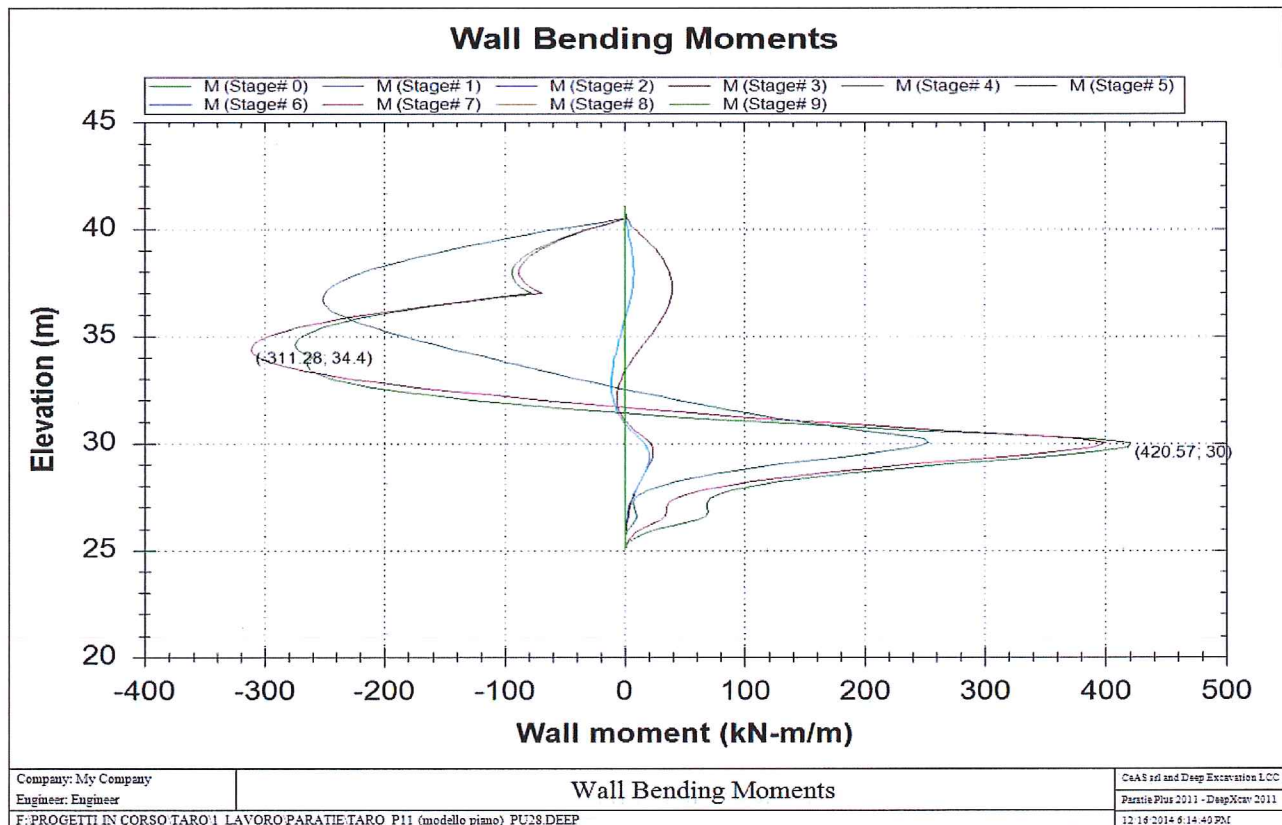
Passive Mob. Resistance Toe embedment safety factor

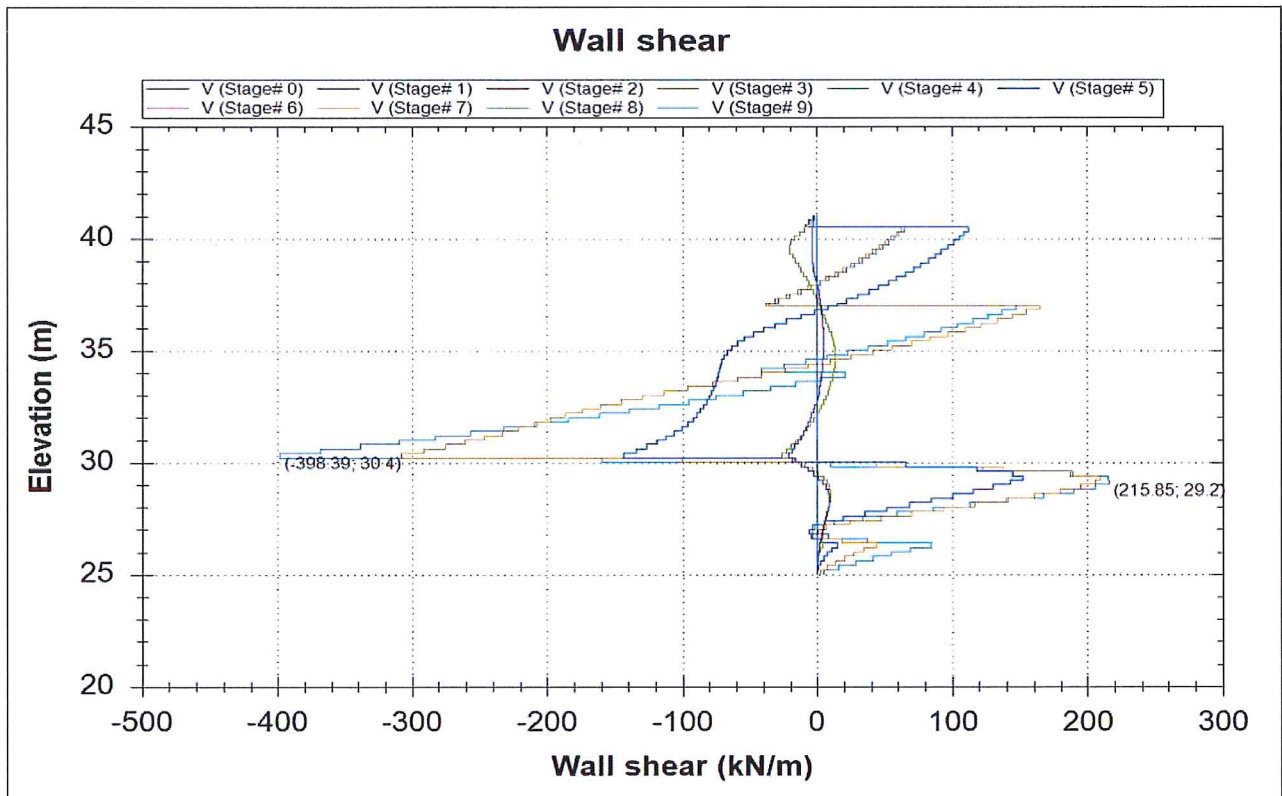
 CeAS Srl and Deep Excavation LCC  
 Parasit Plus 2011 - DeepXtrem 2011  
 3/14/2014 9:45:23 AM

G:\PROGETTI IN CORSO TARO\1\_LAVORO PARATIE TARO\_P9 (modello assialsimmetrico).DEEP



### 5.4.3 MODELLO 3

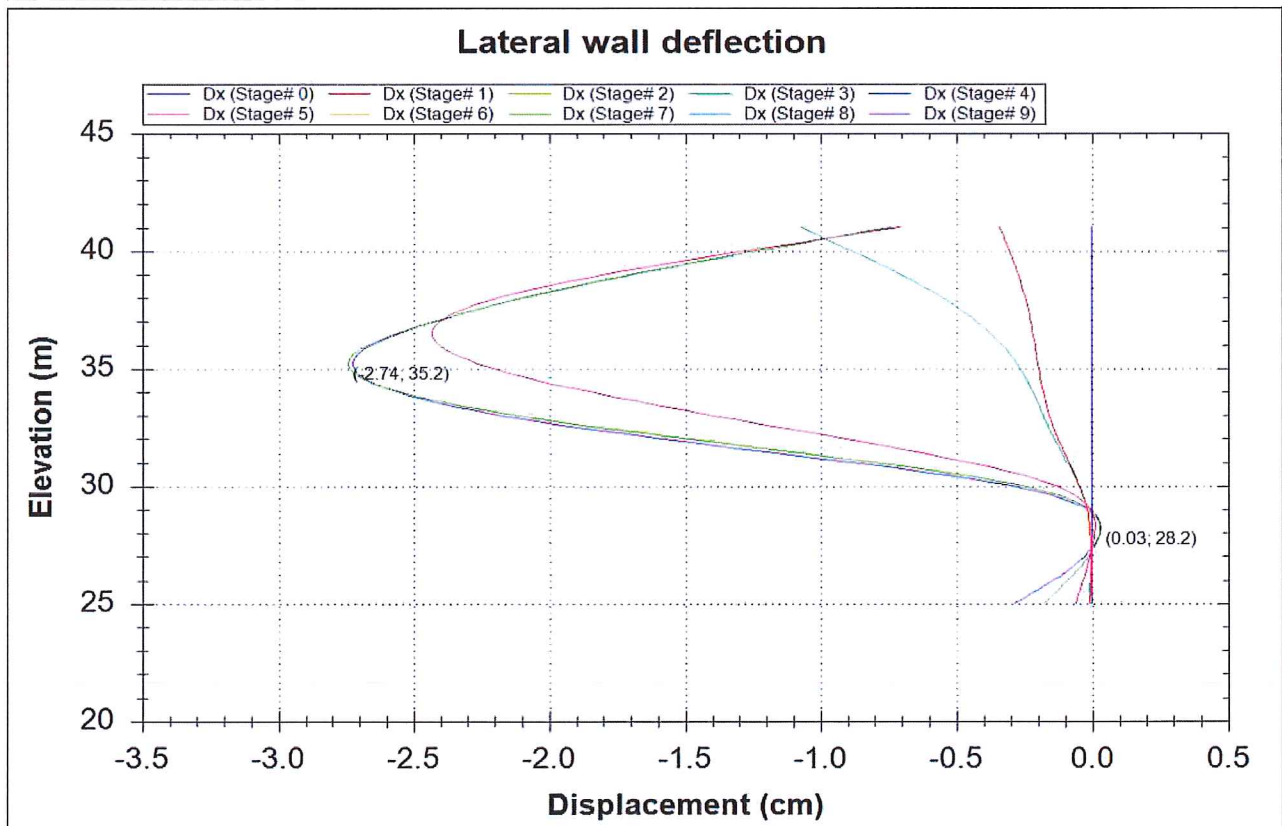



 Company: My Company  
 Engineer: Engineer

Wall shear

 CeAS srl and Deep Excavation LCC  
 Parasit Plus 2011 - DeepXcar 2011  
 12/16/2014 6:14:56 PM

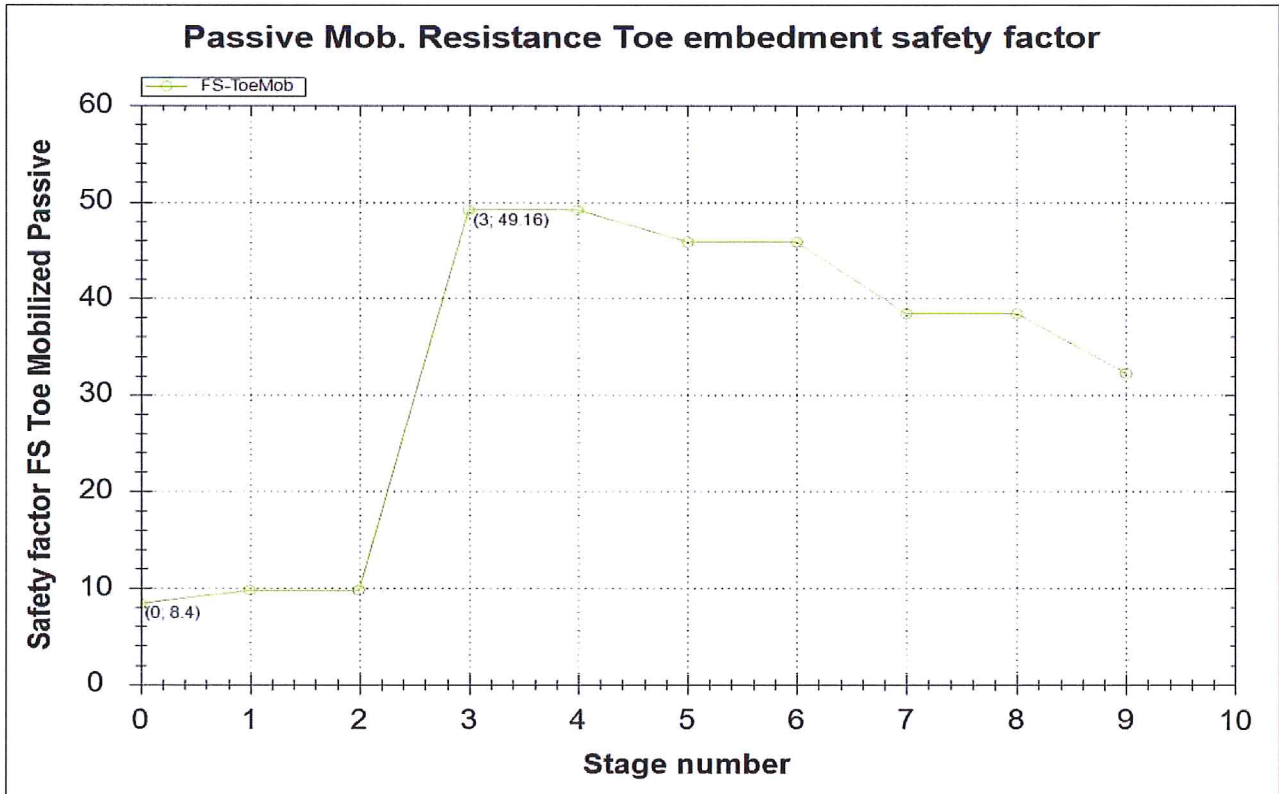
F:\PROGETTI IN CORSO TARO\_1\_LAVORO PARATIE TARO\_P11 (modello piano)\_PU28.DEEP


 Company: My Company  
 Engineer: Engineer

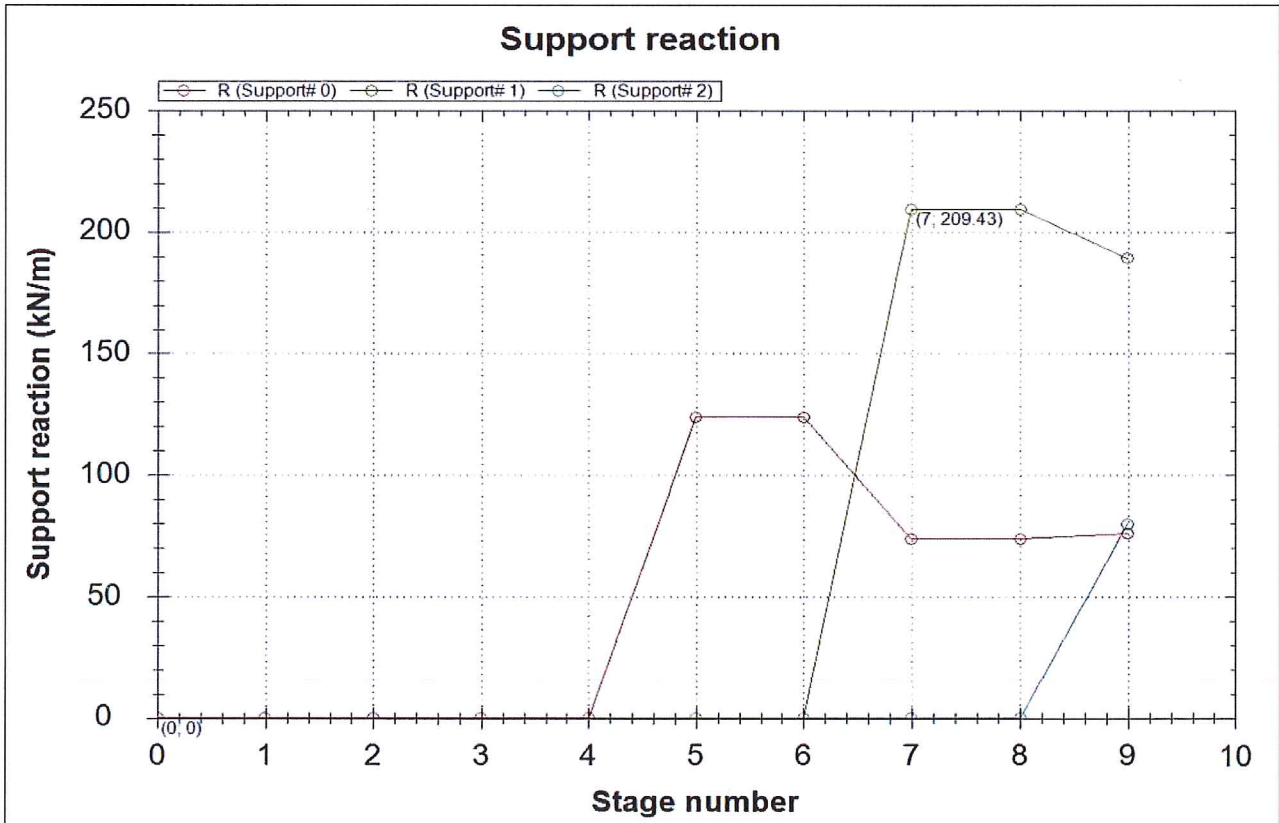
Lateral wall deflection

 CeAS srl and Deep Excavation LCC  
 Parasit Plus 2011 - DeepXcar 2011  
 12/16/2014 6:15:06 PM

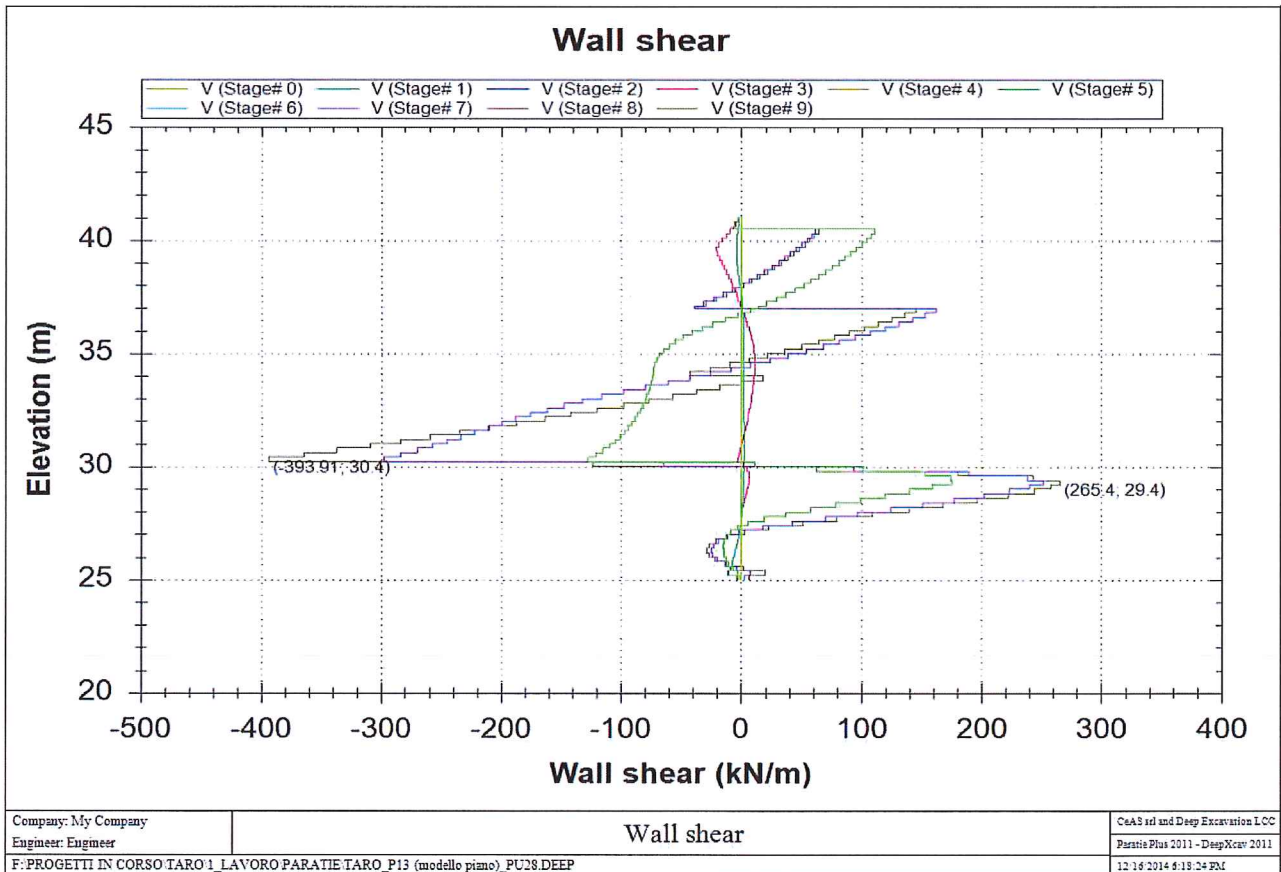
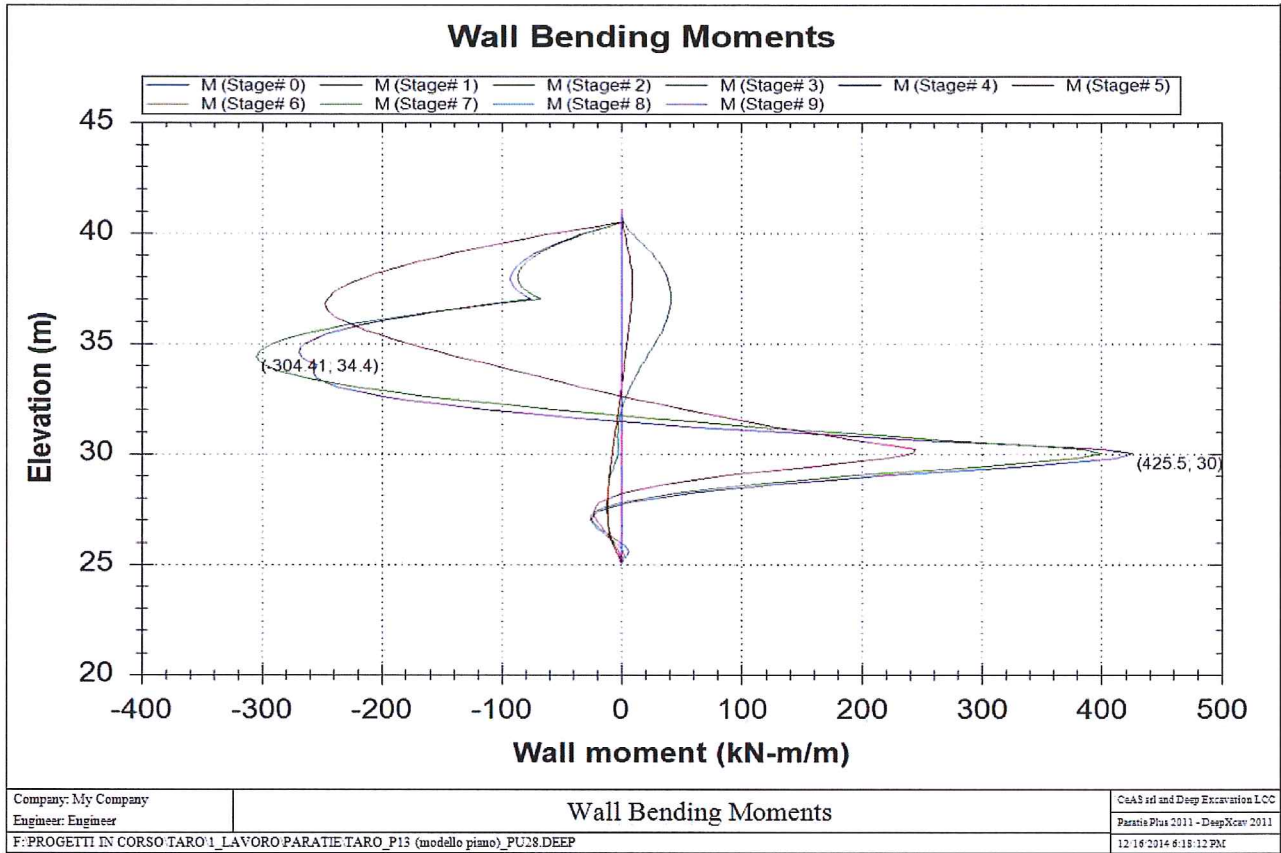
F:\PROGETTI IN CORSO TARO\_1\_LAVORO PARATIE TARO\_P11 (modello piano)\_PU28.DEEP

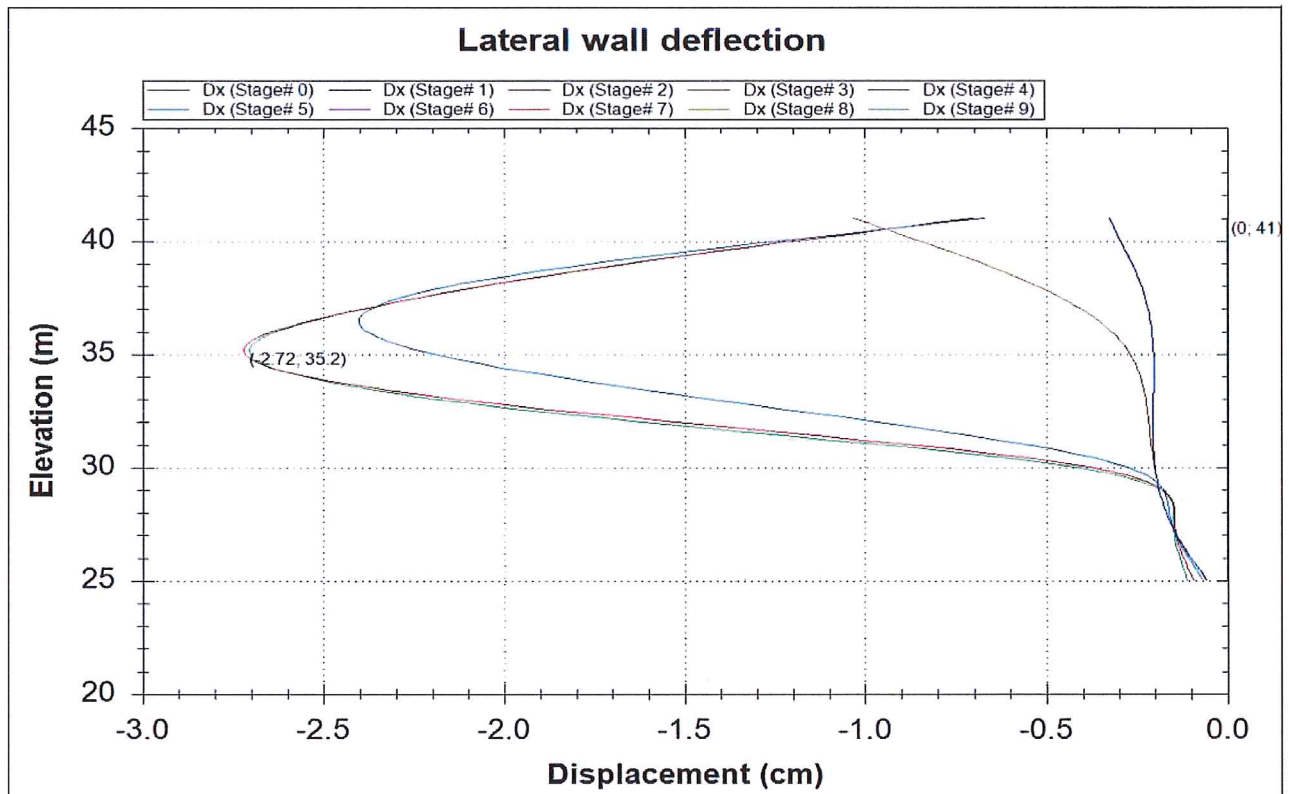


Company: My Company	Passive Mob. Resistance Toe embedment safety factor	CeA srl and Deep Excavation LCC
Engineer: Engineer		Paratie Plus 2011 - DeepXcav 2011
F:\PROGETTI IN CORSO TARO_1_LAVORO PARATIE TARO_P11 (modello piano)_PU28.DEEP		12/16/2014 6:15:51 PM

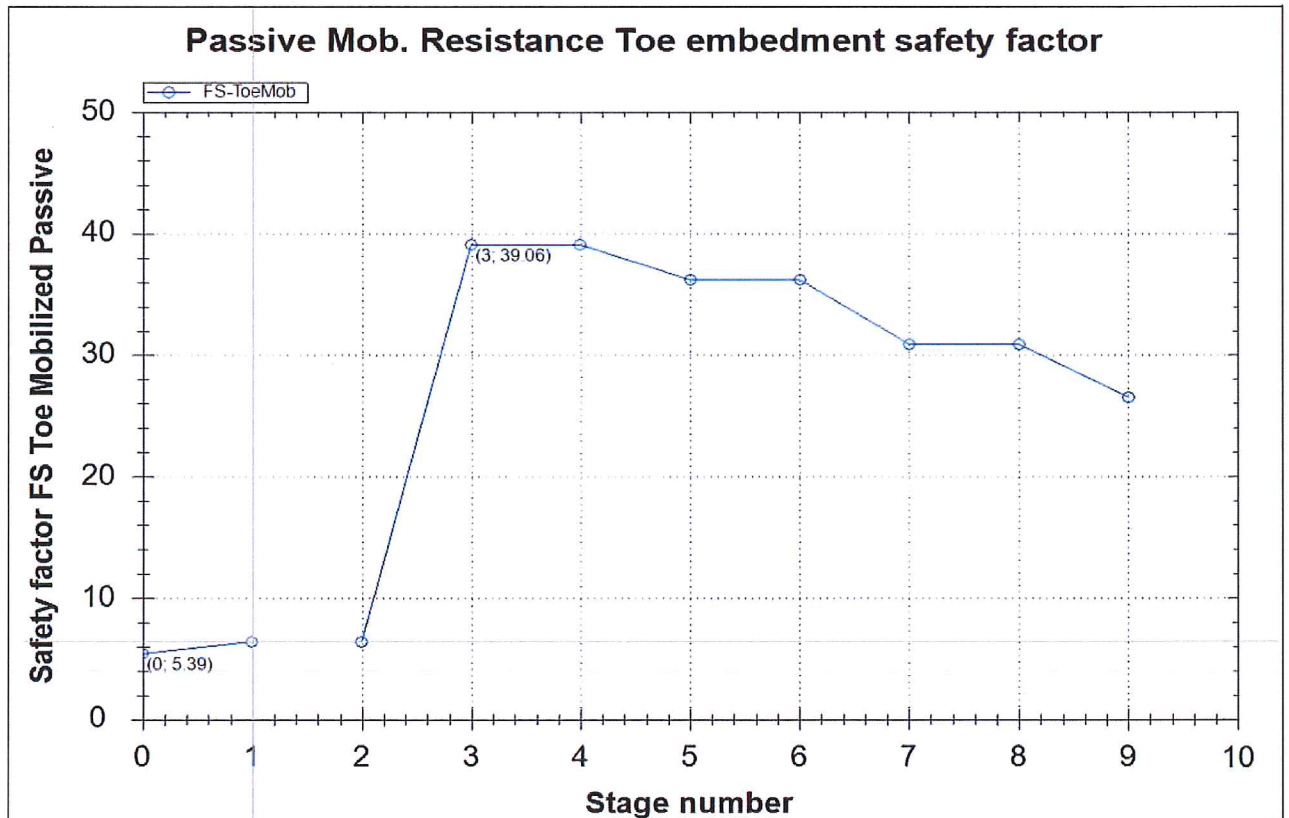


Company: My Company	Support reaction	CeA srl and Deep Excavation LCC
Engineer: Engineer		Paratie Plus 2011 - DeepXcav 2011
F:\PROGETTI IN CORSO TARO_1_LAVORO PARATIE TARO_P11 (modello piano)_PU28.DEEP		12/16/2014 6:15:44 PM

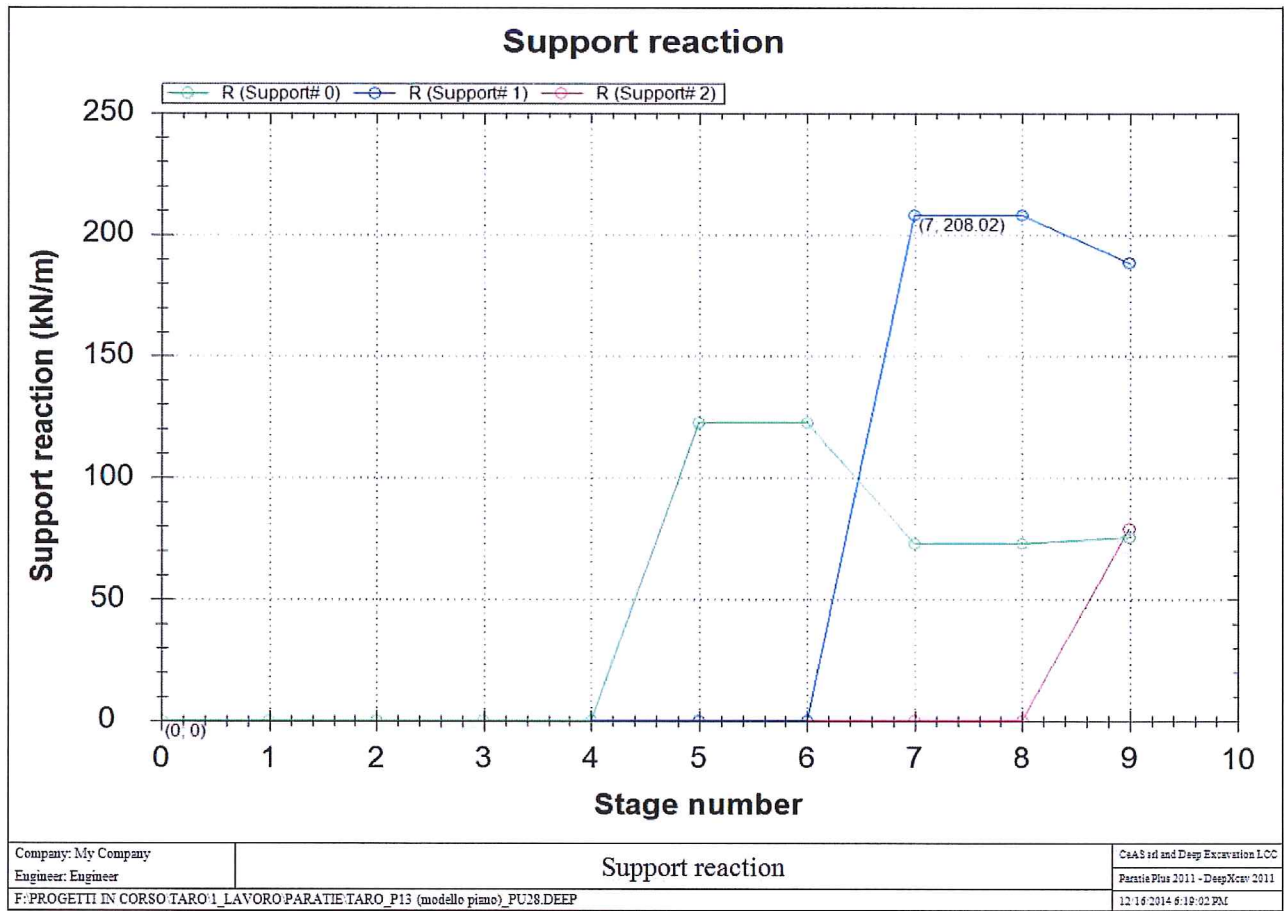
**5.4.4 MODELLO 4**




Company: My Company	Lateral wall deflection	CeAS srl and Deep Excavation LCC
Engineer: Engineer		Paratie Plus 2011 - DeepXcav 2011
F:\PROGETTI IN CORSO TARO_1_LAVORO PARATIE TARO_P13 (modello pino)_PU28 DEEP		12/16/2014 6:18:32 PM



Company: My Company	Passive Mob. Resistance Toe embedment safety factor	CeAS srl and Deep Excavation LCC
Engineer: Engineer		Paratie Plus 2011 - DeepXcav 2011
F:\PROGETTI IN CORSO TARO_1_LAVORO PARATIE TARO_P13 (modello pino)_PU28 DEEP		12/16/2014 6:18:46 PM



## 5.5 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le opere di sostegno vengono verificate sia durante le fasi di costruzione delle fondazioni.

Nelle fasi transitorie l'opera è utilizzato come opera di sostegno del terreno necessaria per consentire lo scavo fino al raggiungimento della quota di scavo prevista, vengono pertanto analizzate tutte le fasi intermedie di scavo ed inserimento dei tiranti/puntoni metallici. Le analisi vengono effettuate considerando la falda di riferimento.

Le verifiche di stabilità e di resistenza sono state effettuate in accordo con il D.M. 14-01-2008:

ANALISI		AZIONI "A"						PARAMETRI GEOTECNICI			
		Permanenti				Variabili		"M"			
		G <sub>1</sub>		G <sub>2</sub>		Q <sub>k</sub>					
EFF. FAV.	EFF. SFAV.	EFF. FAV.	EFF. SFAV.	EFF. FAV.	EFF. SFAV.	tan φ'	c'	c <sub>u</sub>	γ <sub>t</sub> -γ <sub>w</sub>		
1	SLE	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
2A	SLU (A1+M1+R1)	1,00	1,30	0,00	1,50	0,00	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
2B	SLU (A2+M2+R1)	1,00	1,00	0,00	1,30	0,00	1,30	1,25	1,25	1,40	1,00
3	SLU SISMA	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,25	1,25	1,40	1,00

### Analisi 1

E' un'analisi allo stato limite di esercizio che consente di verificare l'equilibrio della paratia (rapporto tra spinta passiva mobilitata e spinta passiva totale < 0.5), la sua deformazione, le tensioni nei materiali e lo stato di fessurazione (cautelativamente si assume il limite di fessura pari a 0,300 mm).

### Analisi 2A

E' un'analisi allo stato limite ultimo, la verifica di resistenza delle sezioni a presso-flessione e a taglio è condotta in funzione delle sollecitazioni ottenute moltiplicando le sollecitazioni fornite dall'analisi 1 per un fattore pari a 1,3.

### Analisi 2B,3

Sono analisi allo stato limite ultimo che consentono di verificare l'equilibrio della paratia (rapporto tra spinta passiva mobilitata e spinta passiva totale < 1) e la resistenza delle sezioni a presso flessione e a taglio; per le tipologie di opere realizzate tali analisi risultano superflue.

#### 5.5.1 VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI - MODELLI 1-3-4

Poiché tutte le opere di sostegno degli scavi di fondazioni delle pile da P1 a P8 e da P11 a P17 sono realizzate mediante palancole del tipo PU28 contrastate su più ordini con cerchiature realizzate con profilati HEB240, si riportano nel seguito le verifiche nella condizione più sfavorevole ottenuta dall'involuppo dei modelli 1-3-4.

In tutte le fondazioni di cui sopra si adottano palancole metalliche di lunghezza 16,0 m; il massimo spostamento e la resistenza passiva mobilitata:

COMBO	ux (mm)	Rp (FS)
ANALISI 1	27,4	5,39
ANALISI 2A	27,4	5,39

Si ottengono le seguenti sollecitazioni massime:

COMBO	M (kNm/m)	N (kN/m)	T (kN/m)
ANALISI 1	-312 \ 426	0	-
ANALISI 2A	-406 \ 554	0	519,00



Utilizzando palancole tipo PU28, le palancole presentano le seguenti caratteristiche geometrico-inerziali:

A=216,10 cm<sup>2</sup>/m      area della sezione per m di paratia  
 W=2840 cm<sup>3</sup>/m      modulo di resistenza elastico della sezione per m di paratia

**VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE:**

$$\eta_1 = \frac{N_{Ed}}{f_{yk} \cdot A / \gamma_{M0}} + \frac{M_{Ed}}{f_{yk} \cdot W_{el} / \gamma_{M0}} = \frac{0 \cdot 10^3}{335 \cdot 216,1 \cdot 10^2 / 1,05} + \frac{554 \cdot 10^6}{335 \cdot 2840 \cdot 10^3 / 1,05} = 0,611 \leq 1$$

**VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO:**

$$\eta_3 = \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{b,Rd}} = \frac{\frac{V_{Ed}}{A}}{\frac{f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}} = \frac{\frac{519 \cdot 10^3}{216,1 \cdot 10^2}}{\frac{335}{\sqrt{3} \cdot 1,05}} = 0,130 \leq 1$$

Le verifiche risultano soddisfatte, inoltre essendo il coefficiente inferiore a 0,5 non è necessario valutare l'interazione taglio/flessione.

Le cerchiature di contrasto vengono invece realizzate con profilati metallici HEB240 che presentano le seguenti caratteristiche geometrico-inerziali:

A=106 cm<sup>2</sup>      area della sezione  
 W=938 cm<sup>3</sup>      modulo di resistenza elastico della sezione

L'elemento risulta prevalentemente soggetto a sforzo normale in quanto caricato radialmente dalle reazioni delle opere di sostegno; per cui la verifica da eseguire è che  $N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$ , con  $N_{Ed}$  sforzo normale di progetto e  $N_{b,Rd}$  la resistenza dell'elemento.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{3540 \cdot 10^{-3}}{A \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}} = \frac{3540 \cdot 10^{-3}}{106 \cdot 319 \cdot 10^2} = 0,987 \leq 1 \quad (\text{la verifica risulta soddisfatta})$$

**5.5.2 VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI – MODELLO 2**

Si adotta una doppia coronella di JET-GROUTING  $\phi$ 1000 interasse 80 cm di lunghezza 20,0 m (lato argine) e 16,00 m (lato esterno); il massimo spostamento e la resistenza passiva mobilitata:

COMBO	ux (mm)	Rp (FS)
ANALISI 1	0,7	12
ANALISI 2A	0,7	12

Si ottengono le seguenti sollecitazioni massime:

COMBO	M (kNm/m)	Nvert (kN)	Nrad (kN)	T (kN/m)
ANALISI 1	-37 \ 30	-330	-1572	-
ANALISI 2A	-48 \ 40	-330	-2044	90,00

Si prevede un jet grouting non armato in quanto la sezione risulta sempre compressa:

Ver      S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 ScImax      Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]  
 ScImin      Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [Mpa]  
 K3      =0,125 per flessione; = 0,25 (ScImin + ScImax)/(2 ScImin) per trazione eccentrica  
 Beta12      Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1\*Beta2  
 Psi      = 1-Beta12\*(Ssr/Ss)<sup>2</sup> = 1-Beta12\*(fctm/ScImin)<sup>2</sup> = 1-Beta12\*(Mfess/M)<sup>2</sup> [B.6.6 DM96]

e sm Deformazione unitaria media tra le fessure. Tra parentesi il valore minimo = 0.4 Ss/Es  
 srm Distanza media in mm tra le fessure  
 wk Apertura delle fessure in mm = 1,7\*Eps\*Srm. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
 M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Psi	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	0.61	0.23	---	---	---	0.749	---	0	---	---

Radialmente la sezione reagente complessiva resa è considerata pari a 180 cm; ipotizzando un calcestruzzo di caratteristiche assimilabili a un C12/15, la verifica a compressione radiale è soddisfatta in quanto:

**CONDIZIONE SLU**  $\sigma_c = 2044 / 1.8 = 1.14 \text{ MPa} < f_{cd} = 6.8 \text{ MPa}$

**CONDIZIONE RARA**  $\sigma_c = 1572 / 1.8 = 0.87 \text{ Mpa} < 0,60 f_{ck} = 6.8 \text{ MPa}$

Per la verifica a taglio di una sezione circolare si esegue la verifica su una sezione rettangolare equivalente, come indicato nel Bollettino CEB nr. 137, allegato 5, studio di Paul Regan.

Nel caso di armatura distribuita uniformemente si può considerare una sezione rettangolare equivalente con:

- base equivalente  $b_e = 0.9 D$
- altezza utile equivalente  $d_e = 0.45 D + 0.64 (d - D/2)$

dove: "D" è il diametro e "d" è l'altezza utile

#### Elementi che non richiedono armatura a taglio

$f_{ck} =$	12	Mpa	
$d =$	706	mm	altezza utile
$A_{sl} =$	0	mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale tesa
$b_w =$	900	mm	larghezza minima della sezione in zona tesa
$A_c =$	635400	mm <sup>2</sup>	area sezione calcestruzzo
$N_{ed} =$	330	kN	forza assiale nella sezione (positive le compressioni)
$C_{rd,c} =$	0.12		
$k_1 =$	0.15		
$k =$	1.5322	≤	2
$\rho_1 =$	0	≤	0.02
$\sigma_{cp} =$	0.5194	<	1.3600
$V_{min} =$	0.2300		
$V_{Rd,c} =$	49.50	kN	formula estesa
$V_{Rd,c} =$	195.62	kN	valore minimo di resistenza

Le cerchiature di contrasto vengono invece realizzate con profilati metallici HEB300 (2° e 3° ordine) che presentano le seguenti caratteristiche geometrico-inerziali:

$A=149,1 \text{ cm}^2$  area della sezione  
 $W=1678 \text{ cm}^3$  modulo di resistenza elastico della sezione

con profilati metallici HEB450 (1° ordine) che presenta le seguenti caratteristiche geometrico-inerziali:

$A=218 \text{ cm}^2$  area della sezione  
 $W=3551 \text{ cm}^3$  modulo di resistenza elastico della sezione

L'elemento risulta prevalentemente soggetto a sforzo normale in quanto caricato radialmente dalle reazioni delle opere di sostegno; per cui la verifica da eseguire è che  $N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$ , con  $N_{Ed}$  sforzo normale di progetto e  $N_{b,Rd}$  la resistenza a dell'elemento.

**2° e 3° ORDINE:**

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{4240 \cdot 10^{-3}}{A \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}} = \frac{4240 \cdot 10^{-3}}{149,1 \cdot 319 \cdot 10^2} = 0,891 \leq 1 \quad (\text{la verifica risulta soddisfatta})$$

**1° ORDINE:**

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{5600 \cdot 10^{-3}}{A \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}} = \frac{5600 \cdot 10^{-3}}{218 \cdot 319 \cdot 10^2} = 0,805 \leq 1 \quad (\text{la verifica risulta soddisfatta})$$

## 5.6 VERIFICHE A GALLEGGIAMENTO

Per lo stato limite di sollevamento si applica alle azioni instabilizzanti  $V_{instab,d}$  un coefficiente moltiplicativo pari a 1.1, alle azioni stabilizzanti  $G_{stab,d}$  invece si applica un coefficiente riduttivo pari a 0.9; per la stabilità al sollevamento deve risultare:  $V_{instab,d} < G_{stab,d}$ .

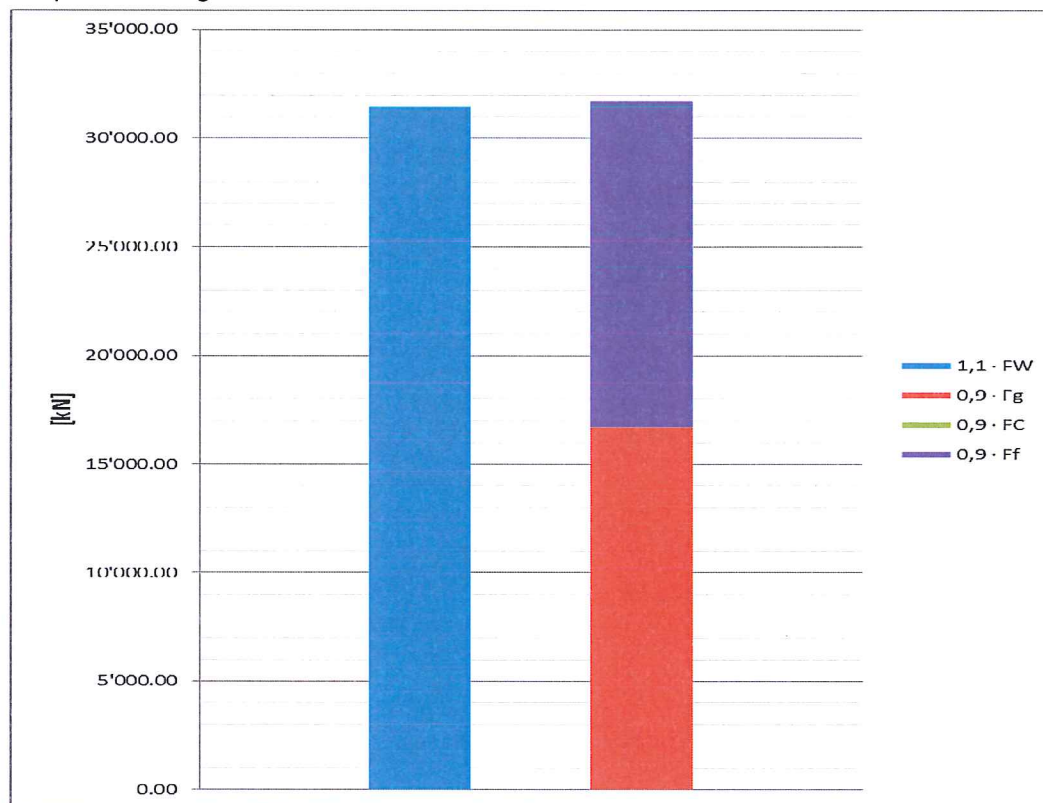
### 5.6.1 VERIFICA MODELLO 1

La fase critica durante la fase di costruzione è nel momento in cui si raggiunge la massima profondità di scavo e la tenuta idraulica è garantita dal solo tampone di fondo (falda di riferimento).

Per l'opera in esame si considerano i seguenti dati di input:

$Q_{p.c.}$	=	40.5	m	quota assoluta del piano campagna	
$Q_{f.rif.}$	=	40	m	quota assoluta della falda di riferimento	
$Q_{fondo}$	=	28.8	m	quota assoluta del fondo scavo	
$\gamma_w$	=	10	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico volume d'acqua	
$h_w$	=	16.2	m	altezza della falda rispetto a intradosso terreno consolidato	
$\gamma_{TAMPONE}$	=	21	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico volume di terreno consolidato	
$\gamma_{TERR}$	=	21	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico volume di terreno sopra al tappo di fondo	
$h_{TAMPONE}$	=	4.8	m	altezza del terreno consolidato rispetto a intradosso tampone	
$h_{TERR}$	=	0.2	m	altezza del terreno sopra al terreno consolidato	
$L$	=	13.29	m	larghezza superficie di base	
$B$	=	13.29	m	lunghezza superficie di base	
$p$	=	53.174	m	perimetro di base	
$A$	=	176.715	m <sup>2</sup>	area di base	
$\phi_{TAMPONE}$	=	34.4	°	angolo di attrito interno (condizione M2) terreno in sito	
$c_{TAMPONE}$	=	0	kN/m <sup>2</sup>	coesione terreno consolidato\paratia	
$K$	=	1.499		coefficiente di spinta considerato tra terreno consolidato e paratia	
$p_K$	=	96.45	kN/m <sup>2</sup>	pressione applicata ad estradosso tampone di fondo	
forma	=	rettangolare		andamento del diagramma di reazione	
$\delta/\phi$	=	0.500		rapporto tra coefficienti d'attrito	
$\delta_{TAMPONE-PARATIA}$	=	17.2	°	angolo di attrito tra terreno consolidato e paratia	
$D$	=	1.5	m	diametro degli eventuali pali di fondazione inseriti nel tappo di fondo	
$n^\circ$	=	14		numero di pali	
$i$	=	5	m	interasse massimo pali	
$p_1$	=	65.973	m	perimetro dei pali complessivo reagente aggiuntivo	
$\delta/\phi$	=	0.667		rapporto tra coefficienti d'attrito	
$\delta_{TAMPONE-PARATIA}$	=	22.933	°	angolo di attrito tra terreno consolidato e pali	
$\gamma_{rid}$	=	0.700		fattore di riduzione ulteriore attrito lungo i pali	
$1,1 \cdot F_w$	≤	$0,9 \cdot F_\gamma + 0,9 \cdot F_c + 0,9 \cdot F_\phi$			
31'490.54	≤	16'699.53 + 0.00 + 15'000.30	=		31'699.83
[kN]		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
$p_w$	=	-178.2	kPa	pressione dell'acqua a intradosso tampone	
$p_g$	=	94.5	kPa	pressione verticale del (terreno consolidato)+(terreno ricoprimento)	
$\Delta$	=	-83.7	kPa	delta di pressione (negativo diretto verso l'alto)	
$N$	=	462.98	kN/m	sforzo normale di compressione agente nel tampone	
$M$	=	-261.5625	kNm/m	momento agente nel tampone dovuto a $\Delta$ (schema semplice appoggio)	
$M$	=	0	kNm/m	momento agente nel tampone dovuto alla distribuzione triangolare della spinta	
$\sigma_c$	=	0.0283	Mpa	tensione nel tappo di fondo (fibra superiore positiva se in compressione)	

La verifica è soddisfatta, in quanto il tappo di fondo è sempre in regime di compressione.  
 Si riporta anche graficamente la verifica a sollevamento:



### 5.6.2 VERIFICA MODELLO 2

La fase critica durante la fase di costruzione è nel momento in cui si raggiunge la massima profondità di scavo e la tenuta idraulica è garantita dal solo tampone di fondo (falda di riferimento).

Per l'opera in esame si considerano i seguenti dati di input:

$Q_{p.c.}$	=	38	m	quota assoluta del piano campagna
$Q_{f.rif.}$	=	38.5	m	quota assoluta della falda di riferimento
$Q_{fondo}$	=	20.8	m	quota assoluta del fondo scavo
$\gamma_w$	=	10	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico volume d'acqua
$h_w$	=	24.4	m	altezza della falda rispetto a intradosso terreno consolidato
$\gamma_{TAMPONE}$	=	21	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico volume di terreno consolidato
$\gamma_{TERR}$	=	21	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico volume di terreno sopra al tappo di fondo
$h_{TAMPONE}$	=	6.5	m	altezza del terreno consolidato rispetto a intradosso tampone
$h_{TERR}$	=	0.2	m	altezza del terreno sopra al terreno consolidato
$L$	=	13.29	m	larghezza superficie di base
$B$	=	13.29	m	lunghezza superficie di base
$p$	=	53.174	m	perimetro di base
$A$	=	176.715	m <sup>2</sup>	area di base
$\phi_{TAMPONE}$	=	32	°	angolo di attrito interno (condizione M2) terreno in sito
$c_{TAMPONE}$	=	0	kN/m <sup>2</sup>	coesione terreno consolidato\paratia
$K$	=	1.183		coefficiente di spinta considerato tra terreno consolidato e paratia
$p_K$	=	111.96	kN/m <sup>2</sup>	pressione applicata ad estradosso tampone di fondo
forma	=	rettangolare		andamento del diragramma di reazione
$\delta/\phi$	=	0.667		rapporto tra coefficienti d'attrito

$\delta_{\text{TAMPONE-PARATIA}} = 21.333 \text{ }^\circ$  angolo di attrito tra terreno consolidato e paratia

D = 1.5 m diametro degli eventuali pali di fondazione inseriti nel tappo di fondo

n° = 14 numero di pali

i = 5 m interasse massimo pali

p1 = 65.973 m perimetro dei pali complessivo reagente aggiuntivo

$\delta/\phi = 0.667$  rapporto tra coefficienti d'attrito

$\delta_{\text{TAMPONE-PARATIA}} = 21.333 \text{ }^\circ$  angolo di attrito tra terreno consolidato e pali

$\gamma_{\text{rid}} = 0.700$  fattore di riduzione ulteriore attrito lungo i pali

$$1,1 \cdot F_W \leq 0,9 \cdot F_Y + 0,9 \cdot F_C + 0,9 \cdot F_\phi$$

47'430.20 [kN] ≤ 22'377.37 [kN] + 0.00 [kN] + 25'414.49 [kN] = 47'791.86 [kN]

$p_w = -268.4$  kPa pressione dell'acqua a intradosso tampone

$p_g = 126.63$  kPa pressione verticale del (terreno consolidato)+(terreno ricoprimento)

$\Delta = -141.77$  kPa delta di pressione (negativo diretto verso l'alto)

N = 727.73 kN/m sforzo normale di compressione agente nel tampone

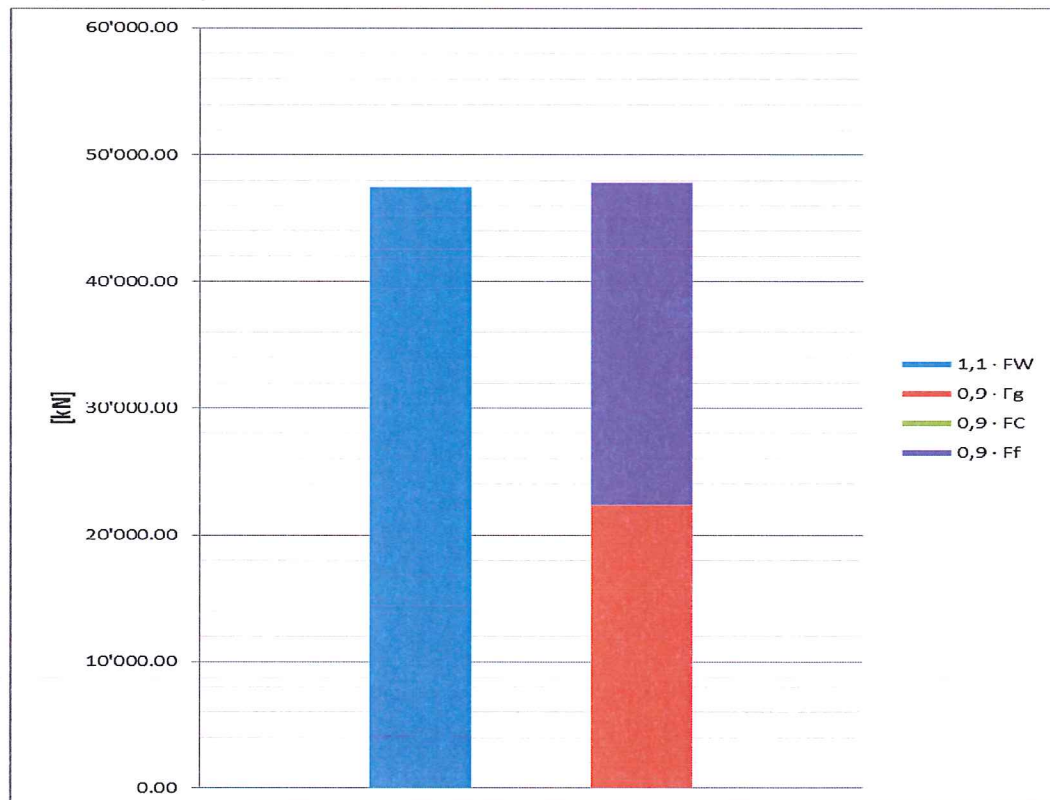
M = -443.03125 kNm/m momento agente nel tampone dovuto a  $\Delta$  (schema semplice appoggio)

M = 0 kNm/m momento agente nel tampone dovuto alla distribuzione triangolare della spinta

$\sigma_c = 0.0490$  Mpa tensione nel tappo di fondo (fibra superiore positiva se in compressione)

La verifica è soddisfatta, in quanto il tappo di fondo è sempre in regime di compressione.

Si riporta anche graficamente la verifica a sollevamento:



### 5.6.3 VERIFICA MODELLO 3

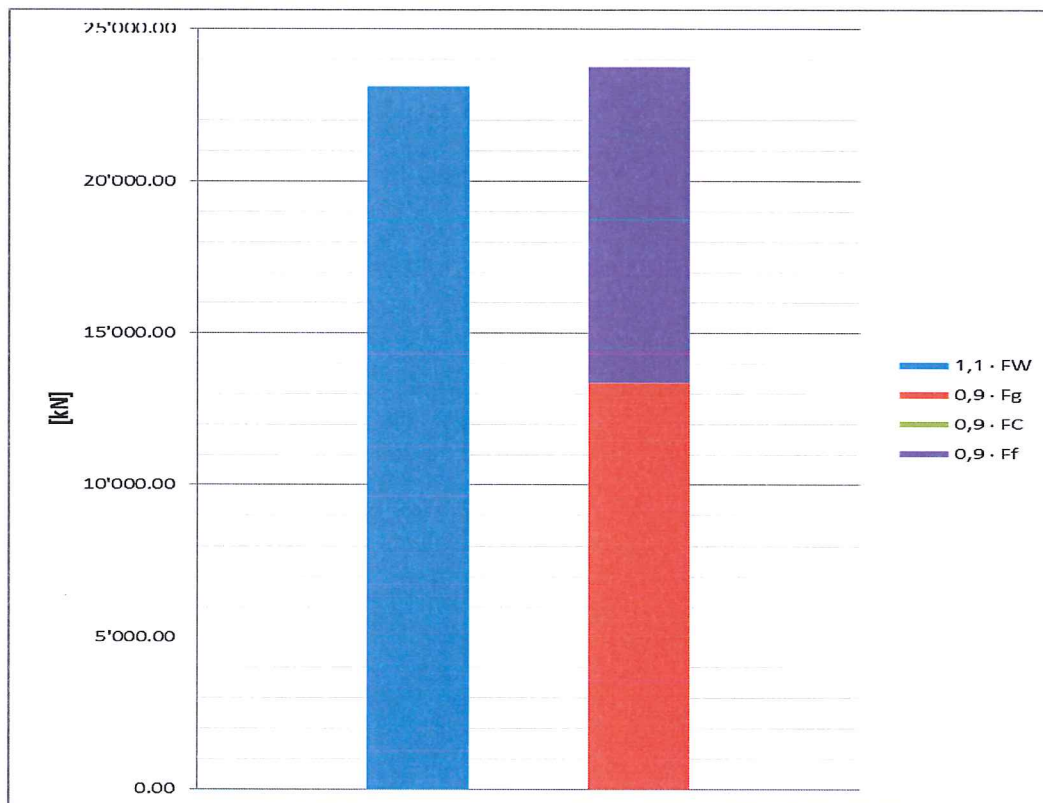
La fase critica durante la fase di costruzione è nel momento in cui si raggiunge la massima profondità di scavo e la tenuta idraulica è garantita dal solo tampone di fondo (falda di riferimento).

Per l'opera in esame si considerano i seguenti dati di input:

$Q_{p.c.}$	=	41	m	quota assoluta del piano campagna	
$Q_{f.rif.}$	=	38	m	quota assoluta della falda di riferimento	
$Q_{fondo}$	=	30.3	m	quota assoluta del fondo scavo	
$\gamma_w$	=	10	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico volume d'acqua	
$h_w$	=	11.9	m	altezza della falda rispetto a intradosso terreno consolidato	
$\gamma_{TAMPONE}$	=	20	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico volume di terreno consolidato	
$\gamma_{TERR}$	=	20	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico volume di terreno sopra al tappo di fondo	
$h_{TAMPONE}$	=	4	m	altezza del terreno consolidato rispetto a intradosso tampone	
$h_{TERR}$	=	0.2	m	altezza del terreno sopra al terreno consolidato	
$L$	=	13.29	m	larghezza superficie di base	
$B$	=	13.29	m	lunghezza superficie di base	
$p$	=	53.174	m	perimetro di base	
$A$	=	176.715	m <sup>2</sup>	area di base	
$\phi_{TAMPONE}$	=	34.4	°	angolo di attrito interno (condizione M2) terreno in sito	
$C_{TAMPONE}$	=	0	kN/m <sup>2</sup>	coesione terreno consolidato\paratia	
$K$	=	1.499		coefficiente di spinta considerato tra terreno consolidato e paratia	
$p_K$	=	80.19	kN/m <sup>2</sup>	pressione applicata ad estradosso tampone di fondo	
forma	=	rettangolare		andamento del diragramma di reazione	
$\delta/\phi$	=	0.500		rapporto tra coefficienti d'attrito	
$\delta_{TAMPONE-PARATIA}$	=	17.200	°	angolo di attrito tra terreno consolidato e paratia	
$D$	=	1.5	m	diametro degli eventuali pali di fondazione inseriti nel tappo di fondo	
$n^\circ$	=	14		numero di pali	
$i$	=	5	m	interasse massimo pali	
$p1$	=	65.973	m	perimetro dei pali complessivo reagente aggiuntivo	
$\delta/\phi$	=	0.667		rapporto tra coefficienti d'attrito	
$\delta_{TAMPONE-PARATIA}$	=	22.933	°	angolo di attrito tra terreno consolidato e pali	
$\gamma_{rid}$	=	0.700		fattore di riduzione ulteriore attrito lungo i pali	
$1,1 \cdot F_w$	≤	$0,9 \cdot F_Y + 0,9 \cdot F_C + 0,9 \cdot F_\phi$			
23'131.94	≤	13'359.62 + 0.00 + 10'392.59	=		23'752.21
[kN]		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
$p_w$	=	-130.9	kPa	pressione dell'acqua a intradosso tampone	
$p_g$	=	75.6	kPa	pressione verticale del (terreno consolidato)+(terreno ricoprimento)	
$\Delta$	=	-55.3	kPa	delta di pressione (negativo diretto verso l'alto)	
$N$	=	320.76	kN/m	sforzo normale di compressione agente nel tampone	
$M$	=	-172.8125	kNm/m	momento agente nel tampone dovuto a $\Delta$ (schema semplice appoggio)	
$M$	=	0	kNm/m	momento agente nel tampone dovuto alla distribuzione triangolare della spinta	
$\sigma_c$	=	0.0154	Mpa	tensione nel tappo di fondo (fibra superiore positiva se in compressione)	

La verifica è soddisfatta, in quanto il tappo di fondo è sempre in regime di compressione.

Si riporta anche graficamente la verifica a sollevamento:



#### 5.6.4 VERIFICA MODELLO 4

La fase critica durante la fase di costruzione è nel momento in cui si raggiunge la massima profondità di scavo e la tenuta idraulica è garantita dal solo tampone di fondo (falda di riferimento).

Per l'opera in esame si considerano i seguenti dati di input:

$Q_{p.c.}$	= 41	m	quota assoluta del piano campagna
$Q_{f.rif.}$	= 38	m	quota assoluta della falda di riferimento
$Q_{fondo}$	= 30.3	m	quota assoluta del fondo scavo
$\gamma_w$	= 10	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico volume d'acqua
$h_w$	= 12.9	m	altezza della falda rispetto a intradosso terreno consolidato
$\gamma_{TAMPONE}$	= 20	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico volume di terreno consolidato
$\gamma_{TERR}$	= 20	kN/m <sup>3</sup>	peso specifico volume di terreno sopra al tappo di fondo
$h_{TAMPONE}$	= 5	m	altezza del terreno consolidato rispetto a intradosso tampone
$h_{TERR}$	= 0.2	m	altezza del terreno sopra al terreno consolidato
$L$	= 13.29	m	larghezza superficie di base
$B$	= 13.29	m	lunghezza superficie di base
$p$	= 53.174	m	perimetro di base
$A$	= 176.715	m <sup>2</sup>	area di base
$\phi_{TAMPONE}$	= 22.4	°	angolo di attrito interno (condizione M2) terreno in sito
$c_{TAMPONE}$	= 0	kN/m <sup>2</sup>	coesione terreno consolidato\paratia
$K$	= 1.594		coefficiente di spinta considerato tra terreno consolidato e paratia
$p_K$	= 85.27	kN/m <sup>2</sup>	pressione applicata ad estradosso tampone di fondo
forma	= rettangolare		andamento del diragramma di reazione
$\delta/\phi$	= 0.500		rapporto tra coefficienti d'attrito
$\delta_{TAMPONE-PARATIA}$	= 11.200	°	angolo di attrito tra terreno consolidato e paratia



D =	1.5	m	diametro degli eventuali pali di fondazione inseriti nel tappo di fondo
n° =	14		numero di pali
i =	5	m	interasse massimo pali
p1 =	65.973	m	perimetro dei pali complessivo reagente aggiuntivo
$\delta/\phi$ =	0.667		rapporto tra coefficienti d'attrito
$\delta_{\text{TAMPONE-PARATIA}}$ =	14.933	°	angolo di attrito tra terreno consolidato e pali
$\gamma_{\text{rid}}$ =	0.700		fattore di riduzione ulteriore attrito lungo i pali

$$1,1 \cdot F_W \leq 0,9 \cdot F_\gamma + 0,9 \cdot F_c + 0,9 \cdot F_\phi$$

25'075.80 [kN] ≤ 16'540.49 [kN] + 0.00 [kN] + 8'766.19 [kN] = 25'306.67 [kN]

$p_w$ =	-141.9	kPa	pressione dell'acqua a intradosso tampone
$p_g$ =	93.6	kPa	pressione verticale del (terreno consolidato)+(terreno ricoprimento)
$\Delta$ =	-48.3	kPa	delta di pressione (negativo diretto verso l'alto)
N =	426.35	kN/m	sforzo normale di compressione agente nel tampone
M =	-150.9375	kNm/m	momento agente nel tampone dovuto a $\Delta$ (schema semplice appoggio)
M =	0	kNm/m	momento agente nel tampone dovuto alla distribuzione triangolare della spinta
$\sigma_c$ =	0.0490	Mpa	tensione nel tappo di fondo (fibra superiore positiva se in compressione)

La verifica è soddisfatta, in quanto il tappo di fondo è sempre in regime di compressione.

Si riporta anche graficamente la verifica a sollevamento:

