



**PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI**  
**Il Commissario Delegato**

*per il superamento dell'emergenza socio-economico-ambientale del bacino idrografico del fiume Sarno ex ordinanza n° 3270 del 12/03/03 G.U. n° 70 del 25/03/03*



**COMUNE DI SCAFATI**

*Prov. di Salerno*

**OPERE DI COMPLETAMENTO RETE FOGNARIA**

**OPERE CAT - "A-B1"**

*come definite dalla commissione istituzionale rappresentativa dell'intesa con l'esame delle linee progettuali del 16.11.2004*

**PROGETTO ESECUTIVO**

G.03.01	Relazione di calcolo strutturale
---------	----------------------------------

Scala :	Formato : A4
---------	--------------

<b>- RESPONSABILI DELLA PROGETTAZIONE:</b>	Prof. Ing. Alessandro Paoletti Dott. Ing. Silvio Rossetti Dott. Ing. Piercarlo Montaldo Dott. Ing. Giuseppe Vacca Dott. Ing. Richard Sansom
--	---

<b>- COSTRUZIONI IDRAULICHE:</b> <b>- MODELLISTICA:</b> <b>- STRUTTURE:</b> <b>- GEOLOGIA:</b> <b>- TOPOGRAFIA:</b>	Geom. Pasquale Madonna Dott. Ing. Jacopo Tarchiani Dott. Ing. Antonio De Fazio Prof. Geol. Orazio Patti Geom. Enrico Barghigioni
---	--

<b>Approvazione Struttura Commissariale</b>		Data	
	-	Dicembre 2007	
data:	firme:	A	
No. piano interno :		B	

**Raggruppamento incaricato:**

**STUDIO PAOLETTI INGEGNERI ASSOCIATI (MANDATARIA)**

Via Bassini n.23, 20133 Milano

**AI - ENGINEERING S.R.L.**

Via Lamarmora n. 80, 10128 Torino

**POLITECNICA SOCIETA' ITALIANA DI INGEGNERIA S.C.**

Viale Amendola n. 12, 50121 Firenze

**I T F Srl**

Ingegneria Territorio e Finanza

Via Andrea da Isernia n. 24, 80122 Napoli

**PROF. FRANCESCO REALE**

Studio Prof. Reale

Via Andrea da Isernia n. 20, 80122 Napoli

**TBF + PARTNER AG**

Ingegneri consulenti

Strada Regina, 70 - Stabile Guasti 4 Casella Postale CH 6982 AGNO

Tel. 02/26681264

E-Mail studiopaoletti@etatec.it

Fax 02/26681553

Tel. 011/5814511

E-Mail posta@aigroup.it

Fax 011/5683482

Tel. 055/2001660

E-Mail polifi@politecnica.it

Fax 055/2344856

Tel. 081/683434

E-Mail iteffe@virgilio.it

Fax 081/683434

Tel. 081/7614281

E-Mail freale@media.cesvitec.it

Fax 081/7614127

Tel. 0041/91/6046979

E-Mail tbfi@tbfi.ch

Fax 0041/91/6046980

## **RELAZIONE DI CALCOLO**

### **VASCHE VOLANO VV21 – VV23**

Il tecnico

## 1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le normative di riferimento sono le seguenti:

**[1] Legge 5 Novembre 1971 n° 1086**

“Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale ed a struttura metallica”.

**[2] D.M. Min. LL.PP. 9 Gennaio 1996**

“Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.

**[3] Circolare Min. LL.PP. 15 Ottobre 1996 n. 252 AA.GG./S.T.C.**

Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M. 9 gennaio 1996.

**[4] D.M. Min. LL.PP. 16 Gennaio 1996**

“Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.

**[5] Circolare Min. LL.PP. 4 Luglio 1996 n. 156 AA.GG./S.T.C.**

Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al D.M. 16 gennaio 1996.

**[8] Legge 2 Febbraio 1974 n° 64**

“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”

**[9] D.M. Min.LL.PP. 24 Gennaio 1986**

“Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche”

## 2 METODO DI VERIFICA E MATERIALI UTILIZZATI

Il metodo di verifica adottato per le fondazioni è quello delle “**tensioni ammissibili**”.

I materiali utilizzati nell'intervento sono i seguenti:

### 2.1 Calcestruzzo

Calcestruzzo di classe  $R_{ck} \geq 350 \text{ kg / cm}^2$  (impiegato per tutte le strutture gettate in opera):

$$\sigma_c = 110.0 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\sigma_c' = 0.7 \times \sigma_c = 77.0 \text{ kg / cm}^2$$

$$\tau_0 = 6.67 \text{ kg / cm}^2$$

$$\tau_1 = 19.71 \text{ Kg / cm}^2$$

### 2.2 Acciaio

Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata **Fe B44 k controllato**:

$$\sigma_f = 2600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y / f_{yk} \leq 1.35 \text{ e } (f_t / f_y)_{\text{medio}} \geq 1.13$$

I simboli adottati hanno il seguente significato :

- $f_y$  è il singolo valore della tensione di snervamento rilevato sperimentalmente;
- $f_{yk}$  è il valore nominale di riferimento della tensione caratteristica di snervamento dei tipi di acciaio indicati nel Prospetto II - 1, e cioè
  - $f_{yk} = 3750 \text{ Kg/cm}^2$  per Fe B 38k,
  - $f_{yk} = 4300 \text{ Kg/cm}^2$  per Fe B 44k;
- $f_t$  è il singolo valore della tensione di rottura rilevato sperimentalmente.

Il copriferro utilizzato è 4 cm.

### 3 NOTE INTRODUTTIVE

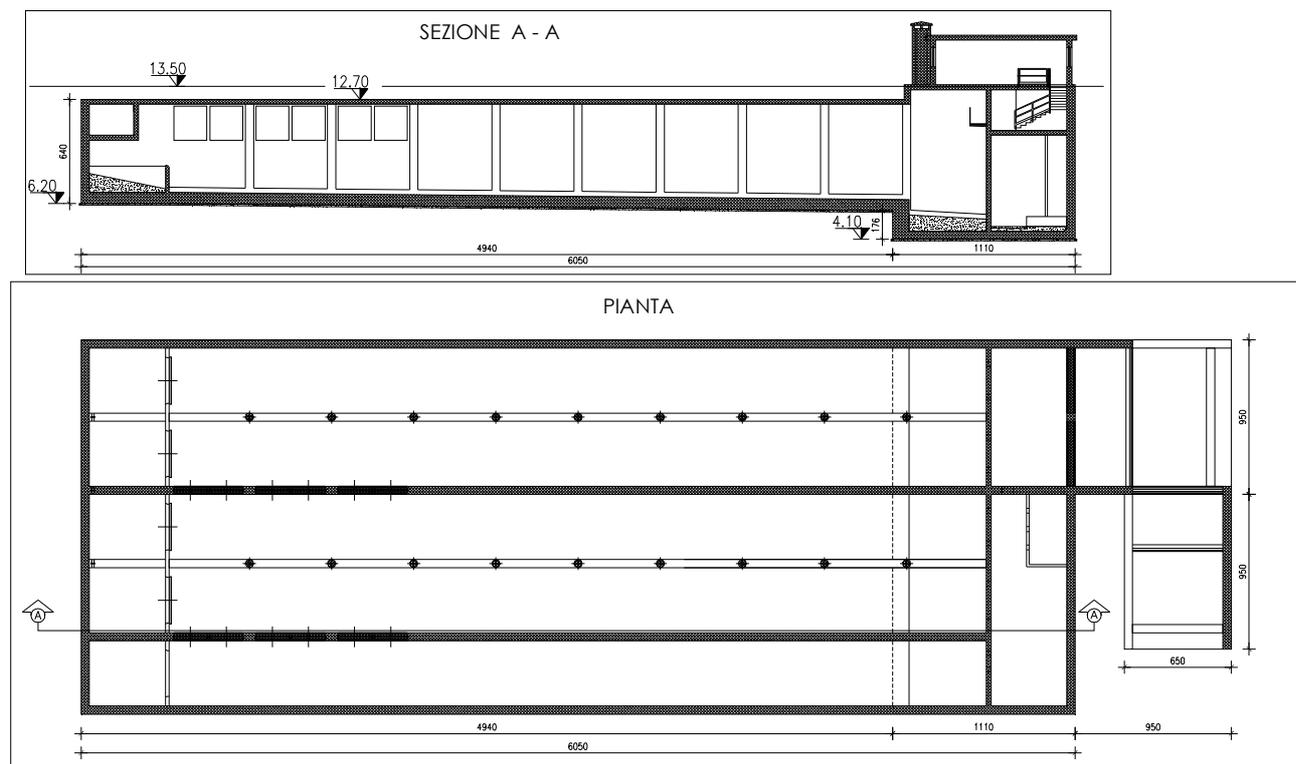
La presente relazione di calcolo si riferisce alle vasche volano VV21 e VV23; questi due manufatti, nonostante siano differenti l'uno dall'altro in vari punti, hanno una struttura abbastanza simile e la sezione trasversale risulta caratterizzata dalle stesse dimensioni di elementi strutturali ed interassi.

Poiché dall'esame delle diverse strutture è emerso come la VV23 sia maggiormente sollecitata in tutte le combinazioni di calcolo si riportano le verifiche solo per quest'ultima, e si intendono valide anche per la VV21.

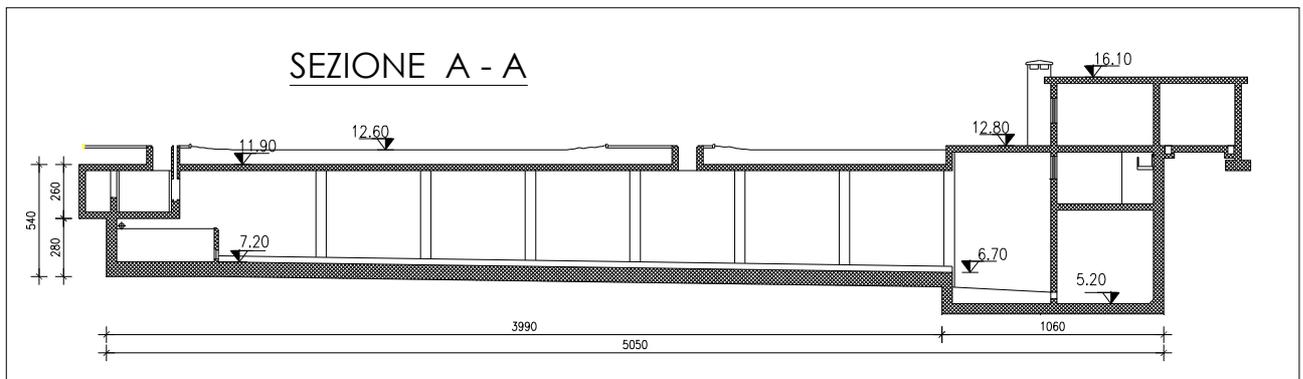
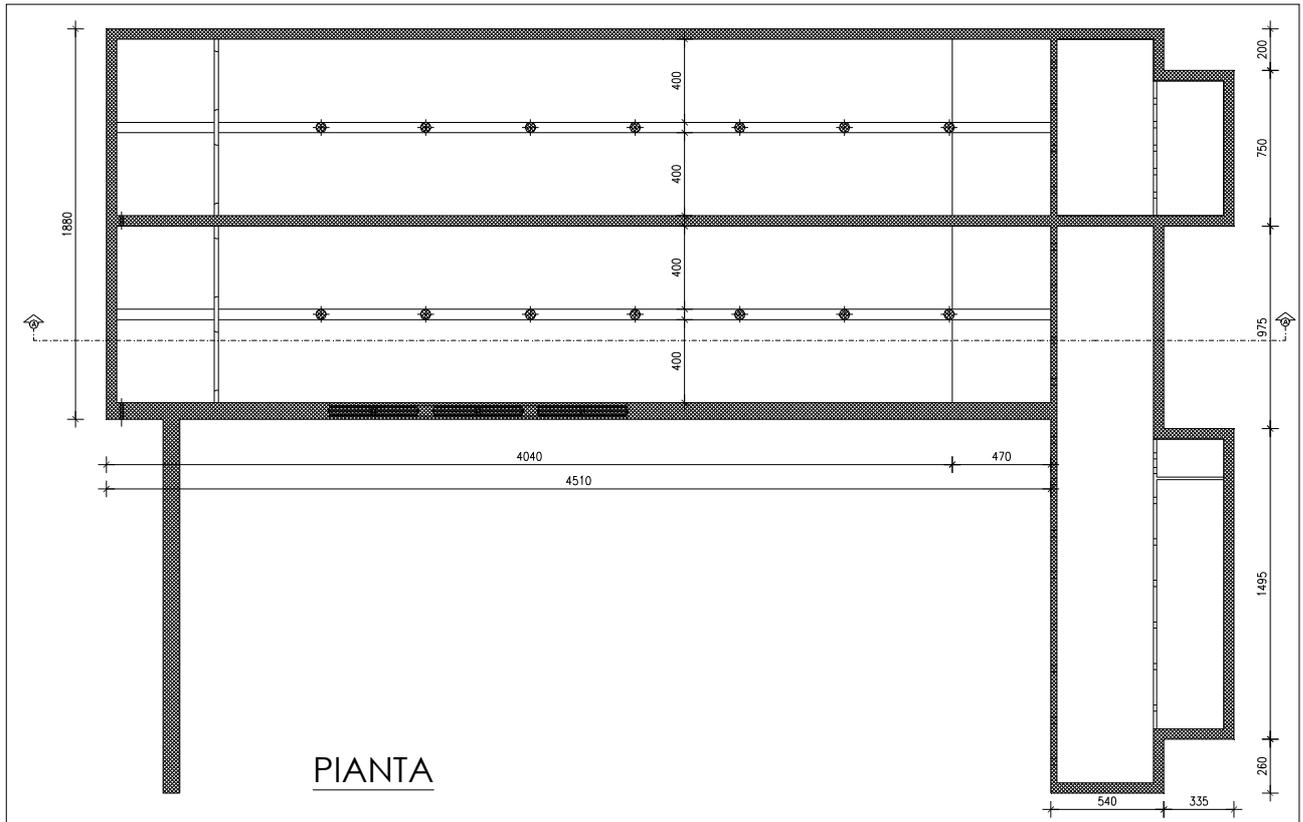
La struttura dei manufatti è costituita da pareti, pilastri e solette in calcestruzzo armato gettato in opera; anche la fondazione è realizzata con una platea gettata in opera.

Si riportano di seguito delle immagini in pianta ed in sezione di entrambi i manufatti.

#### VV 23



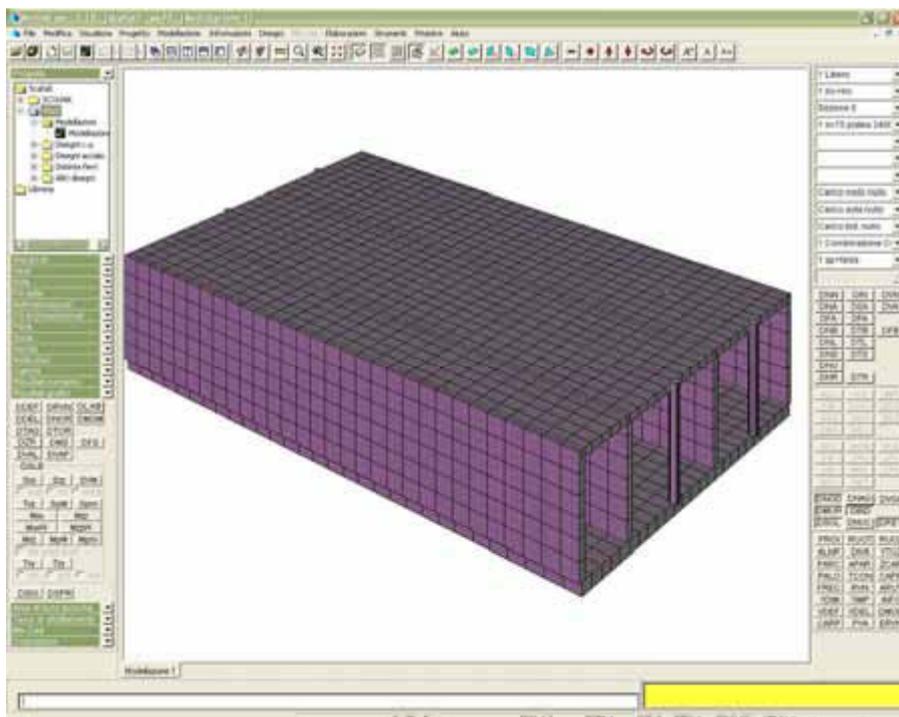
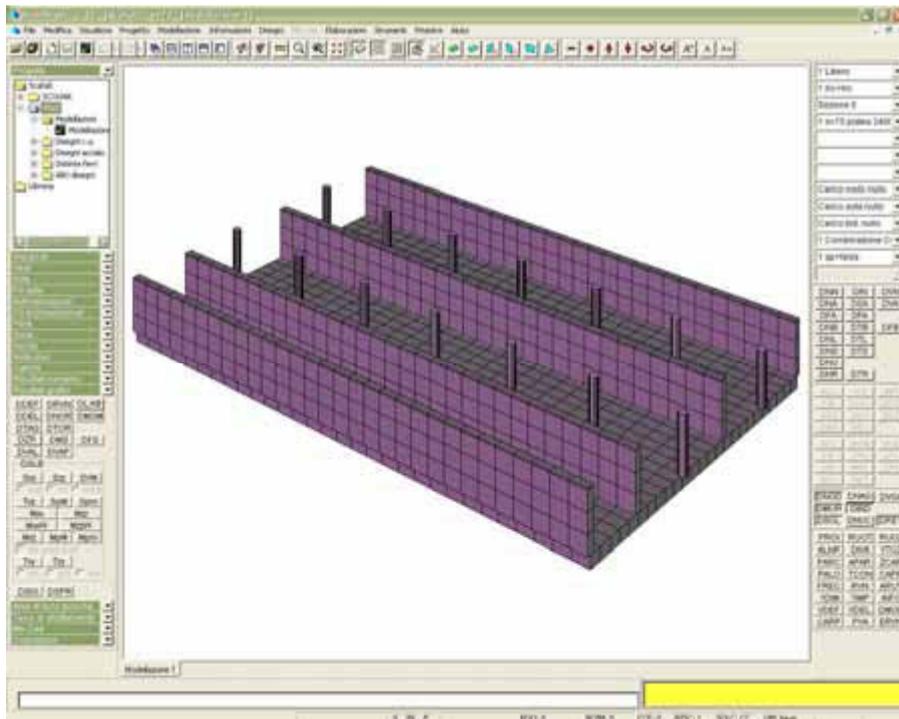
# VV 21



## 4 VASCA VOLANO n°21 E n°23

### 4.1 Verifiche degli elementi strutturali

Per il calcolo delle sollecitazioni agenti sulla vasca è stato realizzato un modello agli elementi finiti con il programma MODEST, in cui si è modellata una porzione di una certa lunghezza della struttura per ottenere i risultati relativi alla soletta, ai pilastri centrali, alle pareti ed alla platea di fondazione.



Le pareti, la soletta di copertura e la platea di fondazione sono state schematizzate con elementi bidimensionali, i pilastri con elementi monodimensionali.

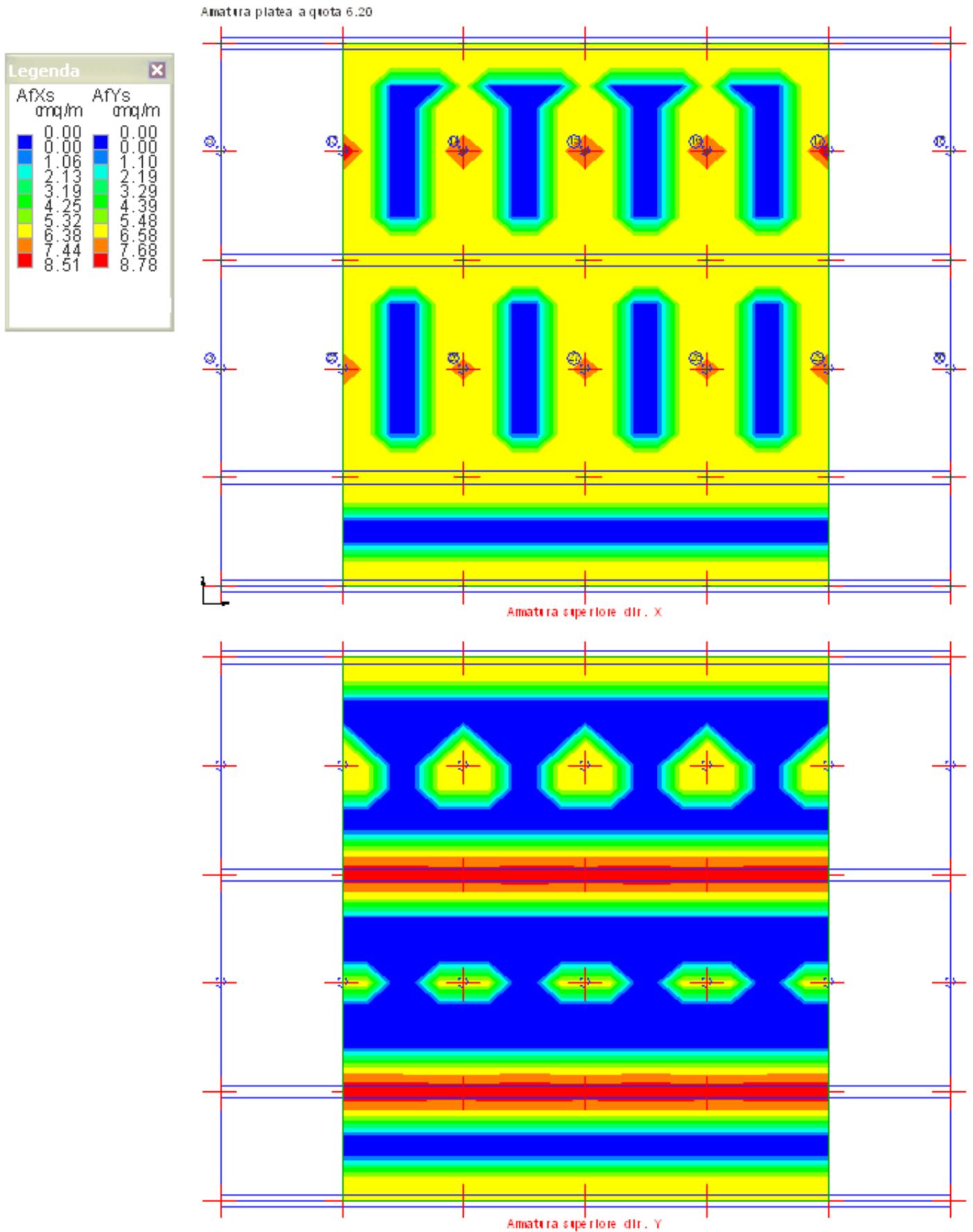
I carichi considerati nel modello sono:

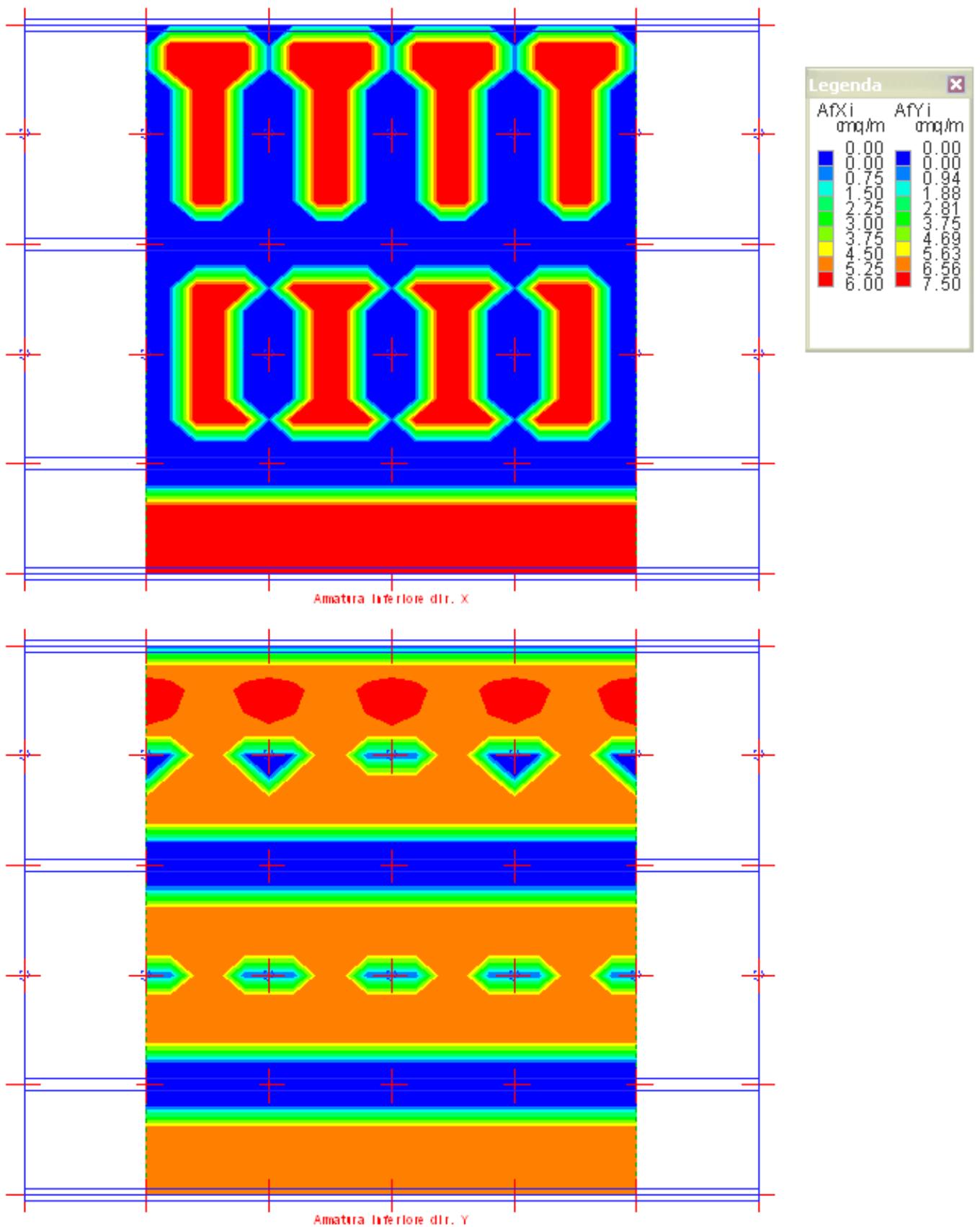
- i pesi propri di tutti gli elementi strutturali;
- la spinta del terreno ai lati della vasca;
- la spinta della falda ai lati della vasca;
- il carico sulla platea dovuto alla presenza di acqua nella vasca (con le dovute configurazioni a scacchiera);
- il carico sulla soletta di copertura dovuto al peso del terreno che ricopre la vasca (60cm) e ad un carico distribuito di 2000 kg/mq per considerare la zona carrabile.

Il programma effettua le verifiche per le pareti e per le solette e platee controllando che le tensioni lato calcestruzzo siano inferiori a quelle da normativa in ogni punto; a tal proposito le verifiche sono effettuate prevedendo l'utilizzo di calcestruzzo Rck 350; tali verifiche non vengono però riportate, al contrario di quelle relative alla quantità di armatura necessaria, descritte in seguito. Poiché la maggior parte dei carichi agenti sulla struttura è di tipo permanente e la struttura è interrata e sotto falda, quindi soggetta a fenomeni di attacco corrosivo, l'armatura è calcolata considerando il ferro lavorante ad una tensione ammissibile pari a 2400 Kg/cmq, inferiore a quella da norma.

#### **4.1.1 Soletta**

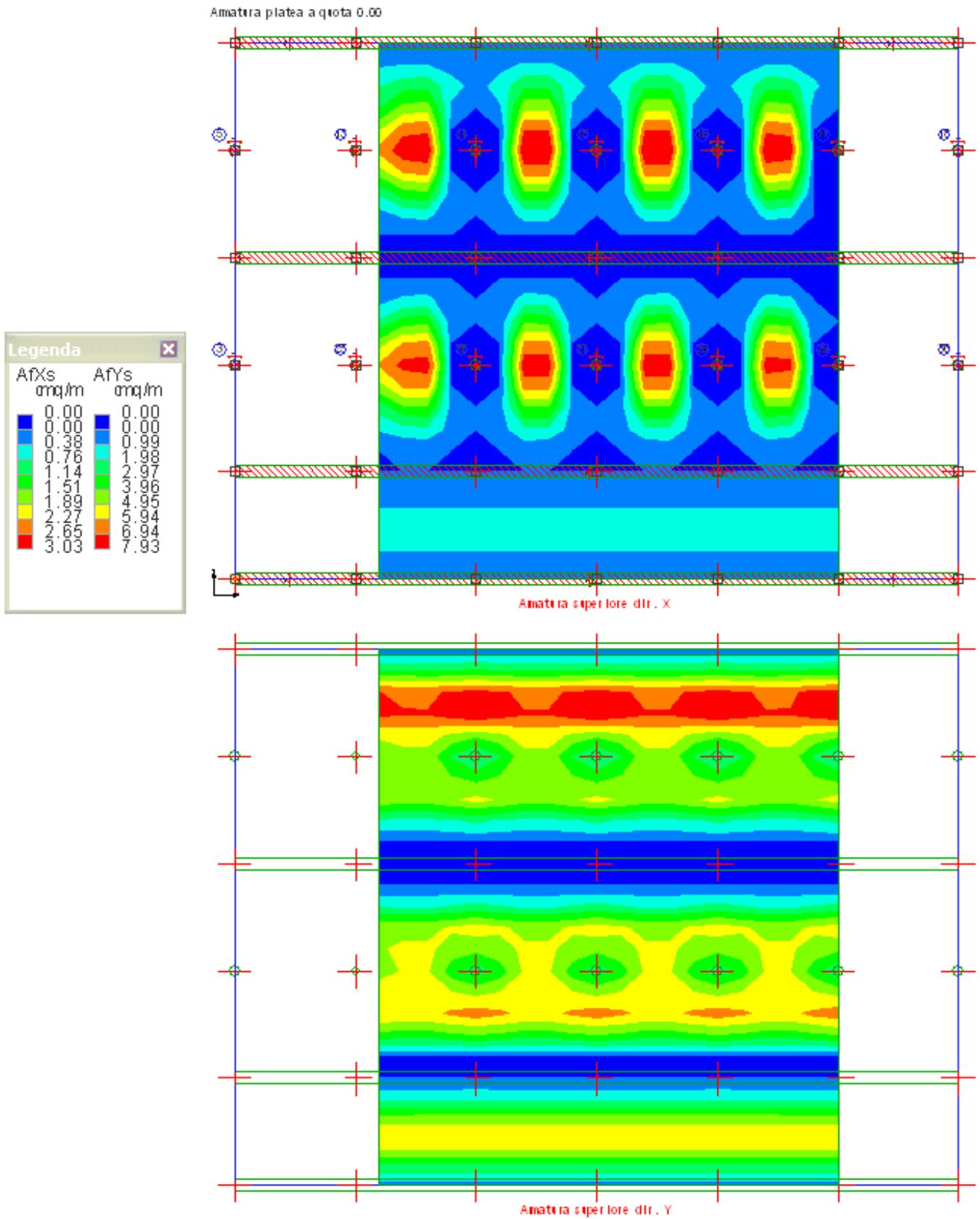
Si riportano di seguito due immagini dal programma contenenti mappe colorate indicanti l'effettiva distribuzione delle aree di ferro necessarie per la verifica, suddivise per direzione (longitudinali e trasversali alla vasca) e per lato della sezione (superiori ed inferiori). A tali aree di ferro teoriche corrisponde una precisa distribuzione di ferri, indicati nelle tavole di progetto strutturale. In termini generali, tali ferri sono costituiti da ferri  $\Phi 18/30$  superiormente ed inferiormente in direzione trasversale alla vasca, con l'utilizzo di cavallotti superiori  $\Phi 18/60$  in corrispondenza delle pareti centrali; in direzione longitudinale si utilizzano superiormente ed inferiormente ferri  $\Phi 18/30$  nelle zone adiacenti ai pilastri,  $\Phi 14/30 + \Phi 14/60$  nelle altre zone.

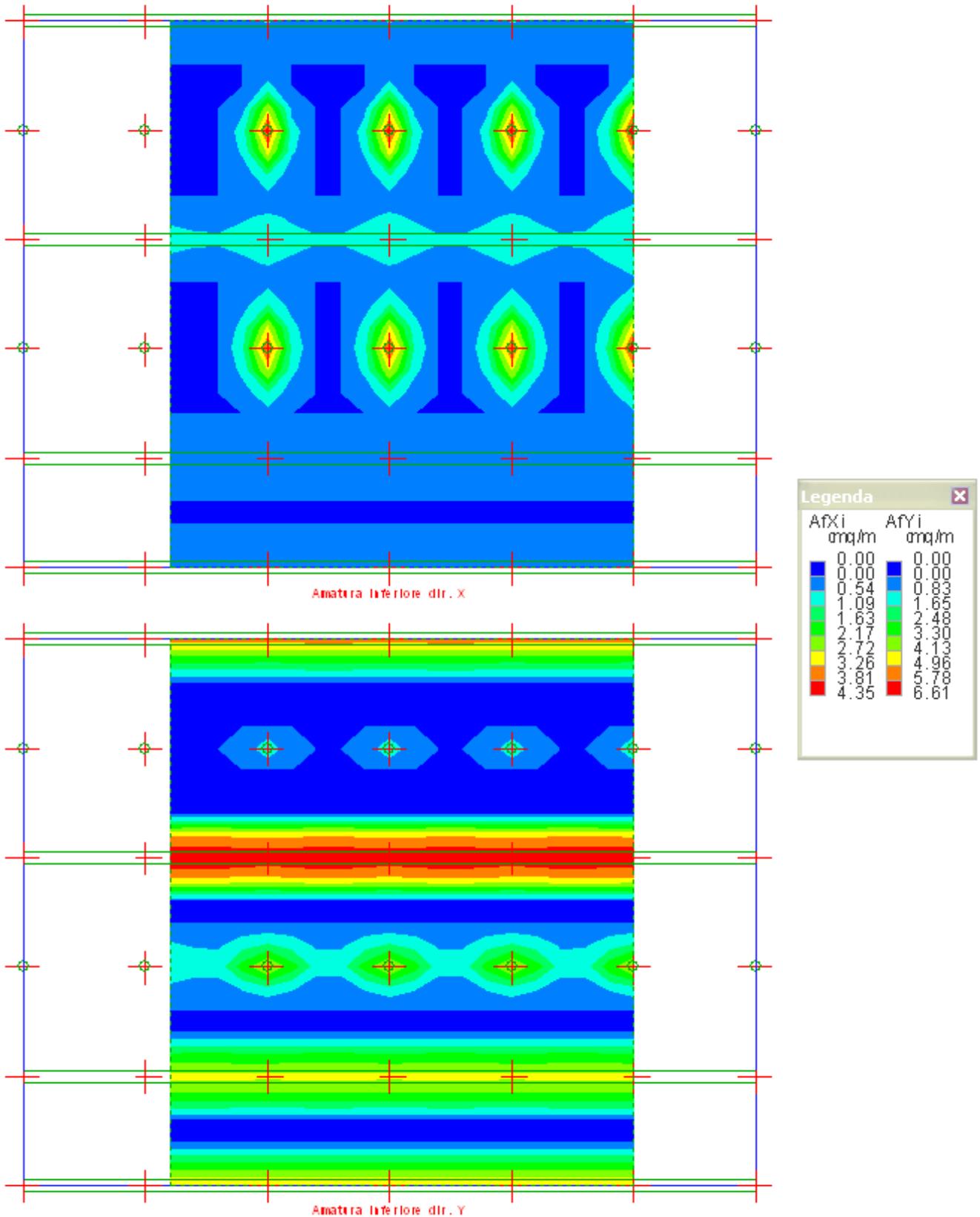




#### **4.1.2 Platea di fondazione**

Analogamente a quanto detto per la soletta si riportano due immagini dal programma contenenti mappe colorate indicanti l'effettiva distribuzione delle aree di ferro necessarie per la verifica, suddivise per direzione (longitudinali e trasversali alla vasca) e per lato della sezione (superiori ed inferiori). A tali aree di ferro teoriche corrisponde una precisa distribuzione di ferri, indicati nelle tavole di progetto strutturale. In termini generali, tali ferri sono costituiti da ferri  $\Phi 18/30$  superiormente ed inferiormente in direzione trasversale alla vasca; in direzione longitudinale si utilizzano superiormente ed inferiormente ferri  $\Phi 14/30$ .

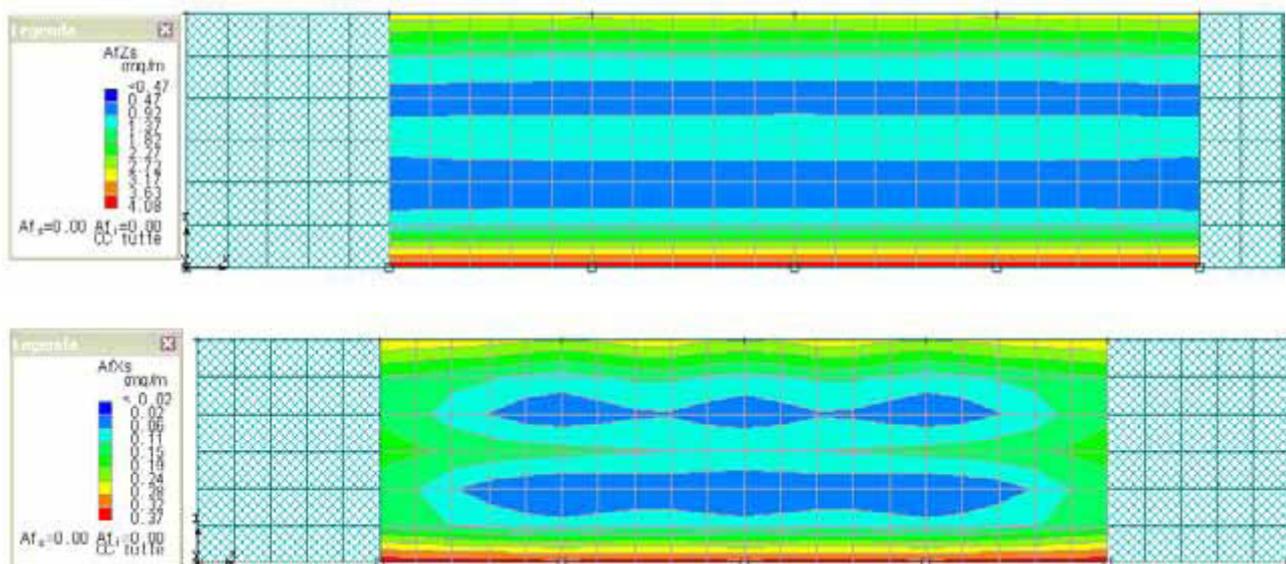




### 4.1.3 Pareti

Analizzando le sollecitazioni presenti nelle varie pareti presenti nel manufatto si deduce che le più sollecitate risultano essere quelle perimetrali; questi elementi infatti, oltre ad essere gravati dai carichi verticali provenienti dalla soletta, che inducono notevoli momenti flettenti, sono caricati ortogonalmente al loro piano dalla spinta del terreno e della falda.

Di seguito sono riportate immagini che forniscono la mappa delle armature necessarie nelle direzioni verticale ed orizzontale e su entrambe le facce della parete. Si precisa che le distribuzioni di tensioni alle estremità del modello (non rappresentate ai lati delle viste riportate) sono dovuti ad effetti di bordo del modello, non vanno quindi considerate nel progetto dell'armatura.



Si decide di armare le pareti con ferri verticali  $\Phi 14/30$  su entrambi i lati e con ferri orizzontali  $\Phi 12/30$  su entrambi i lati.

#### 4.1.4 Pilastri

L'armatura dei pilastri è ottenuta in automatico dal programma di calcolo involupando le sollecitazioni dei diversi casi di carico ed eseguendo le verifiche da normativa; si riporta una schermata delle verifiche effettuate per il pilastro più caricato:

##### ARMATURE PILASTRI

FERRI LONGITUDINALI  
 Zg = quota progressiva globale in cui viene effettuato il progetto/verifica (m)  
 El = elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste costituenti il pilastro)  
 Zl = quota progressiva locale (dal nodo iniziale dell'asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (m)  
 Sez = numero della sezione dell'asta interessata dal progetto/verifica  
 AfTeo = area di ferro teorica nelle due direzioni d'inflexione (complessiva, cioè somma dell'area teorica su ognuno dei due lati)  
 AfEff = area di ferro effettiva totale presente nel punto di progetto/verifica (cmq)  
 CC = numero della combinazione delle CCE per cui viene effettuato il progetto/verifica  
 P.no = piano in cui viene progettata l'area di ferro teorica  
 XY : progetto/verifica nel piano individuato dagli assi locali XY (momento flettente MZ - taglio TY)  
 XZ : progetto/verifica nel piano individuato dagli assi locali XZ (momento flettente MY - taglio TZ)  
 M,My,Mz = momento di verifica (kgm)  
 N = sforzo normale di verifica (kg)  
 σf = tensione massima o minima nell'acciaio (negativa se di compressione) (kg/cmq)  
 σc = tensione massima nel calcestruzzo (negativa se di compressione) (kg/cmq)

##### VERIFICHE DI STABILITÀ

Z0,Zl = quote progressive globali iniziali e finali del tratto di pilastro nel quale sono state effettuate le verifiche di stabilità (m)  
 Sn.y,Sn.z = snellezze nei piani di inflessione XZ o XY  
 Om.y,Om.z = coefficienti omega nei piani di inflessione XZ o XY  
 Neul.y,Neul.z = sforzi normali euleriani nei piani di inflessione XZ o XY (kg)  
 Z = quota progressiva globale in cui sono stati valutati i coefficienti c (vedi normativa)  
 CC = numero della combinazione delle CCE per cui sono stati valutati i coefficienti c  
 cy,cz = coefficienti c nei piani di inflessione XZ o XY

##### STAFFE

Z0,Zl = quote progressive globali iniziali e finali del tratto di pilastro nel quale è stata effettuata la progettazione a taglio (m)  
 Lung. = lunghezza del tratto di pilastro (m)  
 Staff. = staffatura adottata (il passo è sempre espresso in cm)  
 AfEff = area di ferro effettiva della staffatura (cmq/m)  
 AfTeo y,AfTeo z = aree di ferro teoriche delle staffature nei piani XZ o XY  
 CC = numero della combinazione delle CCE per cui viene effettuato il progetto/verifica  
 Scorrin. = sforzo di scorrimento (kg), distinto in:  
 y,z : piani XZ o XY (per pilastri circolari viene riportata la sola componente y, che rappresenta lo scorrimento massimo)  
 agente : scorrimento agente  
 assorbito : scorrimento complessivo assorbito dall'armatura presente  
 CC = numero della combinazione delle CCE per cui viene valutato il valore di τ  
 τ = τ massima nella sezione nella direzione dell'asse di flessione

Pilastrata 13 Nodi : 13 113

##### Ferri longitudinali - Verifica armatura esistente

Zg	El	Zl	Sez	AfEff	CC	My	Mz	N	σf	σc
0.00	1	0.00	1	12.32	3	-135.13	-2070.58	-99258.05	-895.1	-61.8
5.80	1	5.80	1	12.32	3	341.70	2554.82	-96410.98	-920.6	-64.0

##### Dati per verifiche di stabilità

Z0	Zl	Sn.y	Om.y	Neul.y	Sn.z	Om.z	Neul.z
0.00	6.20	51.93	1.01	896168.40	51.93	1.01	896168.40

##### Coefficienti utilizzati nelle verifiche

Z	CC	cy	cz
0.00	3	1.12	1.12
5.80	3	1.12	1.12

##### Staffe - Verifica armatura esistente

Z0	Zl	Lung.	Staff.	AfEff	AfTeo y	AfTeo z	CC	Scorrin. y agente	CC	Scorrin. z agente	Scorrin. y assorbito	Scorrin. z assorbito
0.00	5.80	5.80	ø 8/20	5.03	-----	-----	-----	-----	-----	-----	Min. Reg.	Min. Reg.

##### Tensioni tangenziali

Zg	El	Zl	CC	τ
0.00	1	0.00	3	0.5
5.80	1	5.80	3	0.5

Come evidenziato nel tabulato precedente i pilastri (circolari con diametro Φ50cm) risultano armati con ferri verticali 8Φ14 e spirale Φ8/20 cm.

#### 4.1.5 Armature a punzonamento dei pilastri

La verifica si effettua considerando il massimo sforzo normale presente sui pilastri circolari, pari a circa  $N = 100000$  kg di compressione.

##### 4.1.5.1 Punzonamento sulla soletta di copertura

$N = 100000$ kg	sforzo agente sul pilastro
$\phi = 50$ cm	diametro del pilastro circolare
$s = 40$ cm	spessore della soletta di copertura
$\tau_{c0} = 6.67$ kg/cm <sup>2</sup>	taglio limite senza armature per cls Rck350

L'area da considerare come superficie di diffusione delle tensioni vale:

$$A = \pi(\phi + s) \cdot (s) = 11310 \text{ cm}^2$$

La tensione tangenziale vale:  $\tau = \frac{N}{A} = \frac{100000}{11310} = 8.84 \text{ kg/cm}^2$  superiore al valore limite  $\tau_{c0}$ .

Ipotizzando di utilizzare apposita armatura a punzonamento disposta lungo due direzioni ortogonali (longitudinalmente e trasversalmente alla disposizione della vasca in pianta) si ottiene

un'area di ferro minima in ogni direzione pari a  $A_F = \frac{N\sqrt{2}}{4 \cdot \sigma_{adm}} = \frac{100000\sqrt{2}}{4 \cdot 2400} = 14.8 \text{ cm}^2$

Si utilizzano  $4\Phi 22$  ( $A_F = 15.21 \text{ cm}^2$ ) in ognuna delle due direzioni.

##### 4.1.5.2 Punzonamento sulla platea di fondazione

$N = 100000$ kg	sforzo agente sul pilastro
$\phi = 50$ cm	diametro del pilastro circolare
$s = 70$ cm	spessore della platea di fondazione
$\tau_{c0} = 6.67$ kg/cm <sup>2</sup>	taglio limite senza armature per cls Rck350

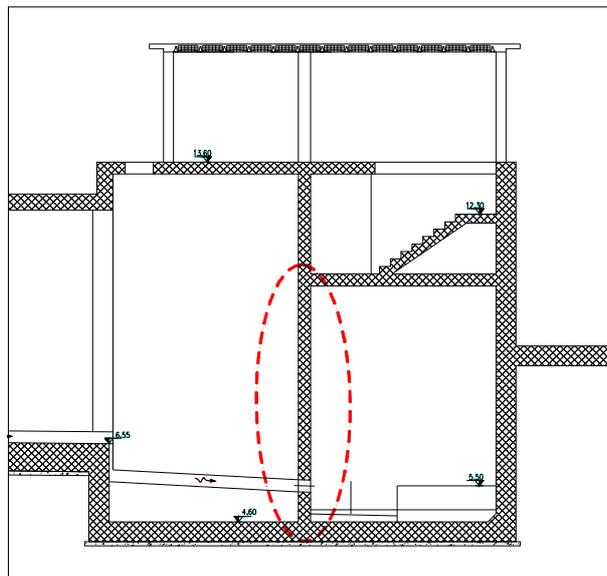
L'area da considerare come superficie di diffusione delle tensioni vale:

$$A = \pi(\phi + s) \cdot (s) = 26390 \text{ cm}^2$$

La tensione tangenziale vale:  $\tau = \frac{N}{A} = \frac{100000}{26390} = 3.8 \text{ kg/cm}^2$  inferiore al valore limite  $\tau_{c0}$ .

La struttura di fondazione non necessita di armatura a punzonamento.

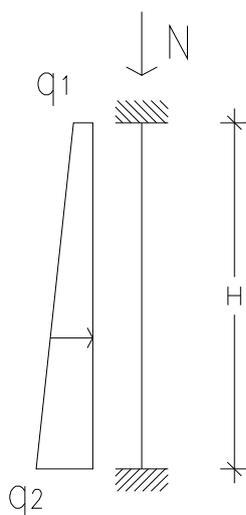
#### 4.1.6 Parete lato interno locale pompe



##### 4.1.6.1 Considerazioni iniziali

La parete in esame divide il locale pompe dalla vasca vera e propria; essa può essere soggetta alla spinta dell'acqua da un solo lato. Questa parete, di considerevole altezza, ha uno spessore ridotto rispetto a quelle circostanti, pur essendo soggetta a carichi di paragonabile entità. Se ne esegue il dimensionamento dell'armatura considerando quindi la situazione più sfavorevole cui può essere soggetta.

##### 4.1.6.2 Schema Statico



##### 4.1.6.3 Dati di calcolo

$H = 590 \text{ cm}$                       altezza della parete in c.a.

$s = 40\text{ cm}$	spessore della parete in c.a.
$q_1$	spinta dell'acqua in sommità ( 1,6 mt sotto il livello max di acqua)
$q_2$	spinta dell'acqua alla base (6,7 mt sotto il livello max di acqua)
$N$	carico verticale presente nella parete, in cui:
	1800 kg/mc peso del terreno di copertura (sp.60cm)
	2500 kg/mc peso della soletta di copertura (sp.40cm)
	2500 kg/mc peso della soletta intermedia (sp.30cm)
	2000 kg/mq carico accidentale distribuito

#### 4.1.6.4 Sollecitazioni

Lo schema statico adottato, che considera la parete incastrata sulla soletta superiore e sulla platea inferiore, non tiene conto dell'effetto bidimensionale che si sviluppa per effetto delle dimensioni paragonabili in lunghezza ed in altezza della parete stessa. Per ovviare a questo problema ed evitare di sovradimensionare l'armatura si considerano agenti sulla parete dei carichi  $q_i^*$  ridotti del 30% rispetto a quelli totali. Si effettua il calcolo per metro di profondità.

I carichi  $q_i$  in sommità e alla base della parete di possono calcolare come  $q_i = \gamma_{H20} \times h_i$  dove  $h_i$  sono le altezze di acqua presenti nei diversi punti, mentre  $q_i^* = 0.7 \times q_i$ . Si ha:

$$q_1^* = 0.7 \times 1000 \times 1.6 = 1120 \text{ kg / m}$$

$$q_2^* = 0.7 \times 1000 \times 6.7 = 4690 \text{ kg / m}$$

Il momento massimo agente sulla parete è somma dei momenti generati dalla parte uniforme e dalla parte triangolare del carico orizzontale, pari a:

$$M_{MAX} = (q_1^*) \frac{H^2}{12} + (q_2^* - q_1^*) \frac{H^2}{20} = 9470 \text{ kgm}$$

I carichi verticali agenti sulla sezione di verifica sono di due tipi, permanenti ed accidentali, e provengono dalla soletta di copertura con una luce di influenza di circa  $L_{inf} = 4.5 \text{ mt}$ ; oltre a questi sono presenti i carichi permanenti dovuti alla soletta posta immediatamente sopra il setto in esame, anch'essa con luce di influenza di circa  $L_{inf} = 4.5 \text{ mt}$ . Nella verifica si devono considerare due condizioni di carico diverse, la prima in cui siano presenti i soli permanenti e la seconda in cui siano presenti anche gli accidentali.

- il carico permanente è somma del peso delle due solette superiori e del terreno, e si considera un peso di 2 mt di muro:

$$N_1 = 2500 \times (2 \times 0.4) + 4.5 \times (1800 \times 0.6 + 2500 \times 0.4 + 2500 \times 0.3) = 14735 \text{ kg}$$

- in aggiunta ai precedenti è presente anche l'accidentale distribuito:

$$N_2 = N_1 + 2000 \times 4.5 = 23735 \text{ kg}$$

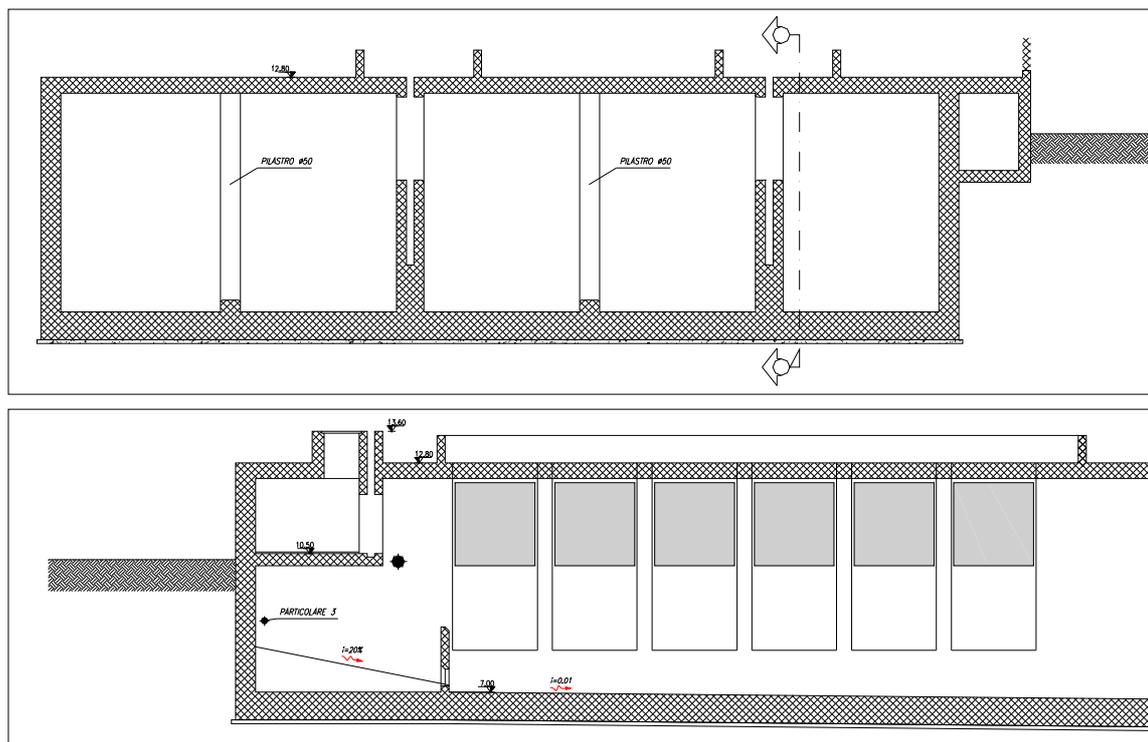
#### 4.1.6.5 Verifiche

Considerando una parete di spessore 40 cm armata con riprese 1+1Φ18/30 + 1+1Φ18/60 in direzione verticale e 1+1Φ18/30 in direzione orizzontale, tenendo conto del copriferro netto obbligatorio di 4 cm, si hanno le seguenti tensioni di verifica:

- caso 1:	$N = 14735 \text{ kg}$	$M = 9470 \text{ kgm}$	$\sigma_C = 62 \text{ kg / cmq}$
			$\sigma_F = 1903 \text{ kg / cmq}$
- caso 2:	$N = 23735 \text{ kg}$	$M = 9470 \text{ kgm}$	$\sigma_C = 62 \text{ kg / cmq}$
			$\sigma_F = 1567 \text{ kg / cmq}$

Il momento si riduce in maniera sostanziale poco oltre lo spiccato fondazione per cui è sufficiente come armatura corrente verticale 1+1Φ18/30.

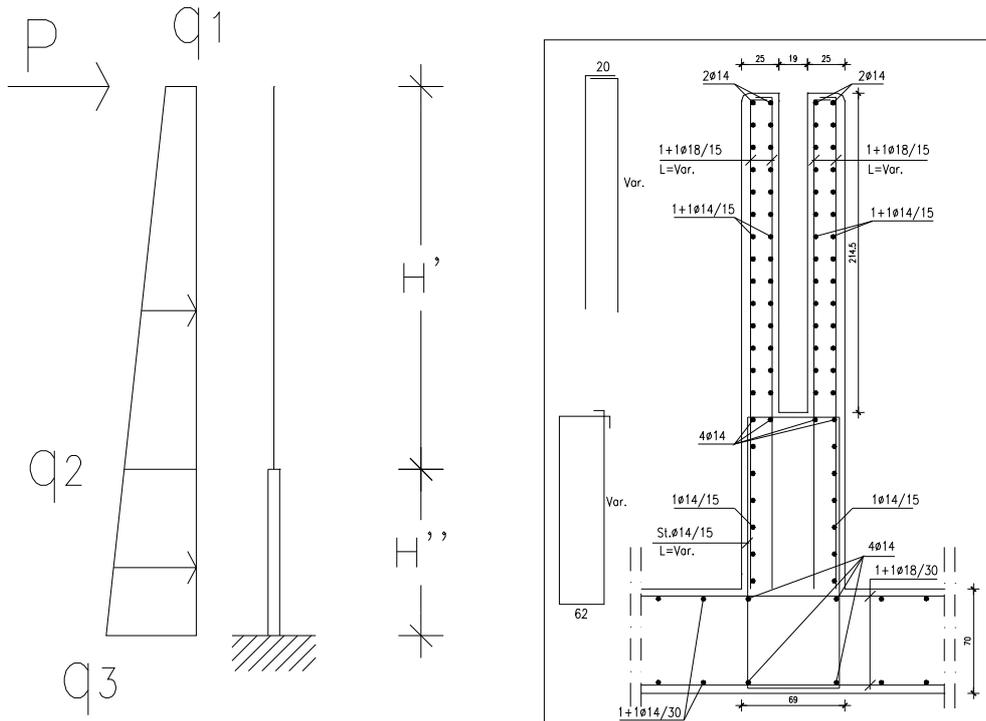
### 4.1.7 Paratoie



#### 4.1.7.1 Considerazioni iniziali

In direzione longitudinale allo sviluppo della vasca sono presenti delle forometrie, per consentire il deflusso delle acque da una zona a quella adiacente, la cui apertura è regolata da paratoie mobili che rientrano all'interno della parete divisoria. Si vengono così a creare delle zone in cui la parete è costituita da due lame di spessore ridotto (25 cm) che possono essere soggette alla spinta dell'acqua anche da un solo lato. Si esegue il dimensionamento delle armature della zona a spessore ridotto e di quella sottostante a spessore pieno (69 cm).

#### 4.1.7.2 Schema Statico



#### 4.1.7.3 Dati di calcolo

$H' = 215 \text{ cm}$	altezza della parete di spessore ridotto
$H'' = 120 \text{ cm}$	altezza della parete di spessore pieno
$s' = 25 \text{ cm}$	spessore della parete superiore
$s'' = 69 \text{ cm}$	spessore della parete inferiore
$q_1$	spinta dell'acqua in sommità ( 1,9 mt sotto il livello max di acqua)
$q_2$	spinta dell'acqua alla base della paratoia (4,05 mt sotto il livello max)
$q_3$	spinta dell'acqua alla base (5,15 mt sotto il livello max)
$P$	carico concentrato in sommità dovuto alla spinta dell'acqua sulla paratoia

#### 4.1.7.4 Sollecitazioni

Lo schema statico adottato, che considera la parete incastrata solamente sulla platea inferiore, non tiene conto dell'effetto bidimensionale che si sviluppa per effetto delle dimensioni paragonabili in lunghezza ed in altezza della parete stessa. Per ovviare a questo problema ed evitare di sovradimensionare l'armatura si considerano agenti sulla parete dei carichi  $q_i^*$  ridotti del 40% rispetto a quelli totali. Si effettua il calcolo per metro di profondità.

I carichi  $q_i$  in sommità e alla base della parete di possono calcolare come  $q_i = \gamma_{H20} \times h_i$  dove  $h_i$  sono le altezze di acqua presenti nei diversi punti, mentre  $q_i^* = 0.6 \times q_i$ . Si ha:

$$q_1^* = 0.6 \times 1000 \times 1.9 = 1140 \text{ kg/m}$$

$$q_2^* = 0.6 \times 1000 \times 4.05 = 2430 \text{ kg/m}$$

$$q_3^* = 0.6 \times 1000 \times 5.15 = 3090 \text{ kg/m}$$

Il carico  $P$  è dovuto alla spinta dell'acqua sulla paratoia meccanica e vale  $P = \gamma_{H20} \times h_i \times \frac{h_i}{2} = 1800 \text{ kg}$ ; anch'esso si riduce del 40% e si introduce il carico  $P'$ .

Il momento agente massimo sulla parete è somma dei momenti generati dalla parte uniforme e dalla parte triangolare del carico orizzontale distribuito, più quello dovuto al carico concentrato, pari a:

$$M_{MAX}' = (q_1^*) \frac{H'^2}{2} + (q_2^* - q_1^*) \frac{H'^2}{6} + P' H' = 5950 \text{ kgm} \quad \text{momento sulla parete superiore}$$

$$T_{MAX}' = (q_1^* + q_2^*) \frac{H'}{2} + P' = 4920 \text{ kg} \quad \text{taglio massimo sulla parete superiore}$$

$$M_{MAX}'' = (q_1^*) \frac{(H'+H'')^2}{2} + (q_3^* - q_1^*) \frac{(H'+H'')^2}{6} + P' (H'+H'') = 13670 \text{ kgm} \quad \text{momento sulla parete inferiore}$$

$$T_{MAX}'' = (q_1^* + q_3^*) \frac{(H'+H'')}{2} + P' = 8170 \text{ kg} \quad \text{taglio massimo sulla parete inferiore}$$

#### 4.1.7.5 Verifiche

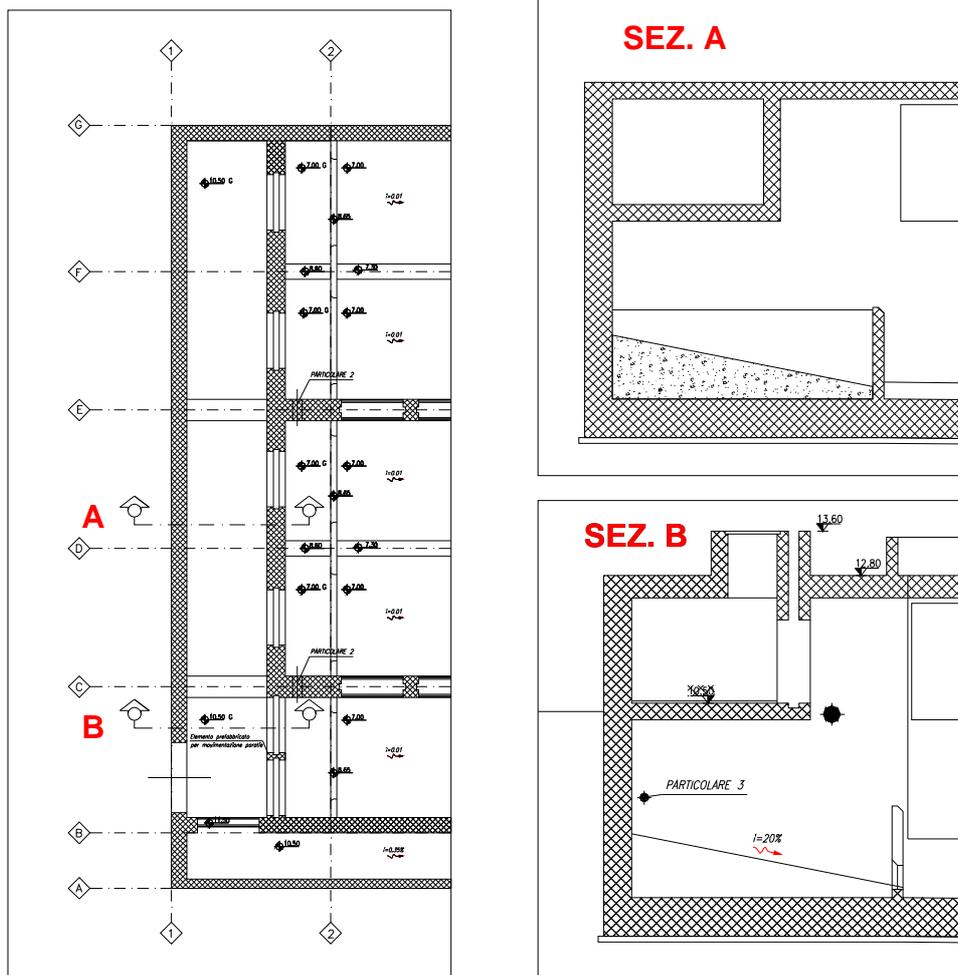
La parete superiore, di spessore 25 cm, armata con 1+1 $\Phi$ 18/15 in direzione verticale e 1+1 $\Phi$ 14/15 in direzione orizzontale, tenendo conto del copriferro di 4 cm, ha le seguenti tensioni di verifica:

$$\sigma_C = 90 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_F = 2175 \text{ kg/cmq} \quad \tau = 2.73 \text{ kg/cmq}$$

La parete inferiore, di spessore 69 cm, armata con 1+1 $\Phi$ 14/15 sia in direzione verticale che in direzione orizzontale, tenendo conto del copriferro di 4 cm, ha le seguenti tensioni di verifica:

$$\sigma_C = 35 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_F = 2267 \text{ kg/cmq} \quad \tau = 1.42 \text{ kg/cmq}$$

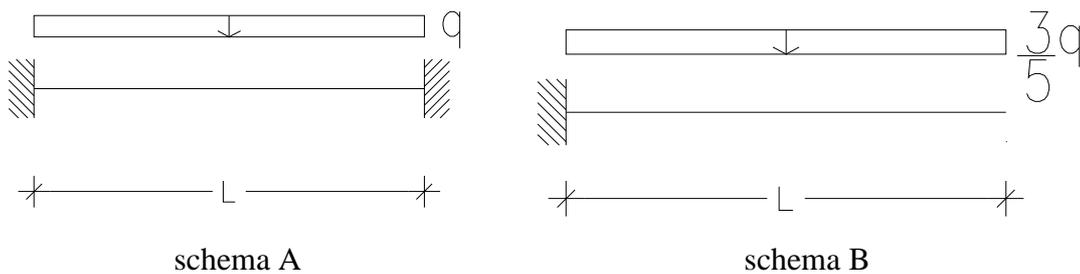
### 4.1.8 Canale d'ingresso alla vasca



#### 4.1.8.1 Considerazioni iniziali

All'inizio della vasca è presente un canale, disposto in direzione trasversale rispetto allo sviluppo principale della vasca stessa, su cui può essere presente acqua quando sulla vasca sottostante non ce ne è. La soletta inferiore di tale condotto può essere calcolata con due schemi statici differenti a seconda della sezione cui si fa riferimento (vedi figure precedenti).

#### 4.1.8.2 Schemi statici



#### 4.1.8.3 Dati di calcolo

$L = 260 \text{ cm}$	lunghezza della soletta compresa tra le due pareti
$s = 30 \text{ cm}$	spessore della soletta
$q$	carico sulla soletta, dovuto a:
	750 kg/mq    peso proprio soletta
	1600 kg/mq    peso acqua presente nel condotto

#### 4.1.8.4 Sollecitazioni

**Schema A:** Lo schema statico adottato per la sezione corrente considera la soletta incastrata sulle due pareti laterali, per cui si ottengono le sollecitazioni massime come:

$$M_{MAX}(A) = \frac{qL^2}{12} = 1350 \text{ kgm} \quad T_{MAX}(A) = \frac{qL}{2} = 3055 \text{ kg}$$

**Schema B:** Nella sezione iniziale del condotto, a causa di una notevole apertura sulla parete posta in destra, guardando la sezione, si considera uno schema statico di trave a mensola sulla sola parete in sinistra. Per tener conto dell'effetto bidimensionale presente in questo elemento, incastrato su tre lati a dei setti verticali, si calcolano il momento ed il taglio considerando un carico ridotto ai 3/5 del totale. Si ha:

$$M_{MAX}(B) = \frac{3}{5} \frac{qL^2}{2} = 4770 \text{ kgm} \quad T_{MAX}(B) = \frac{3}{5} qL = 3670 \text{ kg}$$

#### 4.1.8.5 Verifiche

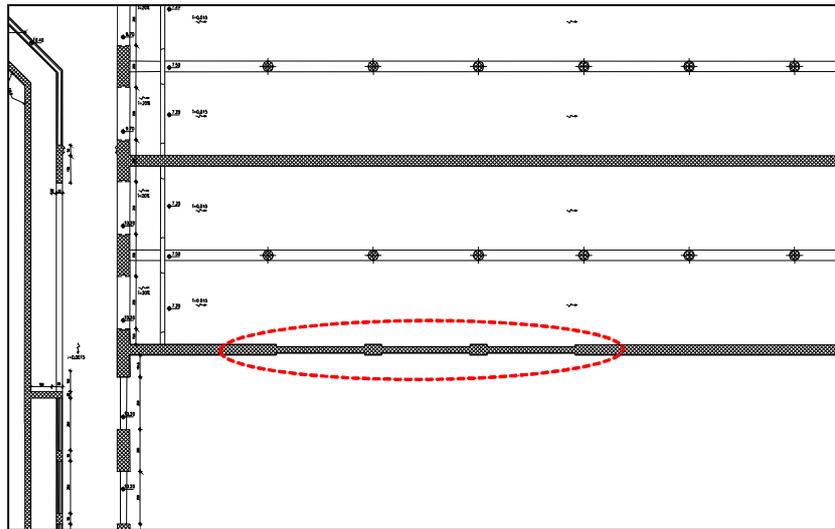
**Schema A:** La sezione corrente, di spessore 30 cm, armata con 1+1Φ14/30 nella direzione principale e con 1+1Φ12/30 nell'altra direzione, ha le seguenti tensioni di verifica:

$$\sigma_C = 24 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_F = 1215 \text{ kg/cmq} \quad \tau = 1.36 \text{ kg/cmq}$$

**Schema B:** L'altra sezione, sempre di spessore 30 cm, armata con 1+1Φ18/25 nella direzione principale e con 1+1Φ12/30 nell'altra direzione, ha le seguenti tensioni di verifica:

$$\sigma_C = 63 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_F = 2231 \text{ kg/cmq} \quad \tau = 1.64 \text{ kg/cmq}$$

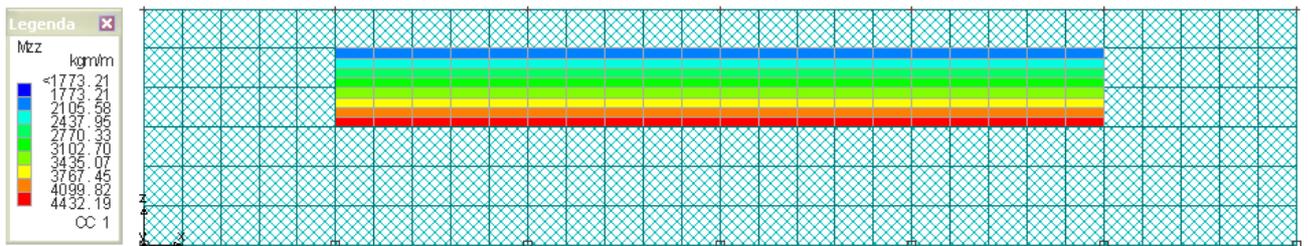
#### 4.1.9 Rastremazioni per i fori del futuro ampliamento (VV21)



##### 4.1.9.1 Considerazioni iniziali

Su un lato di una parete di bordo della vasca VV21 sono previste delle zone in cui lo spessore della parete stessa viene ridotto dai 50 cm correnti a 30 cm; questo per facilitare in futuro la realizzazione di aperture che serviranno a collegare l'attuale vasca con un eventuale ampliamento della stessa. Si esegue la verifica di tali pareti a spessore ridotto.

##### 4.1.9.2 Sollecitazioni e verifiche



Dal modello di calcolo utilizzato per la verifica delle armature correnti delle vasche si ricava il valore di momento flettente massimo per la porzione di parete in esame, visibile nell'immagine precedente; lo sforzo normale invece è quello dovuto al peso proprio della soletta di copertura e del terreno sovrastante (2000 kg/mq), per l'area di influenza della parete (1 mt circa).

La combinazione più gravosa risulta quindi essere pari a  $N = 2000 \text{ kg}$   $M = 4500 \text{ kgm}$  per metro di profondità. Utilizzando un'armatura pari a 1+1 $\Phi$ 14/15 su uno spessore di 30 cm si ottengono le seguenti tensioni di verifica:

$$\sigma_C = 59 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_F = 1984 \text{ kg/cmq}$$

#### 4.2 CALCOLO DELLA PRESSIONE SUL TERRENO

P.p. vasca, terreno	= 8089 t
P.p. acqua vasca (6200mc max)	= 6200 t
<b>TOTALE</b>	<b>14289 t</b>

$$\text{Impronta} = 23,00 \times 60,50 = 1391,5 \text{ m}^2$$

$$\sigma_t = \frac{14289}{1391,5} = 10,3 \text{ t / mq} \Rightarrow 1,1 \text{ Kg / cmq}$$

a vantaggio di sicurezza non consideriamo la sottospinta dell'acqua.

#### 4.3 VERIFICA A GALLEGGIAMENTO

Si ipotizza la falda a 3,50 m da p.c., il piano di posa del manufatto si considera ad un valore medio di 7,70 m da p.c. nella zona coperta, e di 6 m da p.c. nella zona a cielo aperto.

La spinta dell'acqua risulta ( $\gamma_w$  = peso specifico acqua):

$U = \gamma_w \times (z_{\text{scavo}} - z_{\text{falda}}) = 4,20 \text{ t/m}^2$	pressione acqua vasca coperta
$U = \gamma_w \times (z_{\text{scavo}} - z_{\text{falda}}) = 2,50 \text{ t/m}^2$	pressione acqua zona cielo aperto
$S_{\text{verticale}} = 4,20 \times (23,00 \times 60,50) + 2,50 \times (9,50 \times 24,80) = 6435 \text{ t}$	spinta acqua

Il peso della vasca volano risulta, trascurando a vantaggio di sicurezza i setti meno importanti e i pilastri:

P.p. sottofondo	$0,1 \times 2,5 \times (23,00 \times 60,50 + 9,50 \times 24,80) = 406 \text{ t}$
P.p. platea	$0,7 \times 2,5 \times (23,00 \times 50,40 + 9,50 \times 24,80) + 0,5 \times 2,5 \times (23,00 \times 10,10) = 2731 \text{ t}$
P.p. soletta copertura	$0,4 \times 2,5 \times (23,00 \times 50,40) + 0,3 \times 2,5 \times (23,00 \times 10,10) = 1133 \text{ t}$
P.p. pareti principali	$(5,6 \times (2 \times 0,5 \times 60,5 + 2 \times 0,7 \times 50,4 + 2 \times 0,5 \times 23) + 0,3 \times (5,6 \times 23 + 2,6 \times 50,4)) \times 2,5 = 2351 \text{ t}$
P.p. terreno sovrastante	$0,7 \times 1,9 \times (23,00 \times 50,10) = 1532 \text{ t}$
<b>TOTALE</b>	<b>8153 t</b>

$$\gamma_s = \frac{8153}{6435} = 1,26$$

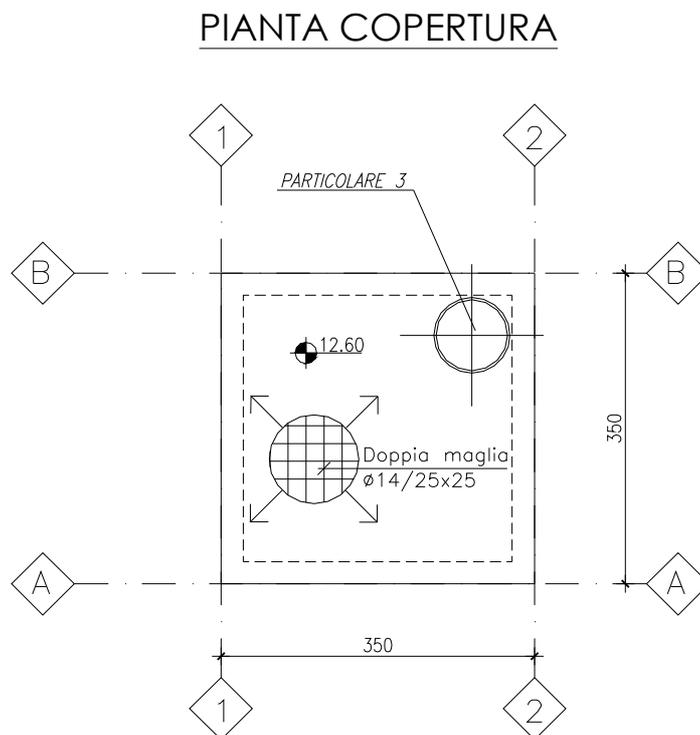
Il galleggiamento risulta quindi contrastato dal peso proprio della vasca e del terreno sovrastante.

## 5 VASCA 21: POZZETTO DI CONFLUENZA E MANUFATTO PER SERBATOIO COMBUSTIBILE

I due manufatti presi in esame sono simili per dimensioni e carichi applicati, per cui si analizza il solo pozzetto di confluenza perché presenta elementi maggiormente sollecitati e situazioni particolari di maggior interesse.

Il manufatto è realizzato in cemento armato gettato in opera, con forma cubica di dimensioni circa 350 x 350 cm in pianta ed altezza pari a 340 cm circa. Gli elementi strutturali analizzati sono: la soletta di copertura, la platea di fondazione, le pareti ed un muretto posto circa a metà del blocco in pianta.

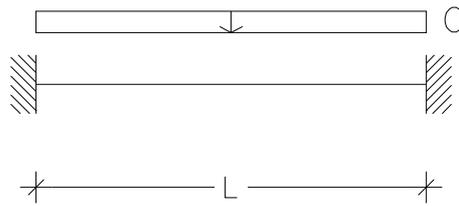
### 5.1 Soletta



#### 5.1.1 Analisi dei carichi

Peso proprio soletta copertura (sp.30cm)	750 kg/mq
Carichi permanenti	250 kg/mq
Carichi accidentali (soletta carrabile)	2000 kg/mq

### 5.1.2 Schema Statico



### 5.1.3 Dati di calcolo

$L = 325 \text{ cm}$	lunghezza di calcolo
$s = 30 \text{ cm}$	spessore della soletta
$q$	carico distribuito agente nella soletta

### 5.1.4 Sollecitazioni

Date le uguali dimensioni del fabbricato nelle due direzioni si considera l'effetto bidimensionale riducendo i carichi di calcolo del 50% ed effettuando un calcolo monodimensionale per metro di profondità. Si introduce il carico  $q^*$  pari a:  $q^* = 0.5 \times 3000 = 1500 \text{ kg/m}$

Il momento massimo agente sulla soletta ed il taglio massimo valgono:

$$M_{MAX} = \frac{q^* \cdot L^2}{12} = 1325 \text{ kgm} \quad \text{momento massimo}$$

$$T_{MAX} = \frac{q^* \cdot L}{2} = 2440 \text{ kg} \quad \text{taglio massimo}$$

### 5.1.5 Verifiche

La soletta, di spessore 30 cm, armata con 1+1 $\Phi$ 14/25 in entrambe le direzioni, tenendo conto del copriferro di 4 cm, ha le seguenti tensioni di verifica:

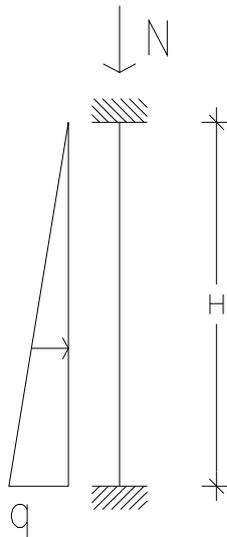
$$\sigma_c = 22 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_f = 997 \text{ kg/cmq} \quad \tau = 1.09 \text{ kg/cmq}$$

## 5.2 Pareti laterali

### 5.2.1 Considerazioni iniziali

Le pareti del manufatto si verificano nella peggior condizione cui possono essere soggette nel corso del tempo, cioè nella situazione in cui non c'è acqua all'interno del pozzetto; in questo caso, infatti, nel manufatto interrato la spinta dell'acqua non è presente a contrastare la spinta del terreno verso l'interno.

### 5.2.2 Schema Statico



### 5.2.3 Dati di calcolo

$H = 300 \text{ cm}$	altezza della parete
$s = 25 \text{ cm}$	spessore della parete
$N$	sfuerzo normale di calcolo, dovuto al peso proprio della soletta di copertura ed ai carichi permanenti, stimato pari a 800 kg/m
$q$	carico distribuito agente sulla parete, dovuto alla spinta del terreno (peso di volume del terreno 1900 kg/mc)

### 5.2.4 Sollecitazioni

La spinta del terreno si calcola in condizioni di spinta attiva, con  $K_A = 0.33$ , per cui effettuando il calcolo per unità di profondità si ha:  $q = \gamma \cdot K_A \cdot H = 1881 \text{ kg/m}$

Il momento massimo agente sulla soletta ed il taglio massimo valgono:

$$M_{MAX} = \frac{qL^2}{20} = 850 \text{ kgm} \quad \text{momento massimo}$$

$$T_{MAX} = \frac{7}{20} qL = 1975 \text{ kg} \quad \text{taglio massimo}$$

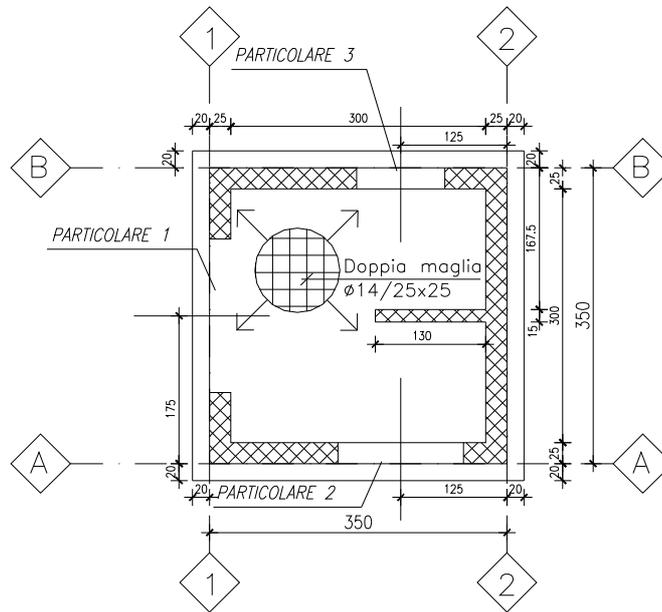
### 5.2.5 Verifiche

La parete, di spessore 25 cm, armata con 1+1 $\Phi$ 12/25 in entrambe le direzioni, tenendo conto del copriferro di 4 cm, ha le seguenti tensioni di verifica:

$$\sigma_c = 23 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_F = 1104 \text{ kg/cmq} \quad \tau = 1.1 \text{ kg/cmq}$$

### 5.3 Platea di fondazione

#### PIANTA FONDAZIONE



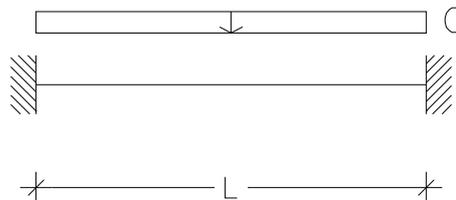
#### 5.3.1 Considerazioni iniziali

La platea deve scaricare al terreno il peso della soletta di copertura, con i suoi permanenti ed accidentali, e delle pareti; il suo peso proprio è direttamente equilibrato dalla reazione del terreno sottostante. Si comporta quindi come un elemento incastrato alle estremità sulle pareti laterali e soggetto ad un carico distribuito.

#### 5.3.2 Analisi dei carichi

Scarico soletta di copertura	3000 kg/mq
Scarico pareti verticali (trasformato in carico distribuito)	2000 kg/mq

#### 5.3.3 Schema Statico



#### 5.3.4 Dati di calcolo

$L = 325 \text{ cm}$	lunghezza di calcolo
$s = 30 \text{ cm}$	spessore della soletta

$q$  carico distribuito agente nella soletta

### 5.3.5 Sollecitazioni

Date le uguali dimensioni del fabbricato nelle due direzioni si considera l'effetto bidimensionale riducendo i carichi di calcolo del 50% ed effettuando un calcolo monodimensionale per metro di profondità. Si introduce il carico  $q^*$  pari a:  $q^* = 0.5 \times 5000 = 2500 \text{ kg/m}$

Il momento massimo agente sulla soletta ed il taglio massimo valgono:

$$M_{MAX} = \frac{q^* \cdot L^2}{12} = 2200 \text{ kgm} \quad \text{momento massimo}$$

$$T_{MAX} = \frac{q^* \cdot L}{2} = 4065 \text{ kg} \quad \text{taglio massimo}$$

### 5.3.6 Verifiche

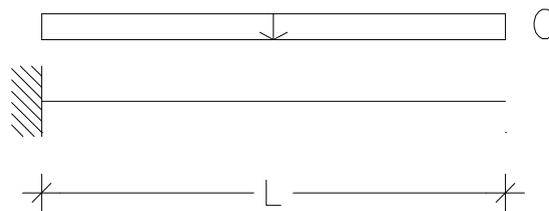
La platea, di spessore 30 cm, armata con 1+1 $\Phi$ 14/25 in entrambe le direzioni, tenendo conto del copriferro di 4 cm, ha le seguenti tensioni di verifica:

$$\sigma_C = 36 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_F = 1657 \text{ kg/cmq} \quad \tau = 1.81 \text{ kg/cmq}$$

## 5.4 Muretto Smorzatore

Questo setto funge da elemento separatore tra i flussi in ingresso ed in uscita dal pozzetto di confluenza, per cui è soggetto alla spinta dell'acqua ortogonalmente al proprio piano.

### 5.4.1 Schema Statico



### 5.4.2 Dati di calcolo

$L = 130 \text{ cm}$  lunghezza in pianta del muro

$s = 15 \text{ cm}$  spessore del muro

$q$  carico distribuito agente

### 5.4.3 Sollecitazioni

La spinta dell'acqua in condizioni dinamiche può essere stimata pari a circa  $q = 2000 \text{ kg/m}$ .

Il momento massimo agente sulla soletta ed il taglio massimo valgono:

$$M_{MAX} = \frac{qL^2}{2} = 1690 \text{ kgm} \quad \text{momento massimo}$$

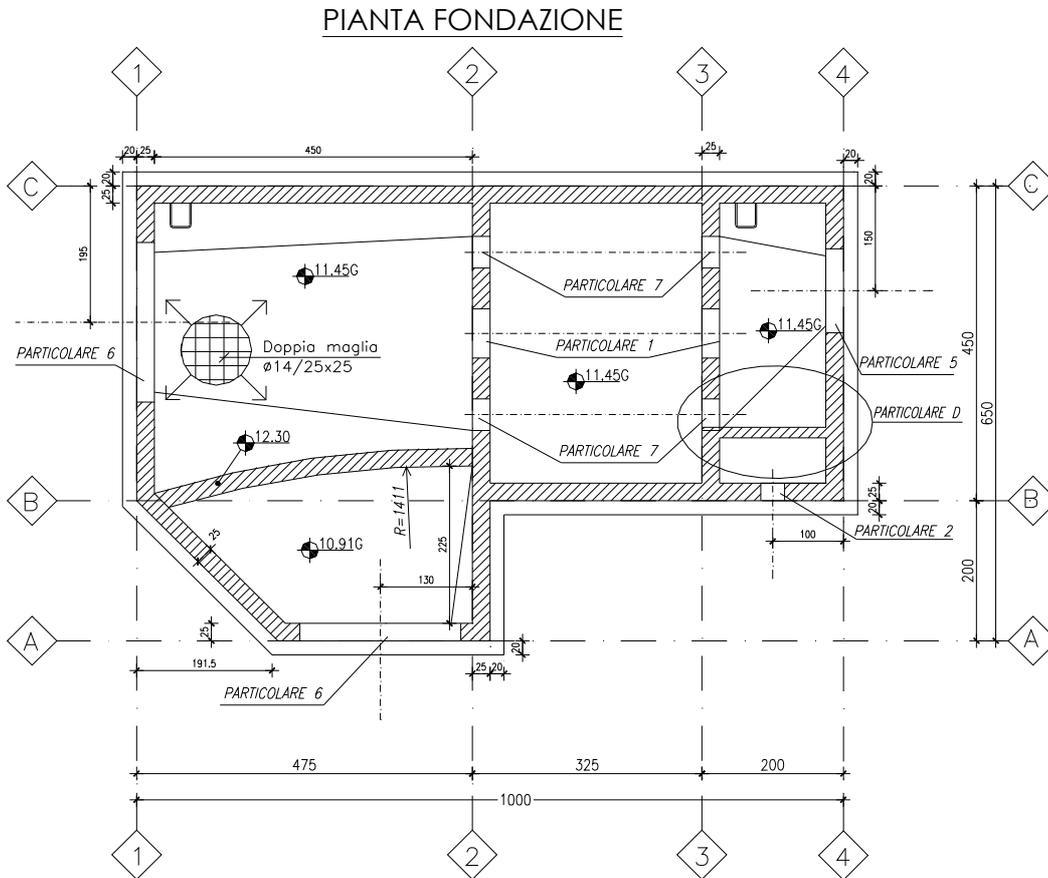
$$T_{MAX} = \frac{qL}{2} = 1300 \text{ kg} \quad \text{taglio massimo}$$

#### 5.4.4 Verifiche

Utilizzando ferri 1+1 $\Phi$ 12/15 verticali e staffe  $\Phi$ 14/15 orizzontali si ottengono le seguenti tensioni di verifica:

$$\sigma_C = 107 \text{ kg / cmq} \quad \sigma_F = 2148 \text{ kg / cmq} \quad \tau = 1.52 \text{ kg / cmq}$$

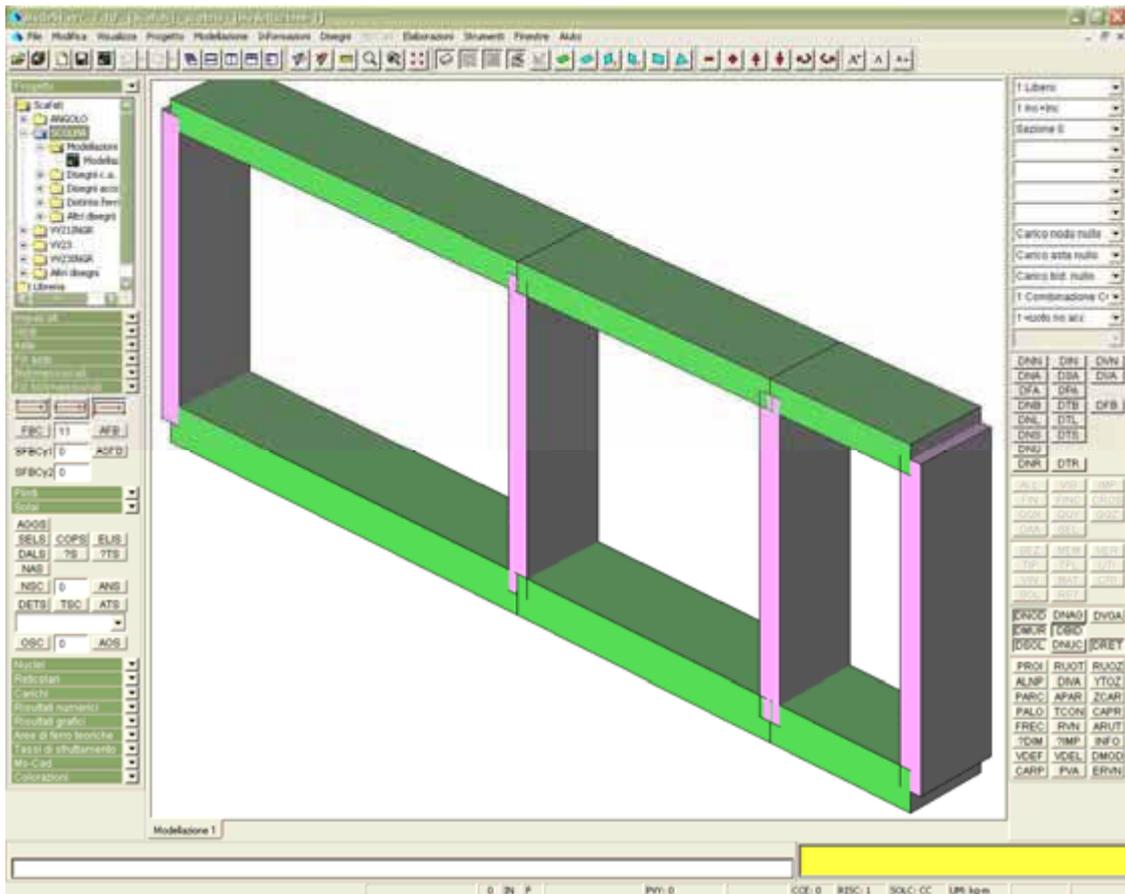
## 6 VASCA 23: MANUFATTO SCOLMATORE



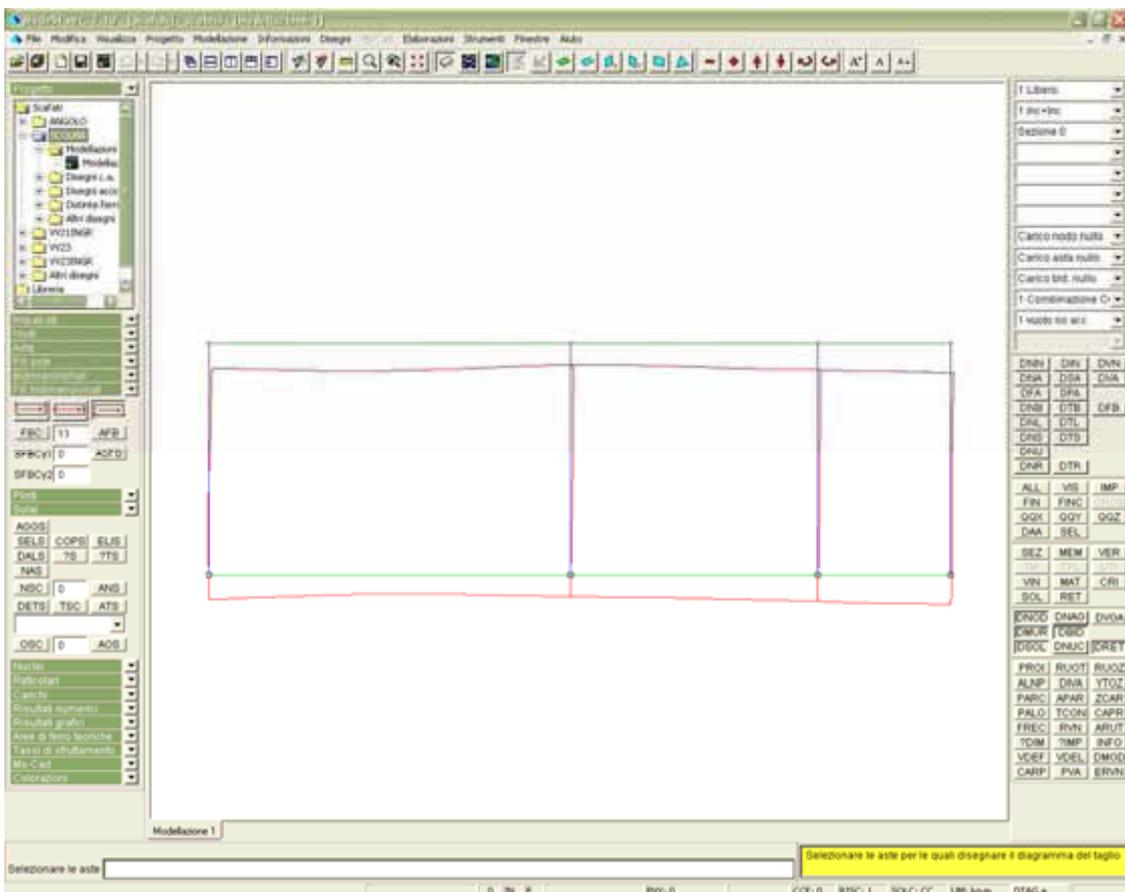
Il manufatto in questione serve per regolare l'ingresso delle acque alla vasca volano 23 nonché per permettere il deflusso delle stesse; è realizzato in cemento armato gettato in opera, con dimensioni in pianta di circa 10 x 6.50 mt, ed altezza pari a 3.50 mt circa.

Poiché le dimensioni in pianta non differiscono di molto tra di loro, per il calcolo delle sollecitazioni relative ai vari elementi strutturali si è utilizzato un modello piano costruito in senso longitudinale per metro di profondità, in cui si sono applicati dei carichi ridotti del 50% rispetto a quelli totali, per tener conto dell'effetto bidimensionale.

Si riportano di seguito delle schermate del modello utilizzato in cui si mostrano in sequenza il modello stesso, la deformata sotto carico, il diagramma dei momenti flettenti e quello dei tagli. Sono stati modellati i setti principali in direzione Y (guardando in pianta), la soletta di copertura e la platea; il vincolo esterno utilizzato è un vincolo di suolo elastico alla Winkler.



VISTA TRIDIMENSIONALE DEL MODELLO



DEFORMATA SOTTO CARICO

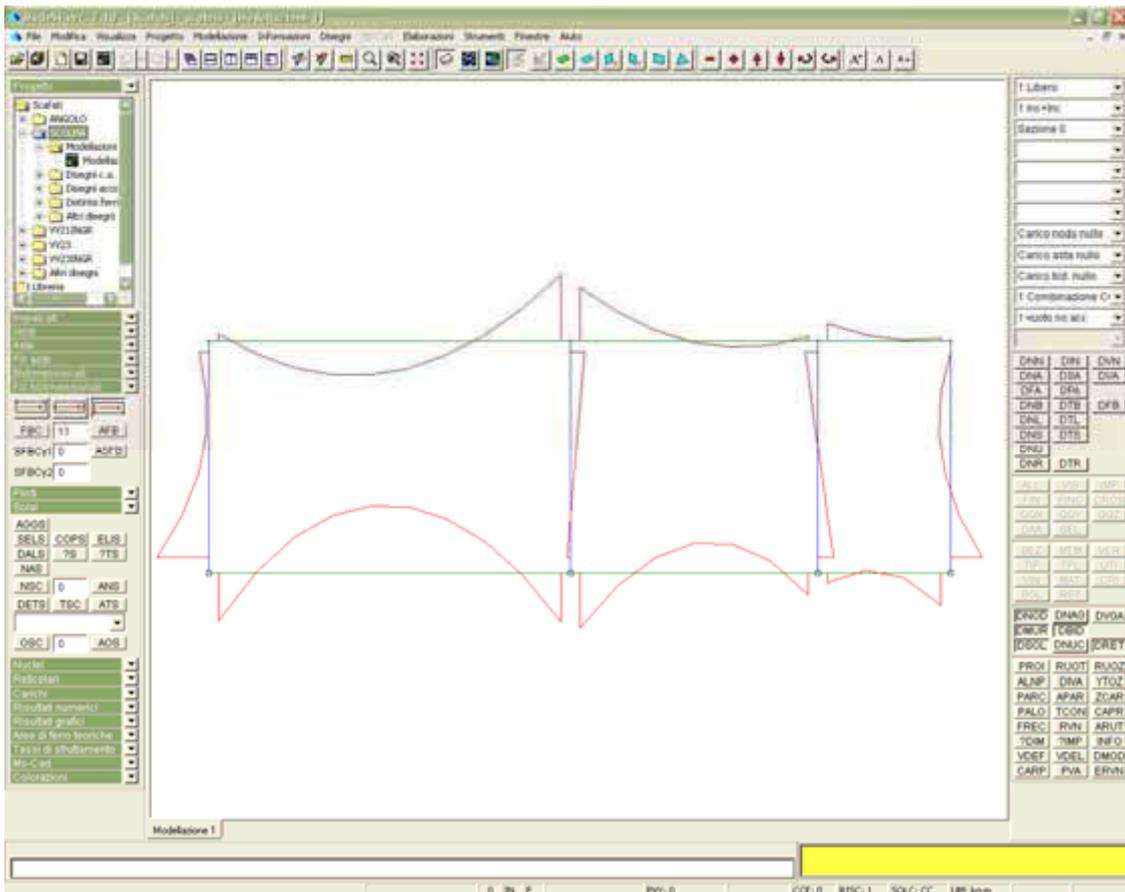


DIAGRAMMA DEI MOMENTI FLETTENTI

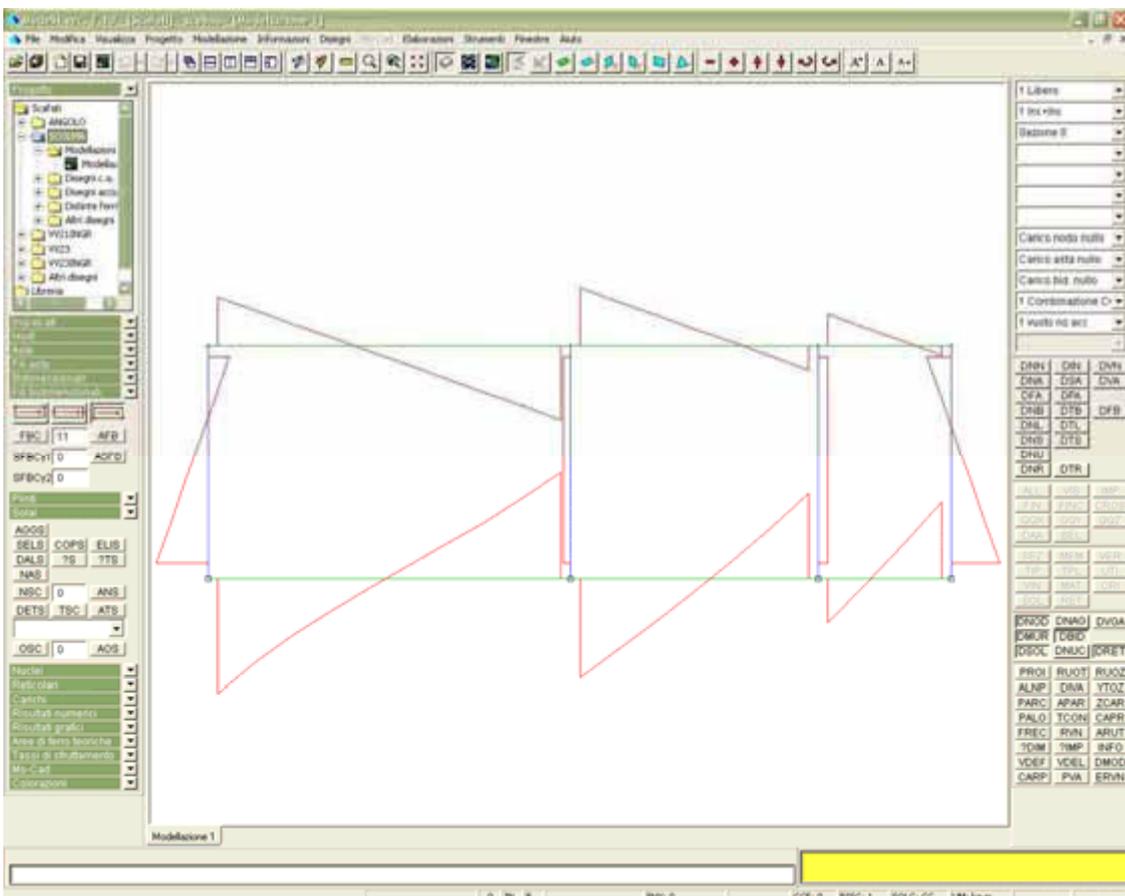


DIAGRAMMA DEI TAGLI

## 6.1 Analisi dei Carichi

Pesi propri degli elementi strutturali	2500	kg/mc
Carichi permanenti sulla soletta di copertura	150	kg/mq
Carichi accidentali (soletta carrabile)	2000	kg/mq

Tutti i valori di sollecitazione utilizzati nelle verifiche seguenti sono ricavati dal modello utilizzando i carichi suddetti moltiplicati per un coefficiente pari a 0,5.

## 6.2 Soletta di Copertura: sollecitazioni e verifiche

Dal modello si ottengono i valori di momento massimo positivo in campata e negativo all'incastro sul setto centrale, nonché il taglio massimo, pari rispettivamente a:

$$M_{MAX}^+ = +2980 \text{ kgm} \quad \text{momento massimo positivo}$$

$$M_{MAX}^- = -4185 \text{ kgm} \quad \text{momento massimo negativo}$$

$$T_{MAX} = 5220 \text{ kg} \quad \text{taglio massimo}$$

Su tutta l'estensione della soletta, di spessore 30cm, si utilizza un'armatura diffusa pari a 1+1Φ14/25 inferiormente e superiormente, pervenendo alle seguenti tensioni di verifica:

$$\sigma_C = 48 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_F = 2243 \text{ kg/cm}^2$$

In corrispondenza dell'incastro sul setto centrale si aggiunge all'armatura già presente (1+1Φ14/25 inferiormente e superiormente), un'armatura aggiuntiva superiore pari a 1Φ18/50. Si ottiene:

$$\sigma_C = 54 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_F = 1776 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau = 2.32 \text{ kg/cm}^2$$

## 6.3 Pareti: sollecitazioni e verifiche

Le pareti verticali sono verificate a pressoflessione; analizzando le sollecitazioni provenienti dal modello in presenza sia dei carichi totali che dei soli permanenti, si identificano 3 situazioni maggiormente critiche: una riguardante il primo setto da sinistra, due riguardanti il setto centrale.

Come è prevedibile il setto a sinistra è sollecitato prevalentemente a flessione, mentre quello centrale prevalentemente a compressione. Le varie combinazioni di verifica sono:

$$1) \quad N_1 = 3825 \text{ kg} \quad M_1 = 2085 \text{ kgm}$$

$$2) \quad N_2 = 9450 \text{ kg} \quad M_2 = 875 \text{ kgm}$$

$$3) \quad N_3 = 9950 \text{ kg} \quad M_3 = 1210 \text{ kgm}$$

Le tensioni di verifica corrispondenti, calcolate su pareti di spessore 25cm armate con 1+1Φ12/25 su entrambi i lati sono le seguenti:

$$\sigma_c(1) = 56 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_F(1) = 2164 \text{ kg/cmq}$$

$$\sigma_c(2) = 16 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_F(2) = 130 \text{ kg/cmq}$$

$$\sigma_c(3) = 26 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_F(3) = 403 \text{ kg/cmq}$$

#### 6.4 Platea: sollecitazioni e verifiche

Dal modello si ottengono i valori di momento massimo negativo in campata e positivo all'incastro sul setto centrale, nonché il taglio massimo, pari rispettivamente a:

$$M_{MAX}^- = -4365 \text{ kgm} \quad \text{momento massimo negativo}$$

$$M_{MAX}^+ = +3310 \text{ kgm} \quad \text{momento massimo positivo}$$

$$T_{MAX} = 6700 \text{ kg} \quad \text{taglio massimo}$$

Su tutta l'estensione della platea, di spessore 40cm, si utilizza un'armatura diffusa pari a 1+1Φ14/25 inferiormente e superiormente, pervenendo alle seguenti tensioni di verifica:

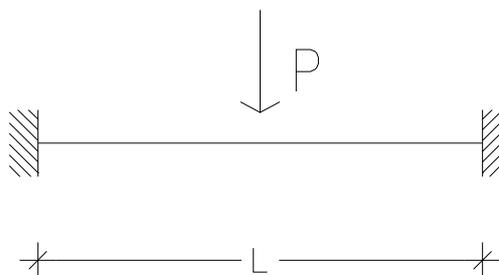
$$1) \quad \sigma_c = 40 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_F = 2277 \text{ kg/cmq}$$

$$2) \quad \sigma_c = 31 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_F = 1727 \text{ kg/cmq} \quad \tau = 2.13 \text{ kg/cmq}$$

#### 6.5 Lama rompigitto

In prossimità dell'ingresso di acqua dalla vasca volano n°23 è realizzata una lama rompigitto di spessore pari a 15cm in cemento armato. Tale lama è incastrata sulle pareti laterali e risulta caricata dalla spinta dinamica dell'acqua, che può essere schematizzata come un carico concentrato in mezzzeria pari a  $P = 2000 \text{ kg}$ .

##### 6.5.1 Schema statico



### 6.5.2 Dati di calcolo

$L = 150 \text{ cm}$	lunghezza in pianta della lama
$s = 15 \text{ cm}$	spessore della lama
$P = 2000 \text{ kg}$	carico concentrato agente pari alla spinta dinamica dell'acqua

### 6.5.3 Sollecitazioni

Il momento massimo di verifica vale:  $M = \frac{PL}{8} = 375 \text{ kgm}$

Il taglio massimo vale:  $T = \frac{P}{2} = 1000 \text{ kg}$

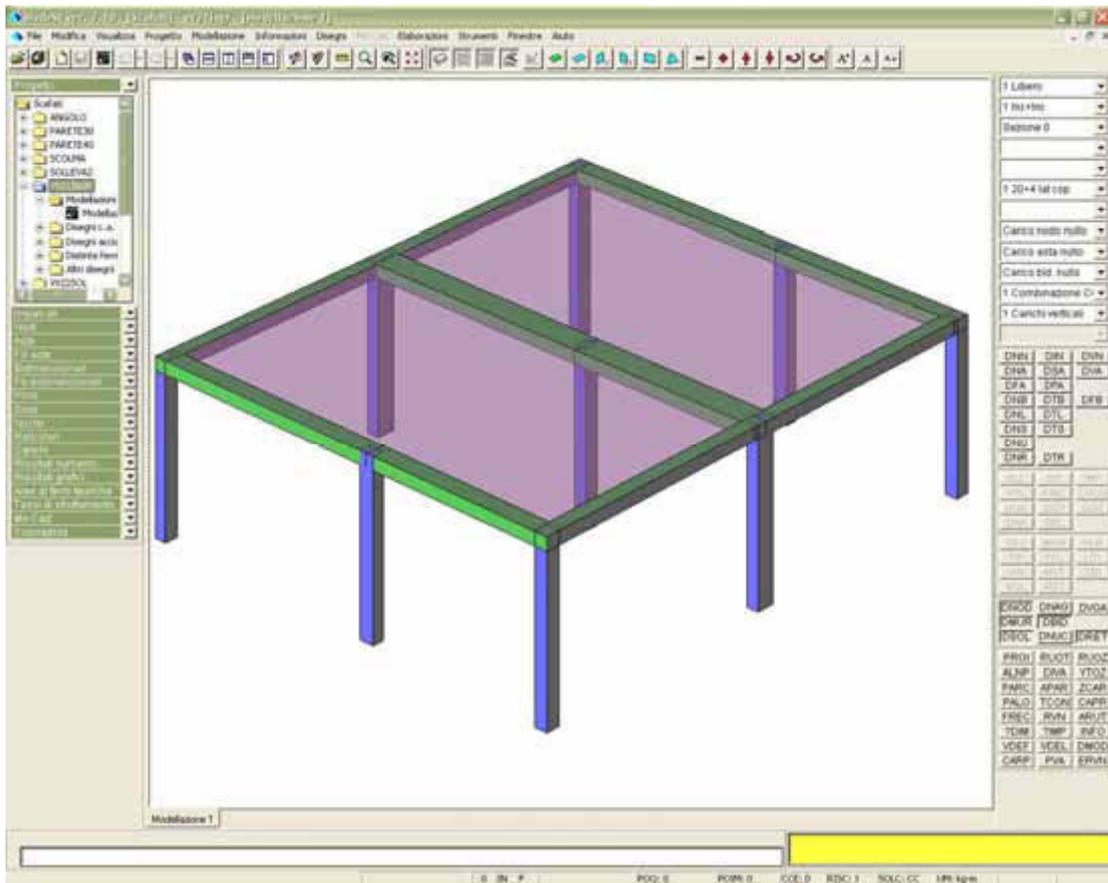
### 6.5.4 Verifiche

Su tutta l'estensione della parete, di spessore 15 cm e altezza di 80 cm, si utilizza un'armatura diffusa pari a 6+6 $\Phi$ 12 in direzione principale e staffe  $\Phi$ 8/15 in direzione trasversale, pervenendo alle seguenti tensioni di verifica:

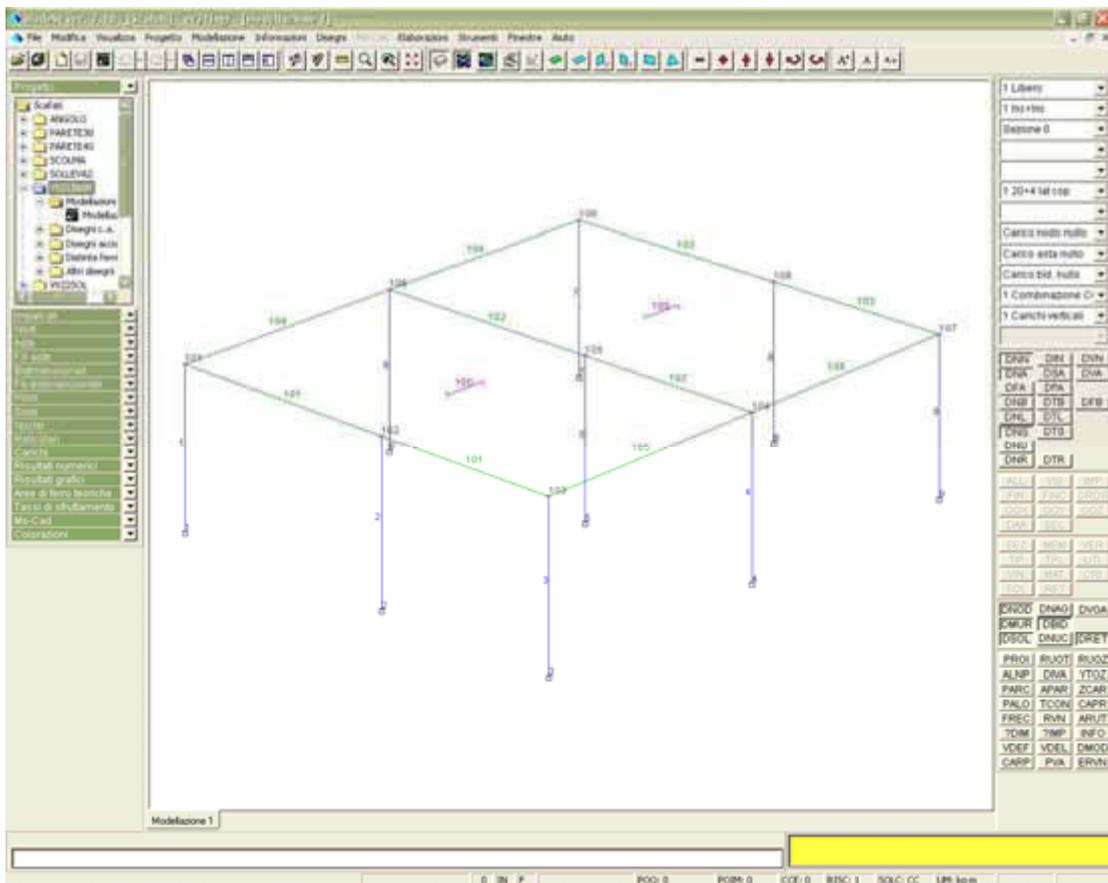
$$\sigma_c = 36 \text{ kg / cmq} \quad \sigma_F = 766 \text{ kg / cmq} \quad \tau = 1.1 \text{ kg / cmq}$$

## 7 Zona ingresso VV21

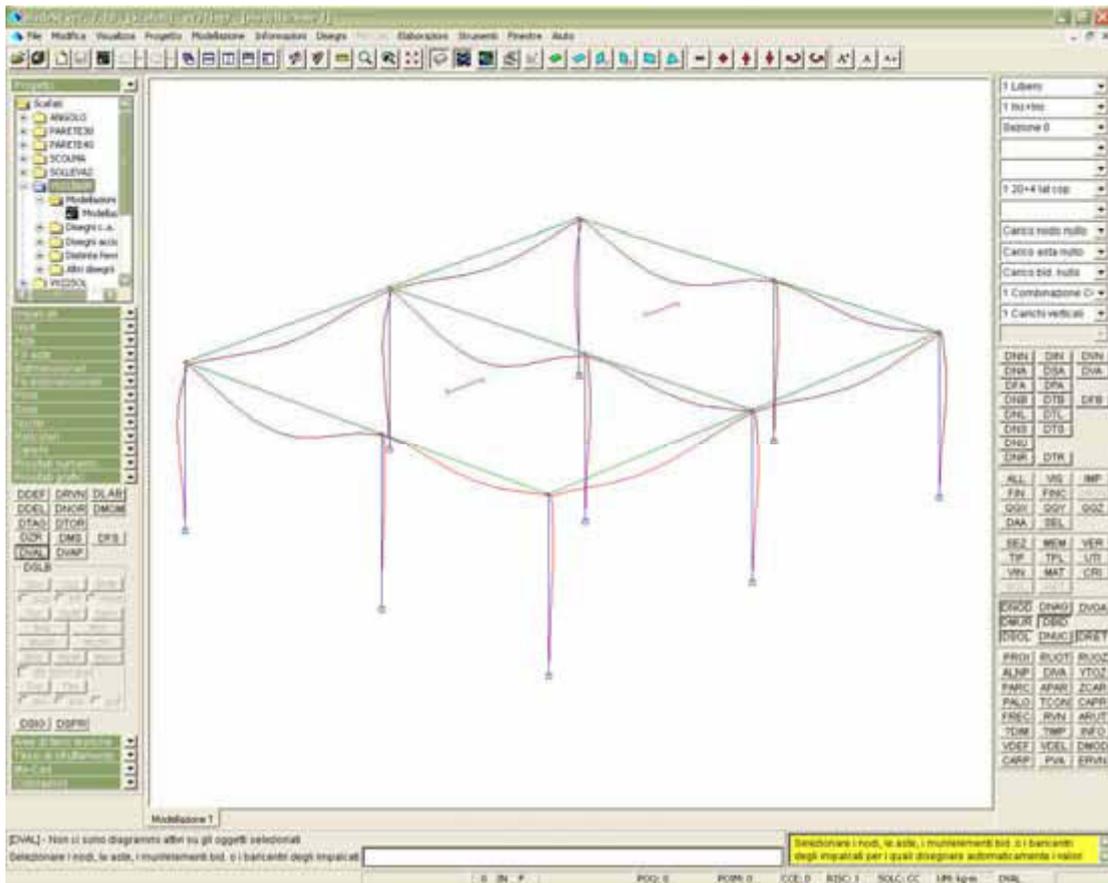
Essendo la struttura costituita da telai in c.a. si esegue una modellazione con metodo degli elementi finiti. Si utilizza il programma di calcolo strutturale Modest. Si riportano di seguito schemi grafici e tabulato di calcolo.



Vista tridimensionale modello



Numerazione nodi aste e solai



Deformata elastica struttura (combinazione di carico 1)

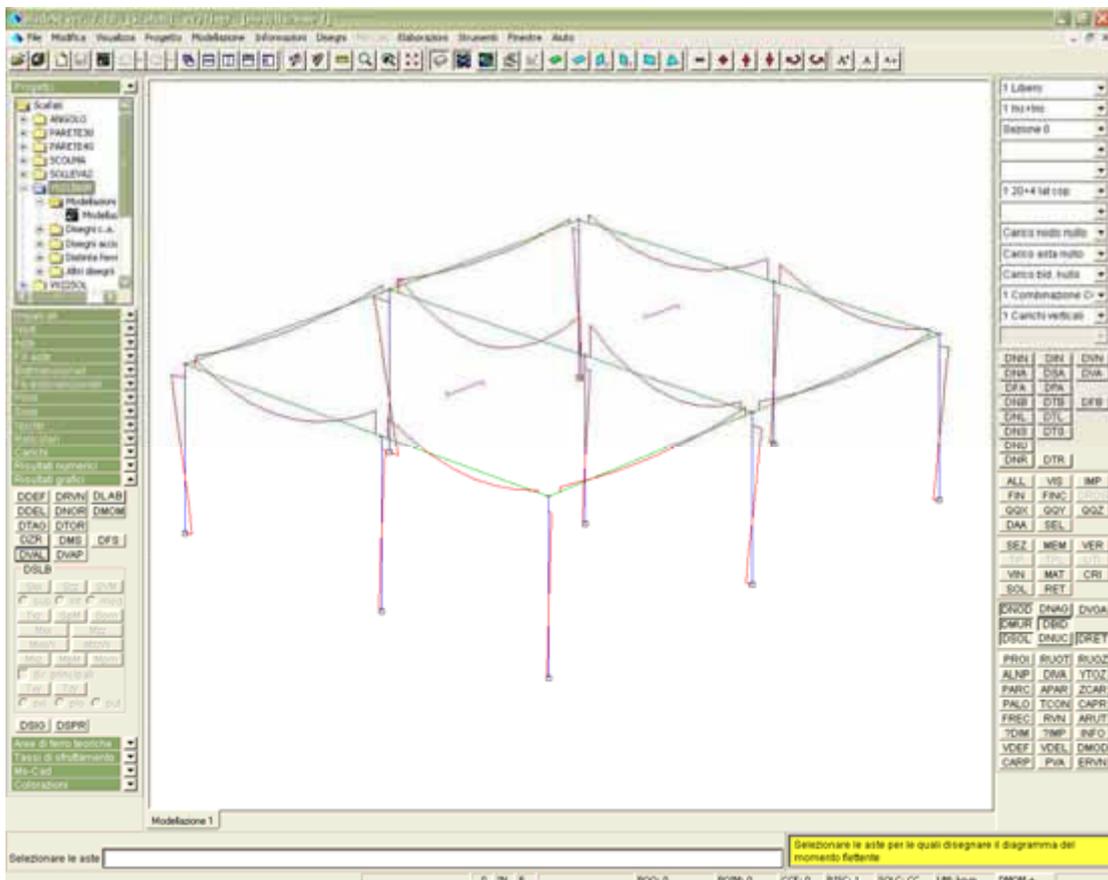


Diagramma momento flettente struttura (combinazione di carico 1)

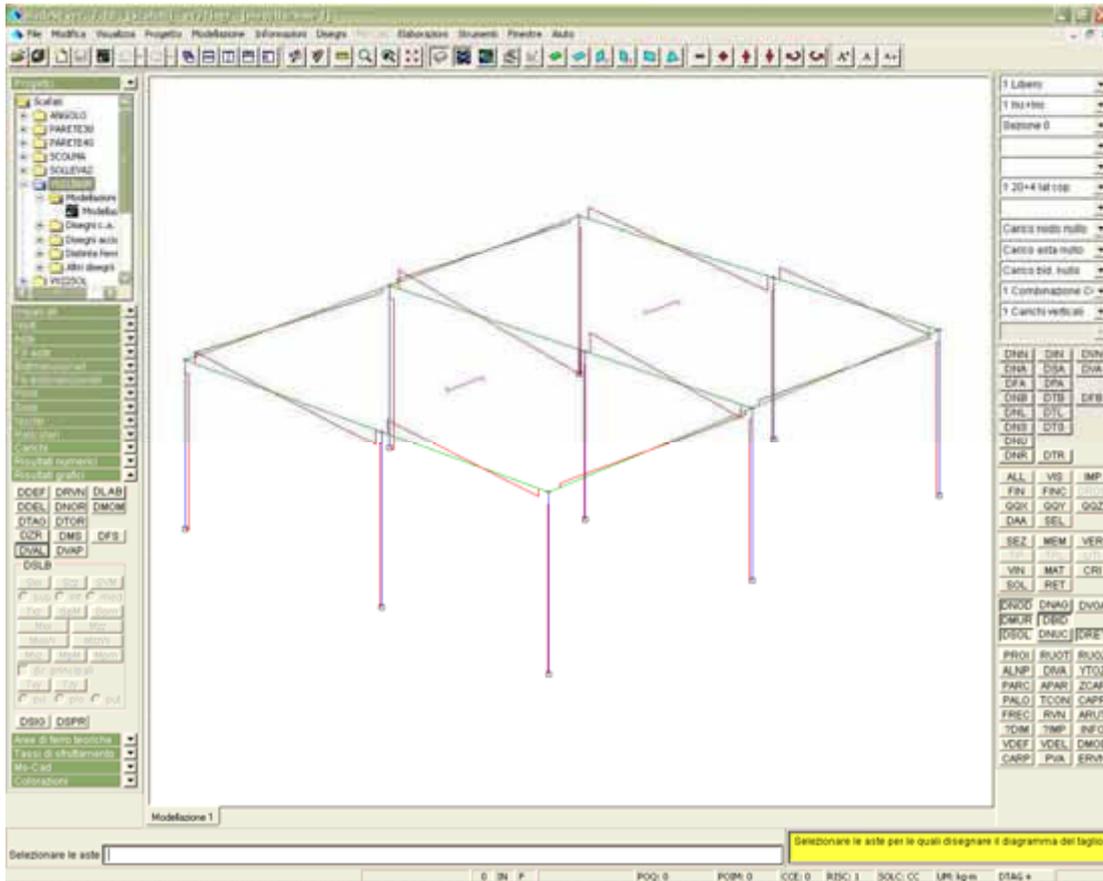


Diagramma taglio struttura (combinazione di carico 1)

## 7.1 SISTEMI DI RIFERIMENTO

Le coordinate, i carichi concentrati, i cedimenti, le reazioni vincolari e gli spostamenti dei NODI sono riferiti ad una terna destra cartesiana globale con l'asse Z verticale rivolto verso l'alto.

I carichi in coordinate locali e le sollecitazioni delle ASTE sono riferite ad una terna destra cartesiana locale così definita:

- origine nel nodo iniziale dell'asta;
- asse X coincidente con l'asse dell'asta e con verso dal nodo iniziale al nodo finale;
- immaginando la trave a sezione rettangolare l'asse Y è parallelo alla base e l'asse Z è parallelo all'altezza. La rotazione dell'asta comporta quindi una rotazione di tutta la terna locale.

Si può immaginare la terna locale di un'asta comunque disposta nello spazio come derivante da quella globale dopo una serie di trasformazioni:

- una rotazione intorno all'asse Z che porti l'asse X a coincidere con la proiezione dell'asse dell'asta sul piano orizzontale;
- una traslazione lungo il nuovo asse X così definito in modo da portare l'origine a coincidere con la proiezione del nodo iniziale dell'asta sul piano orizzontale;
- una traslazione lungo l'asse Z che porti l'origine a coincidere con il nodo iniziale dell'asta;
- una rotazione intorno all'asse Y così definito che porti l'asse X a coincidere con l'asse dell'asta;
- una rotazione intorno all'asse X così definito pari alla rotazione dell'asta.

In pratica le travi prive di rotazione avranno sempre l'asse Z rivolto verso l'alto e l'asse Y nel piano del solaio, mentre i pilastri privi di rotazione avranno l'asse Y parallelo all'asse Y globale e l'asse Z parallelo ma controverso all'asse X globale. Da notare quindi che per i pilastri la "base" è il lato parallelo a Y.

Le sollecitazioni ed i carichi in coordinate locali negli ELEMENTI BIDIMENSIONALI e nei MURI sono riferiti ad una terna destra cartesiana locale così definita:

- origine nel primo nodo dell'elemento;
- asse X coincidente con la congiungente il primo ed il secondo nodo dell'elemento;
- asse Y definito come prodotto vettoriale fra il versore dell'asse X e il versore della congiungente il primo e il quarto nodo.

Asse Z a formare con gli altri due una terna destrorsa.

Praticamente un elemento verticale con l'asse X locale coincidente con l'asse X globale ha anche gli altri assi locali coincidenti con quelli globali.

ROTAZIONI E MOMENTI

Seguendo il principio adottato per tutti i carichi che sono positivi se CONTROVERSI agli assi, anche i momenti concentrati e le rotazioni impresse in coordinate globali risultano positivi se CONTROVERSI al segno positivo delle rotazioni. Il segno positivo dei momenti e delle rotazioni è quello orario per l'osservatore posto nell'origine: X ruota su Y, Y ruota su Z, Z ruota su X. In pratica è sufficiente adottare la regola della mano destra: col pollice rivolto nella direzione dell'asse, la rotazione che porta a chiudere il palmo della mano corrisponde al segno positivo.

UNITA` DI MISURA

Le unità di misura adottate sono le seguenti:

- lunghezze : m
- forze : kg
- masse : kg massa
- temperature : gradi centigradi
- angoli : gradi sessadecimali o radianti

## 7.2 ELENCO VINCOLI NODI

Simbologia

- Vn = Numero del vincolo nodo
- Comm. = Commento
- Sx = Spostamento in dir. X (L=libero, B=bloccato)
- Sy = Spostamento in dir. Y (L=libero, B=bloccato)
- Sz = Spostamento in dir. Z (L=libero, B=bloccato)
- Rx = Rotazione intorno all'asse X (L=libera, B=bloccata)
- Ry = Rotazione intorno all'asse Y (L=libera, B=bloccata)
- Rz = Rotazione intorno all'asse Z (L=libera, B=bloccata)
- RL = Rotazione libera
- Ly = Lunghezza (dir. Y locale)
- Lz = Larghezza (dir. Z locale)
- Kt = Coeff. di sottofondo su suolo elastico alla Winkler

Vn	Comm.	Sx	Sy	Sz	Rx	Ry	Rz	RL	Ly	Lz	Kt	
									<grad>	<m>	<m>	<kg/cm<
1	Libero	L	L	L	L	L	L					
2	Incastro	B	B	B	B	B	B					

## 7.3 ELENCO NODI

Simbologia

- Nodo = Numero del nodo
- X = Coordinata X del nodo
- Y = Coordinata Y del nodo
- Z = Coordinata Z del nodo
- Imp. = Numero dell'impalcato
- Vn = Numero del vincolo nodo

Nodo	X	Y	Z	Imp.	Vn	Nodo	X	Y	Z	Imp.	Vn	Nodo	X	Y	Z	Imp.	Vn
	<m>	<m>	<m>				<m>	<m>	<m>				<m>	<m>	<m>		
1	0.00	0.00	0.00	0	2	2	5.00	0.00	0.00	0	2	3	9.00	0.00	0.00	0	2
4	9.00	5.63	0.00	0	2	5	5.00	5.63	0.00	0	2	6	0.00	5.63	0.00	0	2
7	0.00	11.25	0.00	0	2	8	5.00	11.25	0.00	0	2	9	9.00	11.25	0.00	0	2
101	0.00	0.00	3.20	1	1	102	5.00	0.00	3.20	1	1	103	9.00	0.00	3.20	1	1
104	9.00	5.63	3.20	1	1	105	5.00	5.63	3.20	1	1	106	0.00	5.63	3.20	1	1
107	9.00	11.25	3.20	1	1	108	5.00	11.25	3.20	1	1	109	0.00	11.25	3.20	1	1

## 7.4 ELENCO MATERIALI

Simbologia

- Mat. = Numero del materiale

Comm. = Commento  
 P = Peso specifico  
 E = Modulo elastico  
 G = Modulo elastico tangenziale  
 V = Coeff. di Poisson  
 $\alpha$  = Coeff. di dilatazione termica

Mat.	Comm.	P	E	G	V	$\alpha$
		<kg/mc>	<kg/cm <sup>2</sup> >	<kg/cm <sup>2</sup> >		
1	Calcestruzzo	2500.00	300000.00	130000.00	0.10	1.00E-005

## 7.5 ELENCO SEZIONI ASTE

Simbologia

Sez. = Numero della sezione  
 Comm. = Commento  
 Tipo = Tipologia

2C = Doppia C lato labbri  
 2Cdx = Doppia C lato costola  
 2I = Doppia I  
 2L = Doppia L lato labbri  
 2Ldx = Doppia L lato costole  
 C = C  
 Cdx = C destra  
 Cir. = Circolare  
 Cir.c = Circolare cava  
 I = I  
 L = L  
 Ldx = L destra  
 Om. = Omega  
 Pg = Pi greco  
 Pr = Poligono regolare  
 Prc = Poligono regolare cavo  
 Pc = Per coordinate  
 Ia = Inerzie assegnate  
 R = Rettangolare  
 Rc = Rettangolare cava  
 T = T  
 U = U  
 Ur = U rovescia  
 V = V  
 Vr = V rovescia  
 Z = Z  
 Zdx = Z destra  
 Ts = T stondata  
 Ls = L stondata  
 Cs = C stondata  
 Is = I stondata  
 Dis. = Disegnata

Me = Membratura  
 G = Generica  
 T = Trave  
 P = Pilastro

Ver. = Verifica prevista  
 N = Nessuna  
 C = Cemento armato  
 A = Acciaio  
 L = Legno

B = Base  
 H = Altezza  
 Ma = Numero del materiale  
 C = Numero del criterio di progetto

Sez.	Comm.	Tipo	Me	Ver.	B	H	Ma	C	Sez.	Comm.	Tipo	Me	Ver.	B	H	Ma	C
					<cm>	<cm>								<cm>	<cm>		
-----																	

1	R	P	C	30.00	25.00	1	1	2	R	P	C	25.00	30.00	1	1
3	R	T	C	30.00	24.00	1	3	4	R	T	C	40.00	24.00	1	3
5	R	P	C	40.00	25.00	1	2	6	R	T	C	60.00	24.00	1	3

## 7.6 ELENCO VINCOLI ASTE

Simbologia

Va = Numero del vincolo asta  
 Comm. = Commento  
 Tipo = Tipologia  
     SVI = Definizione di vincolamenti interni  
     ELA = Vincolo su suolo elastico alla Winkler  
     BIE-RTC = Biella resistente a trazione e a compressione  
     BIE-RC = Biella resistente solo a compressione  
     BIE-RT = Biella resistente solo a trazione  
 Ni = Sforzo normale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Tyi = Taglio in dir. Y locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Tzi = Taglio in dir. Z locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Mxi = Momento intorno all'asse X locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Myi = Momento intorno all'asse Y locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Mzi = Momento intorno all'asse Z locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Nf = Sforzo normale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Tyf = Taglio in dir. Y locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Tzf = Taglio in dir. Z locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Mxf = Momento intorno all'asse X locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Myf = Momento intorno all'asse Y locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Mzf = Momento intorno all'asse Z locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Kt = Coeff. di sottofondo su suolo elastico alla Winkler

Va	Comm.	Tipo	Ni	Tyi	Tzi	Mxi	Myi	Mzi	Nf	Tyf	Tzf	Mxf	Myf	Mzf	Kt
															<kg/cm>
1	Inc+Inc	SVI	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

## 7.7 ELENCO ASTE

Simbologia

Asta = Numero dell'asta  
 N1 = Nodo iniziale  
 N2 = Nodo finale  
 Sez. = Numero della sezione  
 Va = Numero del vincolo asta  
 Par. = Numero dei parametri aggiuntivi  
 Rot. = Rotazione  
 FF = Filo fisso  
 Dy1 = Scost. filo fisso Y1  
 Dy2 = Scost. filo fisso Y2  
 Dz1 = Scost. filo fisso Z1  
 Dz2 = Scost. filo fisso Z2

Asta	N1	N2	Sez.	Va	Par.	Rot.	FF	Dy1	Dy2	Dz1	Dz2
							<grad>	<cm>	<cm>	<cm>	<cm>
1	1	101	1	1		0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00
2	2	102	2	1		0.00	44	0.00	0.00	0.00	0.00
3	3	103	1	1		0.00	77	0.00	0.00	0.00	0.00
4	4	104	5	1		0.00	88	0.00	0.00	0.00	0.00
5	5	105	1	1		0.00	55	0.00	0.00	0.00	0.00
6	6	106	5	1		0.00	22	0.00	0.00	0.00	0.00
7	7	109	1	1		0.00	33	0.00	0.00	0.00	0.00
8	8	108	2	1		0.00	66	0.00	0.00	0.00	0.00
9	9	107	1	1		0.00	99	0.00	0.00	0.00	0.00
101	101	102	4	1		0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00
101	102	103	4	1		0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00
102	106	105	6	1		0.00	22	0.00	0.00	0.00	0.00
102	105	104	6	1		0.00	22	0.00	0.00	0.00	0.00

103	109	108	4	1	0.00	33	0.00	0.00	0.00	0.00
103	108	107	4	1	0.00	33	0.00	0.00	0.00	0.00
104	101	106	3	1	0.00	33	0.00	0.00	0.00	0.00
104	106	109	3	1	0.00	33	0.00	0.00	0.00	0.00
105	103	104	3	1	0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00
105	104	107	3	1	0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00

## 7.8 ELENCO TIPI SOLAI

### Simbologia

Ts = Numero del tipo solaio  
 Comm. = Commento  
 Qp = Carico permanente  
 Qa = Carico accidentale  
 Rip. ter. = Ripartizione su aste terminali  
 Rip. int. = Ripartizione su aste interne  
 s = Coeff. di riduzione  
 $\phi$  = Coeff.  $\phi$   
 Hs = Altezza solaio  
 Sc = Spessore cappa  
 Crit. = Numero del criterio di progetto

Ts	Comm.	Qp	Qa	Rip. ter.	Rip. int.	s	$\phi$	Hs	Sc	Crit.
		<kg/mq>	<kg/mq>					<cm>	<cm>	
1	20+4 lat cop	470.00	100.00	50.00	50.00	0.33	1.00	20.00	4.00	1

## 7.9 ELENCO SOLAI

### Simbologia

Sol. = Numero del solaio  
 Ts = Numero del tipo solaio  
 Ord. = Orditura  
 Nodi = Nodi del solaio

Sol.	Ts	Ord.	Nodi						Sol.	Ts	Ord.	Nodi					
		<grad>									<grad>						
100	1	90.00	101	102	103	104	105	106	100	1	90.00	106	105	104	107	108	109

## 7.10 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

### Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare  
 Comm. = Commento  
 s = Coeff. di riduzione  
 Mx = Moltiplicatore della massa in dir. X  
 My = Moltiplicatore della massa in dir. Y  
 Mz = Moltiplicatore della massa in dir. Z  
 Jpx = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse X  
 Jpy = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Y  
 Jpz = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Z

CCE	Comm.	s	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz	CCE	Comm.	s	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz
1	pp+qper	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2	qacc	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00

## 7.11 ELENCO CARICHI ASTE

### 7.11.1 CONDIZIONE DI CARICO 1: pp+qper

CARICHI DISTRIBUITI

Simbologia

Asta = Numero dell'asta

N1 = Nodo iniziale

N2 = Nodo finale

S = Numero del solaio di provenienza

T = Tipo di carico

QA = Carico accidentale da solaio

QP = Carico permanente da solaio

PP = Peso proprio

M = Manuale

DC = Direzione del carico

XG,YG,ZG = secondo gli assi Globali

XL,YL,ZL = secondo gli assi Locali

Xi = Distanza iniziale

Qi = Carico iniziale

Xf = Distanza finale

Qf = Carico finale

Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf	Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf
						<m>	<kg/m>	<m>	<kg/m>							<m>	<kg/m>	<m>	<kg/m>
1	1	101	--	PP	ZG	0.00	187.50	3.20	187.50	2	2	102	--	PP	ZG	0.00	187.50	3.20	187.50
3	3	103	--	PP	ZG	0.00	187.50	3.20	187.50	4	4	104	--	PP	ZG	0.00	250.00	3.20	250.00
5	5	105	--	PP	ZG	0.00	187.50	3.20	187.50	6	6	106	--	PP	ZG	0.00	250.00	3.20	250.00
7	7	109	--	PP	ZG	0.00	187.50	3.20	187.50	8	8	108	--	PP	ZG	0.00	187.50	3.20	187.50
9	9	107	--	PP	ZG	0.00	187.50	3.20	187.50	101	101	102	--	M	ZG	0.00	400.00	5.00	400.00
101	101	102	100	QP	ZG	0.00	1321.87	5.00	1321.87	101	101	102	--	PP	ZG	0.00	240.00	5.00	240.00
101	102	103	--	M	ZG	0.00	400.00	4.00	400.00	101	102	103	100	QP	ZG	0.00	1321.87	4.00	1321.87
101	102	103	--	PP	ZG	0.00	240.00	4.00	240.00	102	106	105	100	QP	ZG	0.00	1321.87	5.00	1321.87
102	106	105	100	QP	ZG	0.00	1321.88	5.00	1321.88	102	106	105	--	PP	ZG	0.00	360.00	5.00	360.00
102	105	104	100	QP	ZG	0.00	1321.87	4.00	1321.87	102	105	104	100	QP	ZG	0.00	1321.88	4.00	1321.88
102	105	104	--	PP	ZG	0.00	360.00	4.00	360.00	103	109	108	--	M	ZG	0.00	400.00	5.00	400.00
103	109	108	100	QP	ZG	0.00	1321.88	5.00	1321.88	103	109	108	--	PP	ZG	0.00	240.00	5.00	240.00
103	108	107	--	M	ZG	0.00	400.00	4.00	400.00	103	108	107	100	QP	ZG	0.00	1321.88	4.00	1321.88
103	108	107	--	PP	ZG	0.00	240.00	4.00	240.00	104	101	106	--	M	ZG	0.00	400.00	5.63	400.00
104	101	106	--	PP	ZG	0.00	180.00	5.63	180.00	104	106	109	--	M	ZG	0.00	400.00	5.63	400.00
104	106	109	--	PP	ZG	0.00	180.00	5.63	180.00	105	103	104	--	M	ZG	0.00	400.00	5.63	400.00
105	103	104	--	PP	ZG	0.00	180.00	5.63	180.00	105	104	107	--	M	ZG	0.00	400.00	5.63	400.00
105	104	107	--	PP	ZG	0.00	180.00	5.63	180.00										

### 7.11.2 CONDIZIONE DI CARICO 2: qacc

CARICHI DISTRIBUITI

Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf	Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf
						<m>	<kg/m>	<m>	<kg/m>							<m>	<kg/m>	<m>	<kg/m>
101	101	102	100	QA	ZG	0.00	281.25	5.00	281.25	101	102	103	100	QA	ZG	0.00	281.25	4.00	281.25
102	106	105	100	QA	ZG	0.00	281.25	5.00	281.25	102	106	105	100	QA	ZG	0.00	281.25	5.00	281.25
102	105	104	100	QA	ZG	0.00	281.25	4.00	281.25	102	105	104	100	QA	ZG	0.00	281.25	4.00	281.25
103	109	108	100	QA	ZG	0.00	281.25	5.00	281.25	103	108	107	100	QA	ZG	0.00	281.25	4.00	281.25

## 7.12 PARAMETRI DI CALCOLO

La modellazione della struttura e la rielaborazione dei risultati del calcolo sono stati effettuati con:

ModeSt ver. 7.10, prodotto da Tecnisoft s.a.s. - Prato

La struttura è stata calcolata utilizzando come solutore agli elementi finiti:

Xfinest ver. 8.0, prodotto da Ce.A.S. S.r.l. - Milano

Tipo di normativa: tensioni ammissibili  
 Tipo di calcolo: analisi sismica dinamica  
 Schematizzazione piani rigidi: metodo Master-Slave  
 Modalità di recupero masse secondarie: trasferire all'impalcato più vicino con modifica XY baricentro

Opzioni di calcolo:

- Sono state considerate infinitamente rigide le zone di connessione fra travi, pilastri ed elementi bidimensionali con una riduzione del 20%
- Calcolo con offset rigidi dai nodi: no
- Uniformare i carichi variabili: no
- Massimizzare i carichi variabili: no
- Minimo carico da considerare: 0 <kg/m>
- Recupero carichi zone rigide: taglio e momento flettente
- Modalità di combinazione momento torcente: disaccoppiare le azioni

Opzioni del solutore:

- Calcolo sforzo nei nodi: No
- Trascura deformabilità a taglio delle aste: No
- Analisi dinamica con metodo di Lanczos: No
- Check sequenza di Sturm: Si
- Soluzione matrice con metodo ver. 5.1: No
- Analisi non lineare con Newton modificato: No
- Usa formulazione secante per Buckling: No
- Trascura Buckling torsionale: No

Dati di calcolo:

- Grado di sismicità: 9
- Coeff. di protezione: 1
- Coeff. di fondazione: 1
- Coeff. di struttura: 1
- Angolo di ingresso del sisma: 0.00 <grad>
- Modi richiesti da calcolare: 3
- Modi da considerare: tali da movimentare una percentuale di massa pari a 85%
- Spettro di risposta di progetto previsto dalla normativa Italiana  
 smorzamento spettro: 0%

CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI:

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare  
 Comm. = Commento  
 s = Coeff. di riduzione  
 Mx = Moltiplicatore della massa in dir. X  
 My = Moltiplicatore della massa in dir. Y  
 Mz = Moltiplicatore della massa in dir. Z  
 Jpx = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse X  
 Jpy = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Y  
 Jpz = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Z

CCE	Comm.	s	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz
1	pp+qper	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
2	qacc	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
3	Sisma dir. X	--	--	--	--	--	--	--
4	Sisma dir. Y	--	--	--	--	--	--	--

COMBINAZIONI DELLE CCE:

Simbologia

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari  
 Comm. = Commento  
 An. = Tipo di analisi  
     L = Lineare  
     NL = Non lineare  
 Bk = Buckling  
     S = Si

N = No

CC	Comm.	An.	Bk	1	2	#S X	#S Y
1	Carichi verticali	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00
2	Sisma dir. X	L	N	1.00	1.00	1.00	0.00
3	Sisma dir. Y	L	N	1.00	1.00	0.00	1.00

ELENCO BARICENTRI E MASSE IMPALCATI:

Simbologia

Imp. = Numero dell'impalcato  
 X = Coordinata X  
 Y = Coordinata Y  
 Z = Coordinata Z  
 Mo = Massa orizzontale  
 Jpz = Momento d'inerzia polare intorno all'asse Z  
 Diff.% = Differenza percentuale della massa rispetto all'impalcato precedente

Imp.	X	Y	Z	Mo	Jpz	Diff.%
	<m>	<m>	<m>	<KG>	<KG*mq>	
1	4.51	5.63	3.20	8432.09	192260.00	0.00

ELENCO MODI DI VIBRARE E MASSE PARTECIPANTI ALLO SLU:

Simbologia

Modo = Numero del modo di vibrare  
 C = \* indica che il modo è stato considerato  
 Per. = Periodo  
 Diff. = Minima differenza percentuale dagli altri periodi  
 %Mx = Percentuale massa partecipante in dir. X  
 %My = Percentuale massa partecipante in dir. Y  
 %Mz = Percentuale massa partecipante in dir. Z  
 %Jpz = Percentuale momento d'inerzia polare partecipante intorno all'asse Z

Modo	C	Per.	Diff.	%Mx	%My	%Mz	%Jpz
1	*	0.3153	6.19	0.000	99.984	0.000	0.016
2	*	0.2969	6.19	100.000	0.000	0.000	0.000
3	*	0.2260	31.37	0.000	0.016	0.000	99.984

Tot.cons. 100.00 100.00 0.00 100.00

ELENCO COEFFICIENTI DI RISPOSTA E DI PARTECIPAZIONE:

Simbologia

Modo = Numero del modo di vibrare  
 Coeff. risp. X = Coefficiente di risposta in dir. X  
 Coeff. risp. Y = Coefficiente di risposta in dir. Y  
 Coeff. risp. Z = Coefficiente di risposta in dir. Z  
 Coeff. part.  $\alpha$  = Coefficiente di partecipazione in dir.  $\alpha$   
 Coeff. part.  $\alpha+90$  = Coefficiente di partecipazione in dir.  $\alpha+90$

Modo	Coeff. risp. X	Coeff. risp. Y	Coeff. risp. Z	Coeff. part. $\alpha$	Coeff. part. $\alpha+90$
1	1.00	1.00	1.00	-0.00	-91.82
2	1.00	1.00	1.00	91.83	-0.00
3	1.00	1.00	1.00	0.00	1.18

### 7.13 SPOSTAMENTI RELATIVI MASSIMI ALLE TA:

Simbologia

N1 = Nodol

N2 = Nodo2

h = Altezza teorica

$\delta$  = Spostamento relativo tra i due nodi

$\delta/h$  = Rapporto (moltiplicato per 1000) tra lo spostamento relativo e l'altezza

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

N1	N2	h	$\delta$	$\delta/h$	CC	N1	N2	h	$\delta$	$\delta/h$	CC	N1	N2	h	$\delta$	$\delta/h$	CC
		<m>	<cm>					<m>	<cm>					<m>	<cm>		
1	101	3.20	0.35234	1.101	3	2	102	3.20	0.34798	1.087	3	3	103	3.20	0.34399	1.075	3
4	104	3.20	0.34343	1.073	3	5	105	3.20	0.34784	1.087	3	6	106	3.20	0.35182	1.099	3
7	109	3.20	0.35234	1.101	3	8	108	3.20	0.34798	1.087	3	9	107	3.20	0.34399	1.075	3

### 7.14 REAZIONI VINCOLARI

Simbologia

Nodo = Numero del nodo

Rx = Reazione vincolare (forza) in dir. X

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

Ry = Reazione vincolare (forza) in dir. Y

Rz = Reazione vincolare (forza) in dir. Z

Mx = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse X

My = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse Y

Mz = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse Z

Nodo		Rx	CC	Ry	CC	Rz	CC	Mx	CC	My	CC	Mz	CC
		<kg>		<kg>		<kg>		<kgm>		<kgm>		<kgm>	
1	Max	1795.70	2	1139.53	3	7567.18	3	630.62	3	2162.56	2	1.76	3
1	Min.	801.61	2	-49.40	3	7029.22	3	-1772.79	3	412.95	2	-1.76	3
2	Max	219.56	2	403.67	3	12434.40	2	531.39	3	625.64	2	1.76	3
2	Min.	-1501.51	2	-128.18	3	12189.20	2	-821.02	3	-2192.09	2	-1.76	3
3	Max	-250.12	2	1105.84	3	6403.83	2	604.65	3	11.76	2	1.76	3
3	Min.	-1339.07	2	-37.82	3	5624.30	2	-1723.67	3	-1837.57	2	-1.76	3
4	Max	-556.40	2	1260.92	3	10611.00	2	2648.99	3	-218.66	2	2.99	3
4	Min.	-1890.40	2	-1260.92	3	9821.46	2	-2648.99	3	-2560.45	2	-2.99	3
5	Max	57.93	2	362.24	3	18638.00	2	950.69	3	335.62	2	1.76	3
5	Min.	-1360.78	2	-362.24	3	18393.90	2	-950.69	3	-1860.40	2	-1.76	3
6	Max	2758.51	2	1301.88	3	12694.70	2	2724.31	3	3266.35	2	2.99	3
6	Min.	1538.81	2	-1301.88	3	12149.30	2	-2724.31	3	1044.73	2	-2.99	3
7	Max	1795.70	2	49.40	3	7567.20	3	1772.79	3	2162.56	2	1.76	3
7	Min.	801.61	2	-1139.53	3	7029.24	3	-630.62	3	412.96	2	-1.76	3
8	Max	219.56	2	128.18	3	12434.50	2	821.02	3	625.64	2	1.76	3
8	Min.	-1501.51	2	-403.67	3	12189.30	2	-531.39	3	-2192.09	2	-1.76	3
9	Max	-250.13	2	37.82	3	6403.84	2	1723.67	3	11.75	2	1.76	3
9	Min.	-1339.08	2	-1105.84	3	5624.32	2	-604.65	3	-1837.58	2	-1.76	3

### 7.15 SOLLECITAZIONI ASTE

Simbologia

Asta = Numero dell'asta

N1 = Nodol

N2 = Nodo2

X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale

N = Sforzo normale

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

Ty = Taglio in dir. Y

Mz = Momento flettente intorno all'asse Z

Tz = Taglio in dir. Z

My = Momento flettente intorno all'asse Y

Mx = Momento torcente intorno all'asse X

Asta	N1	N2	X	N	CC	Ty	CC	Mz	CC	Tz	CC	My	CC	Mx	CC
			<cm>	<kg>		<kg>		<kgm>		<kg>		<kgm>		<kgm>	
1	1	101 Max	0.00	-7029.22	3	1139.53	3	630.62	3	-801.61	2	2162.56	2	1.76	3
1	1	101 Max	296.00	-6474.22	3	1139.53	3	1600.21	3	-801.61	2	-1959.80	2	1.76	3
1	1	101 Min.	0.00	-7567.18	3	-49.40	3	-1772.79	3	-1795.70	2	412.95	2	-1.76	3
1	1	101 Min.	296.00	-7012.18	3	-49.40	3	484.38	3	-1795.70	2	-3152.71	2	-1.76	3
2	2	102 Max	0.00	-12189.20	2	403.67	3	531.39	3	1501.51	2	625.64	2	1.76	3
2	2	102 Max	296.00	-11634.20	2	403.67	3	373.85	3	1501.51	2	2252.37	2	1.76	3
2	2	102 Min.	0.00	-12434.40	2	-128.18	3	-821.02	3	-219.56	2	-2192.09	2	-1.76	3
2	2	102 Min.	296.00	-11879.40	2	-128.18	3	151.98	3	-219.56	2	-24.27	2	-1.76	3
3	3	103 Max	0.00	-5624.30	2	1105.84	3	604.65	3	1339.07	2	11.76	2	1.76	3
3	3	103 Max	296.00	-5069.30	2	1105.84	3	1549.63	3	1339.07	2	2126.09	2	1.76	3
3	3	103 Min.	0.00	-6403.83	2	-37.82	3	-1723.67	3	250.12	2	-1837.57	2	-1.76	3
3	3	103 Min.	296.00	-5848.83	2	-37.82	3	492.69	3	250.12	2	752.13	2	-1.76	3
4	4	104 Max	0.00	-9821.46	2	1260.92	3	2648.99	3	1890.40	2	-218.66	2	2.99	3
4	4	104 Max	296.00	-9081.46	2	1260.92	3	1083.34	3	1890.40	2	3035.13	2	2.99	3
4	4	104 Min.	0.00	-10611.00	2	-1260.92	3	-2648.99	3	556.40	2	-2560.45	2	-2.99	3
4	4	104 Min.	296.00	-9871.03	2	-1260.92	3	-1083.34	3	556.40	2	1428.28	2	-2.99	3
5	5	105 Max	0.00	-18393.90	2	362.24	3	950.69	3	1360.78	2	335.62	2	1.76	3
5	5	105 Max	296.00	-17838.90	2	362.24	3	121.53	3	1360.78	2	2167.52	2	1.76	3
5	5	105 Min.	0.00	-18638.00	2	-362.24	3	-950.69	3	-57.93	2	-1860.40	2	-1.76	3
5	5	105 Min.	296.00	-18083.00	2	-362.24	3	-121.53	3	-57.93	2	164.15	2	-1.76	3
6	6	106 Max	0.00	-12149.30	2	1301.88	3	2724.31	3	-1538.81	2	3266.35	2	2.99	3
6	6	106 Max	296.00	-11409.30	2	1301.88	3	1129.25	3	-1538.81	2	-3510.16	2	2.99	3
6	6	106 Min.	0.00	-12694.70	2	-1301.88	3	-2724.31	3	-2758.51	2	1044.73	2	-2.99	3
6	6	106 Min.	296.00	-11954.70	2	-1301.88	3	-1129.25	3	-2758.51	2	-4898.84	2	-2.99	3
7	7	109 Max	0.00	-7029.24	3	49.40	3	1772.79	3	-801.61	2	2162.56	2	1.76	3
7	7	109 Max	296.00	-6474.24	3	49.40	3	-484.38	3	-801.61	2	-1959.81	2	1.76	3
7	7	109 Min.	0.00	-7567.20	3	-1139.53	3	-630.62	3	-1795.70	2	412.96	2	-1.76	3
7	7	109 Min.	296.00	-7012.20	3	-1139.53	3	-1600.21	3	-1795.70	2	-3152.72	2	-1.76	3
8	8	108 Max	0.00	-12189.30	2	128.18	3	821.02	3	1501.51	2	625.64	2	1.76	3
8	8	108 Max	296.00	-11634.30	2	128.18	3	-151.98	3	1501.51	2	2252.37	2	1.76	3
8	8	108 Min.	0.00	-12434.50	2	-403.67	3	-531.39	3	-219.56	2	-2192.09	2	-1.76	3
8	8	108 Min.	296.00	-11879.50	2	-403.67	3	-373.85	3	-219.56	2	-24.27	2	-1.76	3
9	9	107 Max	0.00	-5624.32	2	37.82	3	1723.67	3	1339.08	2	11.75	2	1.76	3
9	9	107 Max	296.00	-5069.32	2	37.82	3	-492.69	3	1339.08	2	2126.09	2	1.76	3
9	9	107 Min.	0.00	-6403.84	2	-1105.84	3	-604.65	3	250.13	2	-1837.58	2	-1.76	3
9	9	107 Min.	296.00	-5848.84	2	-1105.84	3	-1549.63	3	250.13	2	752.13	2	-1.76	3
101	101	102 Max	25.00	0.00	1	0.00	3	0.00	3	4842.56	2	-929.91	2	207.95	3
101	101	102 Max	217.63									3206.98	2		
101	101	102 Max	485.00	0.00	1	0.00	3	0.00	3	-5475.81	2	-3700.74	2	207.95	3
101	101	102 Min.	25.00	0.00	1	0.00	3	0.00	3	4308.05	2	-2244.26	2	57.34	3
101	101	102 Min.	217.63									2922.23	2		
101	101	102 Min.	485.00	0.00	1	0.00	3	0.00	3	-6010.33	2	-4845.15	2	57.34	3
101	102	103 Max	15.00	0.00	1	0.00	3	0.00	3	5391.71	2	-3118.31	2	-63.86	3
101	102	103 Max	255.75									2013.43	2		
101	102	103 Max	375.00	0.00	1	0.00	3	0.00	3	-2683.54	2	408.23	2	-63.86	3
101	102	103 Min.	15.00	0.00	1	0.00	3	0.00	3	4612.00	2	-4466.47	2	-262.81	3
101	102	103 Min.	255.75									1484.45	2		
101	102	103 Min.	375.00	0.00	1	0.00	3	0.00	3	-3463.25	2	-1050.55	2	-262.81	3
102	106	105 Max	25.00	0.00	1	0.00	3	0.00	3	7572.21	2	-2157.85	2	88.39	3
102	106	105 Max	221.56									4765.32	2		
102	106	105 Max	487.50	0.00	1	0.00	3	0.00	3	-8921.70	2	-6790.69	2	88.39	3
102	106	105 Min.	25.00	0.00	1	0.00	3	0.00	3	7027.08	2	-3670.00	2	-88.39	3
102	106	105 Min.	221.56									4324.70	2		
102	106	105 Min.	487.50	0.00	1	0.00	3	0.00	3	-9466.83	2	-7799.78	2	-88.39	3
102	105	104 Max	12.50	0.00	1	0.00	3	0.00	3	8224.76	2	-5559.58	2	120.13	3
102	105	104 Max	243.59									2756.70	2		
102	105	104 Max	375.00	0.00	1	0.00	3	0.00	3	-4702.89	2	-344.16	2	120.13	3
102	105	104 Min.	12.50	0.00	1	0.00	3	0.00	3	7435.55	2	-6727.55	2	-120.13	3
102	105	104 Min.	243.59									2100.86	2		
102	105	104 Min.	375.00	0.00	1	0.00	3	0.00	3	-5492.10	2	-2037.08	2	-120.13	3
103	109	108 Max	25.00	0.00	1	0.00	3	0.00	3	4842.58	2	-929.91	2	-57.34	3
103	109	108 Max	217.63									3207.01	2		
103	109	108 Max	485.00	0.00	1	0.00	3	0.00	3	-5475.79	2	-3700.66	2	-57.34	3
103	109	108 Min.	25.00	0.00	1	0.00	3	0.00	3	4308.07	2	-2244.26	2	-207.95	3
103	109	108 Min.	217.63									2922.27	2		

103	109	108	Min.	485.00	0.00	1	0.00	3	0.00	3	-6010.31	2	-4845.06	2	-207.95	3
103	108	107	Max	15.00	0.00	1	0.00	3	0.00	3	5391.73	2	-3118.33	2	262.81	3
103	108	107	Max	255.75									2013.46	2		
103	108	107	Max	375.00	0.00	1	0.00	3	0.00	3	-2683.52	2	408.29	2	262.81	3
103	108	107	Min.	15.00	0.00	1	0.00	3	0.00	3	4612.03	2	-4466.49	2	63.86	3
103	108	107	Min.	255.75									1484.49	2		
103	108	107	Min.	375.00	0.00	1	0.00	3	0.00	3	-3463.22	2	-1050.48	2	63.86	3
104	101	106	Max	30.00	0.00	1	0.00	3	0.00	2	1647.05	3	-174.04	3	73.30	2
104	101	106	Max	218.98									867.50	3		
104	101	106	Max	542.50	0.00	1	0.00	3	0.00	2	-1325.45	3	-737.31	3	73.30	2
104	101	106	Min.	30.00	0.00	1	0.00	3	0.00	2	1099.18	3	-1561.40	3	56.80	2
104	101	106	Min.	218.98									515.52	3		
104	101	106	Min.	542.50	0.00	1	0.00	3	0.00	2	-1873.32	3	-2157.78	3	56.80	2
104	106	109	Max	20.00	0.00	1	0.00	3	0.00	2	1873.32	3	-737.31	3	-56.80	2
104	106	109	Max	343.52									867.50	3		
104	106	109	Max	532.50	0.00	1	0.00	3	0.00	2	-1099.18	3	-174.04	3	-56.80	2
104	106	109	Min.	20.00	0.00	1	0.00	3	0.00	2	1325.45	3	-2157.78	3	-73.30	2
104	106	109	Min.	343.52									515.52	3		
104	106	109	Min.	532.50	0.00	1	0.00	3	0.00	2	-1647.05	3	-1561.40	3	-73.30	2
105	103	104	Max	30.00	0.00	1	0.00	3	0.00	2	1644.81	3	-189.89	3	-16.37	2
105	103	104	Max	220.59									862.73	3		
105	103	104	Max	542.50	0.00	1	0.00	3	0.00	2	-1327.69	3	-745.67	3	-16.37	2
105	103	104	Min.	30.00	0.00	1	0.00	3	0.00	2	1105.01	3	-1558.28	3	-34.76	2
105	103	104	Min.	220.59									523.13	3		
105	103	104	Min.	542.50	0.00	1	0.00	3	0.00	2	-1867.49	3	-2143.76	3	-34.76	2
105	104	107	Max	20.00	0.00	1	0.00	3	0.00	2	1867.49	3	-745.67	3	34.76	2
105	104	107	Max	341.91									862.73	3		
105	104	107	Max	532.50	0.00	1	0.00	3	0.00	2	-1105.01	3	-189.89	3	34.76	2
105	104	107	Min.	20.00	0.00	1	0.00	3	0.00	2	1327.69	3	-2143.76	3	16.37	2
105	104	107	Min.	341.91									523.13	3		
105	104	107	Min.	532.50	0.00	1	0.00	3	0.00	2	-1644.81	3	-1558.28	3	16.37	2

## 7.16 ARMATURE TRAVI

### Simbologia

Xg	=	Coordinata progressiva (dal primo nodo) in cui viene effettuato il progetto/verifica
CC	=	Combinazione delle condizioni di carico elementari
c	=	momento fittizio in campata
a	=	momento fittizio agli appoggi
A	=	taglio da classe A
TA	=	momento traslato per taglio da classe A
T	=	momento traslato per taglio
e	=	eccentricità aggiuntiva in caso di compressione o pressoflessione
In	=	Codice identificativo della travata facente parte dell'involuppo
El	=	Elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste)
AfT S	=	Area di ferro teorica totale strettamente necessaria nel punto di verifica, superiore
AfT I	=	Area di ferro teorica totale strettamente necessaria nel punto di verifica, inferiore
AfE S	=	Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore
AfE I	=	Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore
CS	=	Componente di Sollecitazione per cui si riportano le aree di ferro parziali
Val.	=	Valore della sollecitazione indicata
AfTP S	=	Area di ferro teorica parziale strettamente necessaria nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, superiore
AfTP I	=	Area di ferro teorica parziale strettamente necessaria nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, inferiore
AfEP S	=	Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, superiore
AfEP I	=	Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, inferiore
$\sigma_f$ sup	=	Tensione nel ferro - superiore
$\sigma_f$ inf	=	Tensione nel ferro - inferiore
$\sigma_c$	=	Tensione nel calcestruzzo
X0	=	Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) dell'inizio del tratto di progettazione
X1	=	Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) della fine del tratto di progettazione
AfT St.	=	Area di ferro teorica della staffatura (d'anima per travi a T o L)
Staff.	=	Staffatura adottata

AfE St. = Area di ferro effettiva della staffatura (d'anima per travi a T o L)  
 Sc.Ass. = Scorrimento complessivo assorbito dall'armatura  
 $\tau_{Tz}$  =  $\tau$  massima per solo taglio  
 Sc.Ag. = Scorrimento agente complessivo

Travata n. 102 Nodi: 106 105 104

Ferri longitudinali - Verifiche armatura esistente

Xg	CC	El	AfT	S AfT	I AfE	S AfE	I CS	Val.	AfTP	S AfTP	I AfEP	S AfEP	I	$\sigma_f$ sup	$\sigma_f$ inf	$\sigma_c$
<m>			<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>			<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>		<kg/cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>
0.25	1a	1	11.85	11.85	15.21	15.21	My	-5448.88	11.85	11.85	15.21	15.21	2040.19	-711.97	85.24	
2.22	2	1	10.25	11.60	15.21	15.21	My	5241.85	10.25	11.39	15.21	14.92	-685.09	1998.56	82.51	
2.22	2	1	10.25	11.60	15.21	15.21	Tz	562.30	0.00	0.22	0.00	0.28		1983.86		
4.88	2	1	22.51	22.51	26.92	26.92	My	-7799.78	22.51	22.51	26.92	26.31	1678.61	-809.88	88.15	
4.88	2	1	22.51	22.51	26.92	26.92	Tz	-9466.83	0.00	3.64	0.00	4.26		2224.71		
5.13	2	2	17.44	17.44	26.92	26.92	My	-6727.55	17.44	17.44	26.92	25.47	1448.28	-708.64	76.85	
5.13	2	2	17.44	17.44	26.92	26.92	Tz	8224.76	0.00	3.16	0.00	4.62		1780.51		
7.44	2	2	0.00	6.69	10.18	10.18	My	3032.37	0.00	6.38	10.18	9.71	-444.47	1748.22	59.73	
7.44	2	2	0.00	6.69	10.18	10.18	Tz	-805.83	0.00	0.31	0.00	0.47		1708.56		
8.75	1a	2	7.08	0.00	10.18	10.18	My	-3347.34	7.08	0.00	10.18	10.18	1843.71	-491.51	64.82	

Staffe, sagomati e ferri di parete - Verifiche armatura esistente

X0	X1	AfT	St.	Staff.	AfE	St.	Sc.Ass.	CC	$\tau_{Tz}$	Sc.Ag.
<m>	<m>	<cmq/m>			<cmq/m>		<kg>		<kg/cmq>	<kg>
0.25	0.38	12.95	ø8/15	4 br.	13.40	4545.18	2		6.81	4392.59
0.38	0.51	12.13	ø8/15	4 br.	13.40	4545.18	2		6.39	4114.24
0.51	4.08	0.00	ø8/15	4 br.	13.40	---	2		5.97	Min. reg
4.08	4.24	12.61	ø8/15	4 br.	13.40	5521.06	2		6.48	5195.04
4.24	4.40	13.64	ø8/10	4 br.	20.11	8281.58	2		6.99	5618.90
4.40	4.56	14.67	ø8/10	4 br.	20.11	8281.61	2		7.50	6042.78
4.56	4.72	15.70	ø8/10	4 br.	20.11	8281.58	2		8.01	6466.62
4.72	4.88	16.73	ø8/10	4 br.	20.11	8281.58	2		8.52	6890.48
5.13	5.27	14.35	ø8/10	4 br.	20.11	7733.69	2		7.40	5520.41
5.27	5.42	13.40	ø8/10	4 br.	20.11	7733.66	2		6.92	5154.55
5.42	5.57	12.45	ø8/15	4 br.	13.40	5155.79	2		6.44	4788.72
5.57	8.31	0.00	ø8/15	4 br.	13.40	---	2		5.97	Min. reg
8.31	8.45	0.00	ø8/15	4 br.	13.40	---	2		3.98	Min. reg
8.45	8.60	0.00	ø8/15	4 br.	13.40	---	2		4.45	Min. reg
8.60	8.75	0.00	ø8/15	4 br.	13.40	---	2		4.93	Min. reg

Travata n. 104 (a) Nodi: 101 106 109  
 105 (b) Nodi: 103 104 107

Ferri longitudinali - Verifiche armatura esistente

Xg	CC	In	El	AfT	S AfT	I AfE	S AfE	I CS	Val.	AfTP	S AfTP	I AfEP	S AfEP	I	$\sigma_f$ sup	$\sigma_f$ inf	$\sigma_c$
<m>				<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>			<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>		<kg/cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>
0.30	3	a	1	3.29	0.63	4.62	4.62	My	-1561.40	3.29	0.00	4.62	0.00	1885.02	0.00	75.46	
0.30	3	a	1	3.29	0.63	4.62	4.62	Tz	1647.05	0.00	0.63	0.00	4.62		356.65		
2.19	3	a	1	0.00	2.18	4.62	4.62	My	954.25	0.00	1.96	4.62	4.17	-284.32	1273.33	40.33	
2.19	3	a	1	0.00	2.18	4.62	4.62	Tz	550.94	0.00	0.21	0.00	0.45		1225.50		
5.42	3	a	1	4.65	1.58	6.16	4.62	My	-2157.78	4.65	1.58	6.16	3.67	1980.01	-683.53	82.13	
5.42	3	a	1	4.65	1.58	6.16	4.62	Tz	-1873.32	0.00	0.72	0.00	1.67		1120.12		
5.83	3	a	2	4.65	1.58	6.16	4.62	My	-2157.78	4.65	1.58	6.16	3.67	1980.01	-683.53	82.13	
5.83	3	a	2	4.65	1.58	6.16	4.62	Tz	1873.32	0.00	0.72	0.00	1.67		1120.12		
9.06	3	a	2	0.00	2.18	4.62	4.62	My	954.25	0.00	1.96	4.62	4.17	-284.32	1273.33	40.33	
9.06	3	a	2	0.00	2.18	4.62	4.62	Tz	-550.94	0.00	0.21	0.00	0.45		1225.50		
10.95	3	a	2	3.29	0.63	4.62	4.62	My	-1561.40	3.29	0.00	4.62	0.00	1885.02	0.00	75.46	
10.95	3	a	2	3.29	0.63	4.62	4.62	Tz	-1647.05	0.00	0.63	0.00	4.62		356.65		

Staffe, sagomati e ferri di parete - Verifiche armatura esistente

X0	X1	In	AfT	St.	Staff.	AfE	St.	Sc.Ass.	CC	$\tau$	$T_z$	Sc.Ag.
<m>	<m>		<cmq/m>			<cmq/m>		<kg>		<kg/cmq>		<kg>
0.30	0.51	a	0.00	ø8/15	2 br.	6.70	---	3		2.97	Min.	reg
0.51	5.22	a	0.00	ø8/15	2 br.	6.70	---	3		3.16	Min.	reg
5.22	5.42	a	0.00	ø8/15	2 br.	6.70	---	3		3.37	Min.	reg
5.83	6.03	a	0.00	ø8/15	2 br.	6.70	---	3		3.37	Min.	reg
6.03	10.74	a	0.00	ø8/15	2 br.	6.70	---	3		3.16	Min.	reg
10.74	10.95	a	0.00	ø8/15	2 br.	6.70	---	3		2.97	Min.	reg

## 7.17 ARMATURE PILASTRI

FERRI LONGITUDINALI

- Zg = quota progressiva globale in cui viene effettuato il progetto/verifica (m)  
 El = elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste costituenti il pilastro)  
 Zl = quota progressiva locale (dal nodo iniziale dell'asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (m)  
 Sez = numero della sezione dell'asta interessata dal progetto/verifica  
 AfTeo = area di ferro teorica nelle due direzioni d'inflexione (complessiva, cioè somma dell'area teorica su ognuno dei due lati)  
 AfEff = area di ferro effettiva totale presente nel punto di progetto/verifica (cmq)  
 CC = numero della combinazione delle CCE per cui viene effettuato il progetto/verifica  
 P.no = piano in cui viene progettata l'area di ferro teorica  
 XY : progetto/verifica nel piano individuato dagli assi locali XY (momento flettente MZ - taglio TY)  
 XZ : progetto/verifica nel piano individuato dagli assi locali XZ (momento flettente MY - taglio TZ)  
 M,My,Mz = momento di verifica (Kgm)  
 N = sforzo normale di verifica (kg)  
 $\sigma_f$  = tensione massima o minima nell'acciaio (negativa se di compressione) (kg/cmq)  
 $\sigma_c$  = tensione massima nel calcestruzzo (negativa se di compressione) (kg/cmq)

VERIFICHE DI STABILITA`

- Z0,Z1 = quote progressive globali iniziali e finali del tratto di pilastro nel quale sono state effettuate le verifiche di stabilità (m)  
 Sn.y,Sn.z = snellezze nei piani di inflessione XZ o XY  
 Om.y,Om.z = coefficienti omega nei piani di inflessione XZ o XY  
 Neul.y,Neul.z = sforzi normali euleriani nei piani di inflessione XZ o XY (kg)  
 Z = quota progressiva globale in cui sono stati valutati i coefficienti c (vedi normativa)  
 CC = numero della combinazione delle CCE per cui sono stati valutati i coefficienti c  
 cy,cz = coefficienti c nei piani di inflessione XZ o XY

STAFFE

- Z0,Z1 = quote progressive globali iniziali e finali del tratto di pilastro nel quale è stata effettuata la progettazione a taglio (m)  
 Lung. = lunghezza del tratto di pilastro (m)  
 Staff. = staffatura adottata (il passo è sempre espresso in cm)  
 AfEff = area di ferro effettiva della staffatura (cmq/m)  
 AfTeo y,AfTeo z = aree di ferro teoriche delle staffature nei piani XZ o XY  
 CC = numero della combinazione delle CCE per cui viene effettuato il progetto/verifica  
 Scorrin. = sforzo di scorrimento (kg), distinto in:  
 y,z : piani XZ o XY (per pilastri circolari viene riportata la sola componente y, che rappresenta lo scorrimento massimo)  
 agente : scorrimento agente  
 assorbito : scorrimento complessivo assorbito dall'armatura presente  
 CC = numero della combinazione delle CCE per cui viene valutato il valore di  $\tau$   
 $\tau$  =  $\tau$  massima nella sezione nella direzione dell'asse di flessione

Pilastrata 1-3-7-9 Nodi : 1 101

Ferri longitudinali - Verifica armatura esistente

Zg	El	Zl	Sez	AfEff	CC	My	Mz	N	$\sigma_f$	$\sigma_c$
0.00	1	0.00	1	16.34	2/ 3	2162.56	0.00	-7565.41	1032.7	-66.5
					2/ 3	2162.56	0.00	-7031.02	1061.5	-66.2

0.00	1	0.00	1	16.34	2/ 3	2162.56	0.00	-7565.41	1032.7	-66.5
					2/ 3	2162.56	0.00	-7031.02	1061.5	-66.2
2.96	1	2.96	1	16.34	2/ 3	-3152.72	0.00	-7010.41	1726.0	-94.4
					2/ 3	-3152.72	0.00	-6476.02	1755.9	-94.0

Staffe - Verifica armatura esistente

Z0	Z1	Lung.	Staff.	AfEff cmq/m	AfTeo cmq/m	y AfTeo cmq/m	z AfTeo cmq/m	CC	Scorrim. y agente	CC	Scorrim. z agente	Scorrim. y assorbito	Scorrim. z assorbito
0.00	2.96	2.96	ø 8/20	5.03	-----	-----			-----		-----	Min. Reg.	Min. Reg.

Tensioni tangenziali

Zg	El	Zl	CC	τ
0.00	1	0.00	2/ 2	3.7
2.96	1	2.96	2/ 2	3.4

Pilastrata 2-8 Nodi : 2 102

Ferri longitudinali - Verifica armatura esistente

Zg	El	Zl	Sez	AfEff	CC	My	Mz	N	σf	σc
0.00	1	0.00	2	6.16	2/ 2	-2192.09	0.00	-12189.29	1274.2	-82.0
					2/ 1	-2192.09	0.00	-12189.25	1274.2	-82.0
0.00	1	0.00	2	6.16	2/ 2	-2192.09	0.00	-12189.29	1274.2	-82.0
					2/ 1	-2192.09	0.00	-12189.25	1274.2	-82.0
2.96	1	2.96	2	6.16	2/ 2	2252.37	0.00	-11634.29	1415.9	-84.4

Staffe - Verifica armatura esistente

Z0	Z1	Lung.	Staff.	AfEff cmq/m	AfTeo cmq/m	y AfTeo cmq/m	z AfTeo cmq/m	CC	Scorrim. y agente	CC	Scorrim. z agente	Scorrim. y assorbito	Scorrim. z assorbito
0.00	2.96	2.96	ø 8/20	5.03	-----	-----			-----		-----	Min. Reg.	Min. Reg.

Tensioni tangenziali

Zg	El	Zl	CC	τ
0.00	1	0.00	2/ 1	3.0
2.96	1	2.96	2/ 1	3.0

Pilastrata 4 Nodi : 4 104

Ferri longitudinali - Verifica armatura esistente

Zg	El	Zl	Sez	AfEff	CC	My	Mz	N	σf	σc
0.00	1	0.00	5	20.29	2	-2560.45	0.00	-10611.03	928.9	-63.5
					2	-2560.45	0.00	-9821.46	963.0	-63.2
0.00	1	0.00	5	20.29	2	-2560.45	0.00	-10611.03	928.9	-63.5
					2	-2560.45	0.00	-9821.46	963.0	-63.2
2.96	1	2.96	5	20.29	2	3035.13	0.00	-9871.03	1219.1	-74.1
					2	3035.13	0.00	-9081.46	1254.2	-73.8

Staffe - Verifica armatura esistente

Z0	Z1	Lung.	Staff.	AfEff cmq/m	AfTeo cmq/m	y AfTeo cmq/m	z AfTeo cmq/m	CC	Scorrim. y agente	CC	Scorrim. z agente	Scorrim. y assorbito	Scorrim. z assorbito
0.00	2.96	2.96	ø 8/25	4.02	-----	-----			-----		-----	Min. Reg.	Min. Reg.

Tensioni tangenziali

Zg	El	Zl	CC	τ
----	----	----	----	---

```

-----
0.00 1 0.00 2 2.8
2.96 1 2.96 2 2.9
-----

```

Pilastrata 5 Nodi : 5 105

Ferri longitudinali - Verifica armatura esistente

Zg	El	Zl	Sez	AfEff	CC	My	Mz	N	σf	σc
0.00	1	0.00	1	9.24	2	-1860.40	0.00	-18638.02	-874.6	-76.3
2.96	1	2.96	1	9.24	2	2167.52	0.00	-18083.02	-972.9	-88.3

Staffe - Verifica armatura esistente

Z0	Z1	Lung.	Staff.	AfEff	AfTeo y	AfTeo z	Scorrim. y	Scorrim. z	Scorrim. y	Scorrim. z
				cmq/m	cmq/m	cmq/m	agente	CC	agente	assorbito
0.00	2.96	2.96	ø 8/20	5.03	-----	-----	-----	-----	-----	Min. Reg. Min. Reg.

Tensioni tangenziali

Zg	El	Zl	CC	τ
0.00	1	0.00	2	3.0
2.96	1	2.96	2	2.9

Pilastrata 6-4 Nodi : 6 106

Ferri longitudinali - Verifica armatura esistente

Zg	El	Zl	Sez	AfEff	CC	My	Mz	N	σf	σc
0.00	1	0.00	5	30.41	2/ 1	3266.35	0.00	-12694.66	827.9	-66.3
					2/ 1	3266.35	0.00	-12149.29	843.6	-66.1
0.00	1	0.00	5	30.41	2/ 1	3266.35	0.00	-12694.66	827.9	-66.3
					2/ 1	3266.35	0.00	-12149.29	843.6	-66.1
2.96	1	2.96	5	30.41	2/ 1	-4898.84	0.00	-11954.66	1449.6	-96.1
					2/ 1	-4898.84	0.00	-11409.29	1465.9	-95.8

Staffe - Verifica armatura esistente

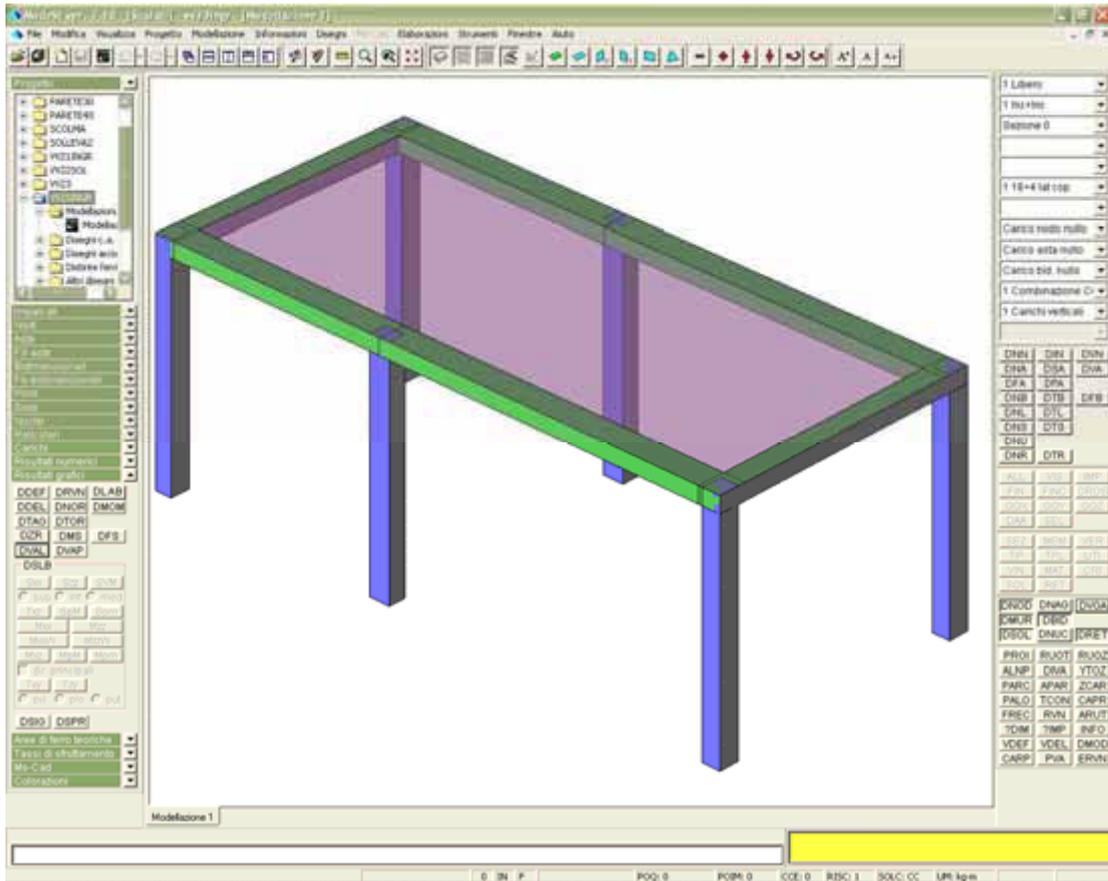
Z0	Z1	Lung.	Staff.	AfEff	AfTeo y	AfTeo z	Scorrim. y	Scorrim. z	Scorrim. y	Scorrim. z
				cmq/m	cmq/m	cmq/m	CC	agente	CC	agente
0.00	2.96	2.96	ø 8/25	4.02	-----	-----	-----	-----	-----	Min. Reg. Min. Reg.

Tensioni tangenziali

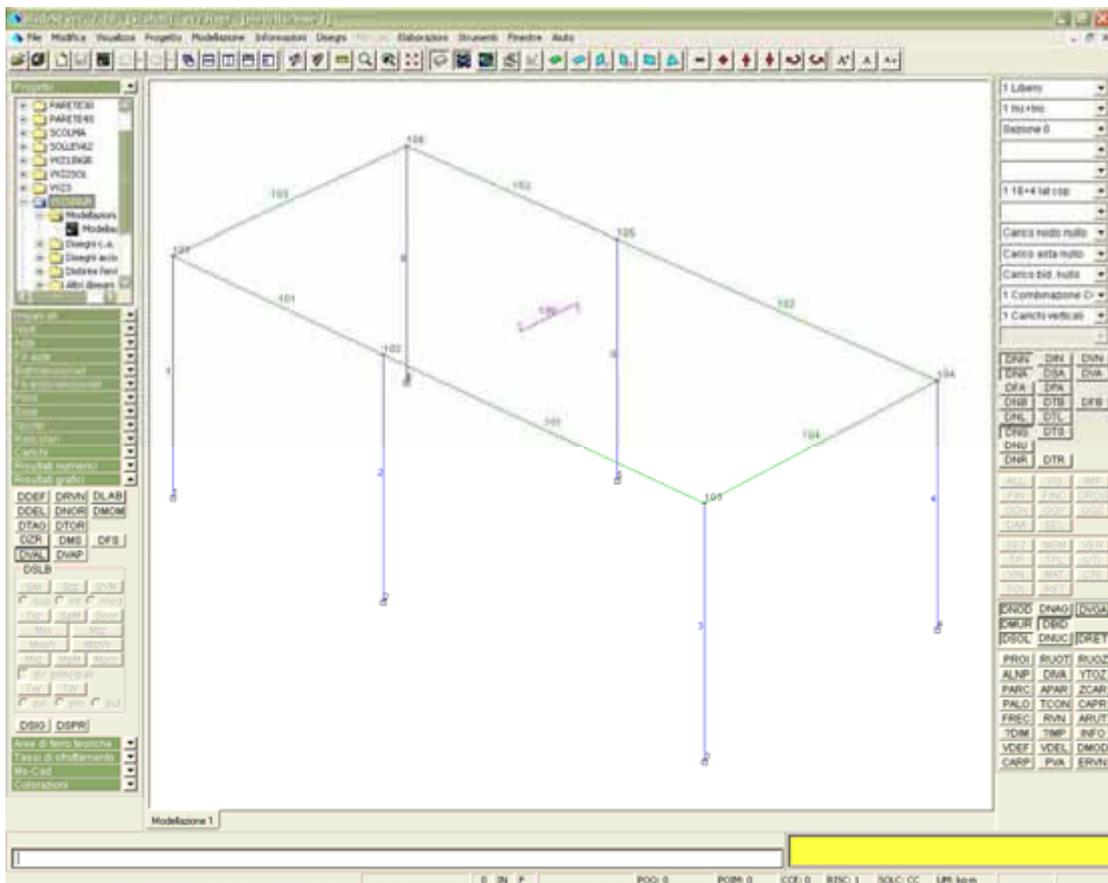
Zg	El	Zl	CC	τ
0.00	1	0.00	2/ 0	4.4
2.96	1	2.96	2/ 0	4.0

## 8 Zona ingresso VV23

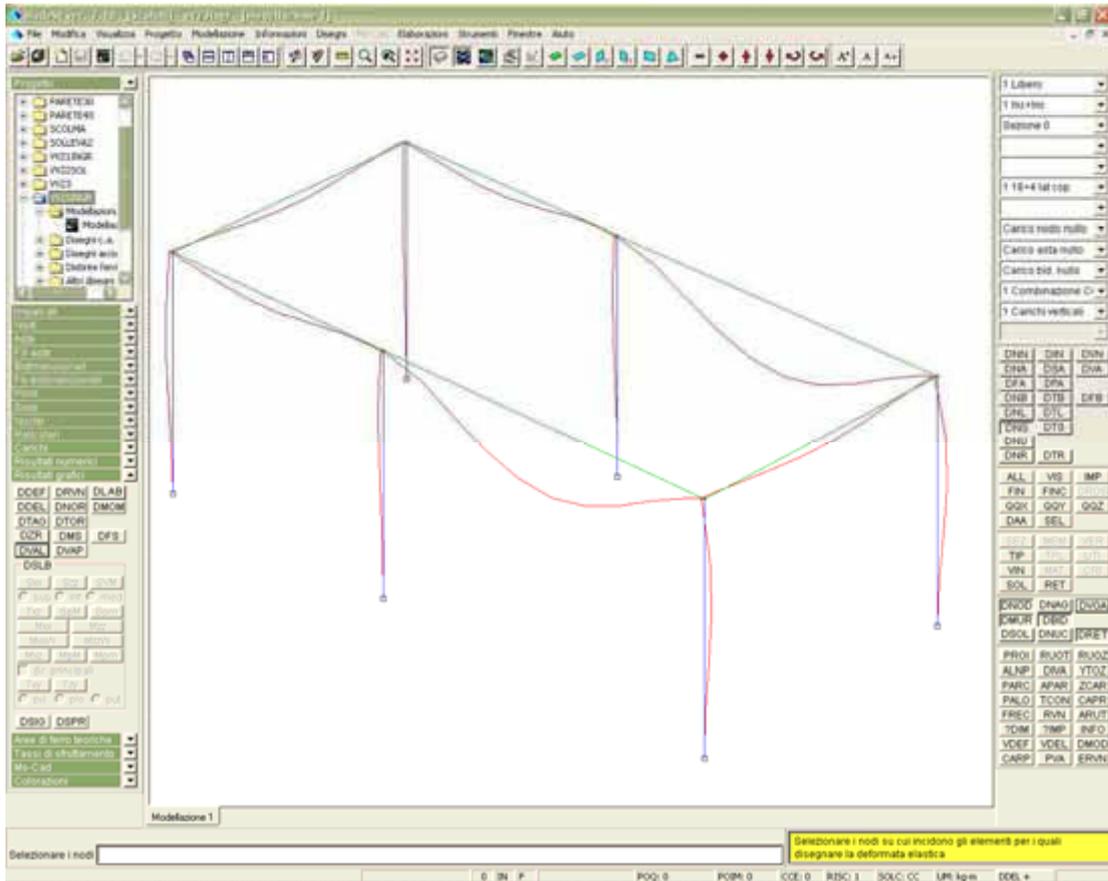
Essendo la struttura costituita da telai in c.a. si esegue una modellazione con metodo degli elementi finiti. Si utilizza il programma di calcolo strutturale Modest. Si riportano di seguito schemi grafici e tabulato di calcolo.



Vista tridimensionale modello



Numerazione nodi aste e solai



Deformata elastica struttura (combinazione di carico 1)

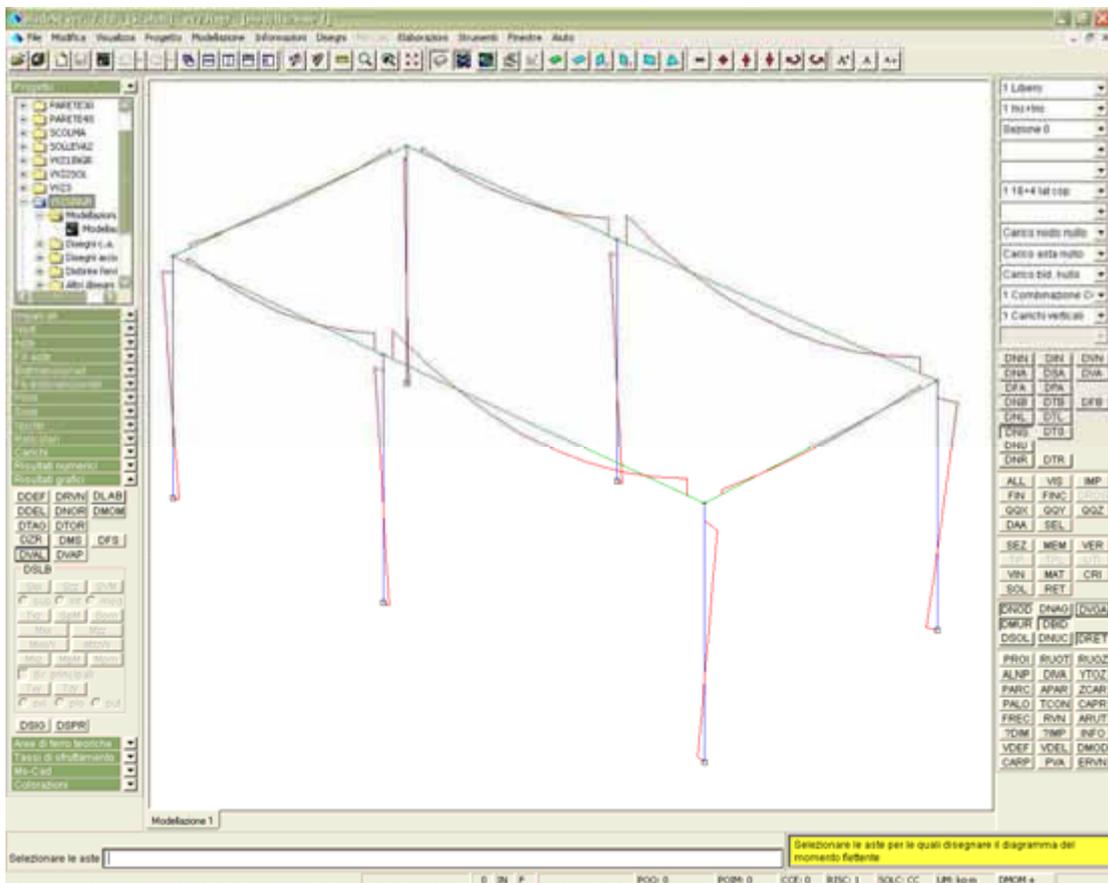


Diagramma momento flettente struttura (combinazione di carico 1)

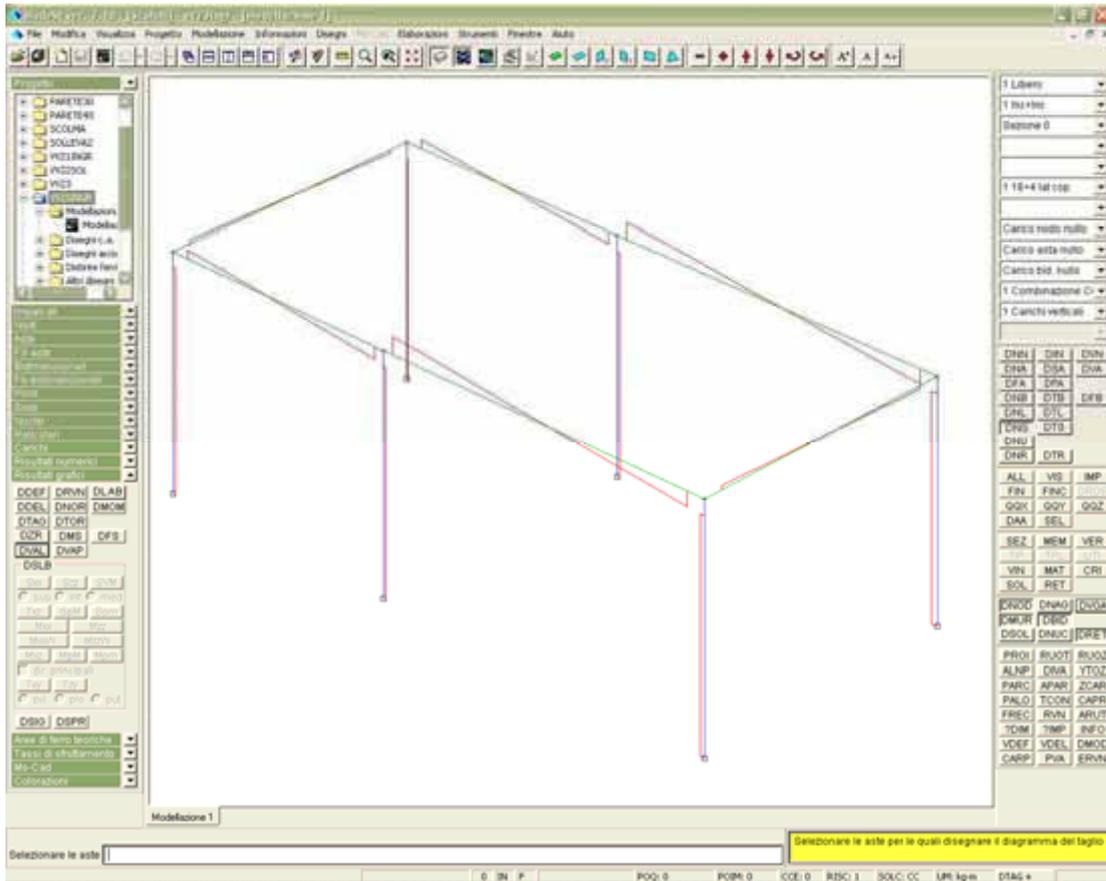


Diagramma taglio struttura (combinazione di carico 1)

## 8.1 SISTEMI DI RIFERIMENTO

Le coordinate, i carichi concentrati, i cedimenti, le reazioni vincolari e gli spostamenti dei NODI sono riferiti ad una terna destra cartesiana globale con l'asse Z verticale rivolto verso l'alto.

I carichi in coordinate locali e le sollecitazioni delle ASTE sono riferite ad una terna destra cartesiana locale così definita:

- origine nel nodo iniziale dell'asta;
- asse X coincidente con l'asse dell'asta e con verso dal nodo iniziale al nodo finale;
- immaginando la trave a sezione rettangolare l'asse Y è parallelo alla base e l'asse Z è parallelo all'altezza. La rotazione dell'asta comporta quindi una rotazione di tutta la terna locale.

Si può immaginare la terna locale di un'asta comunque disposta nello spazio come derivante da quella globale dopo una serie di trasformazioni:

- una rotazione intorno all'asse Z che porti l'asse X a coincidere con la proiezione dell'asse dell'asta sul piano orizzontale;
- una traslazione lungo il nuovo asse X così definito in modo da portare l'origine a coincidere con la proiezione del nodo iniziale dell'asta sul piano orizzontale;
- una traslazione lungo l'asse Z che porti l'origine a coincidere con il nodo iniziale dell'asta;
- una rotazione intorno all'asse Y così definito che porti l'asse X a coincidere con l'asse dell'asta;
- una rotazione intorno all'asse X così definito pari alla rotazione dell'asta.

In pratica le travi prive di rotazione avranno sempre l'asse Z rivolto verso l'alto e l'asse Y nel piano del solaio, mentre i pilastri privi di rotazione avranno l'asse Y parallelo all'asse Y globale e l'asse Z parallelo ma controverso all'asse X globale. Da notare quindi che per i pilastri la "base" è il lato parallelo a Y.

Le sollecitazioni ed i carichi in coordinate locali negli ELEMENTI BIDIMENSIONALI e nei MURI sono riferiti ad una terna destra cartesiana locale così definita:

- origine nel primo nodo dell'elemento;
- asse X coincidente con la congiungente il primo ed il secondo nodo dell'elemento;
- asse Y definito come prodotto vettoriale fra il versore dell'asse X e il versore della congiungente il primo e il quarto nodo.

Asse Z a formare con gli altri due una terna destrorsa.

Praticamente un elemento verticale con l'asse X locale coincidente con l'asse X globale ha anche gli altri assi locali coincidenti con quelli globali.

ROTAZIONI E MOMENTI

Seguendo il principio adottato per tutti i carichi che sono positivi se CONTROVERSI agli assi, anche i momenti concentrati e le rotazioni impresse in coordinate globali risultano positivi se CONTROVERSI al segno positivo delle rotazioni. Il segno positivo dei momenti e delle rotazioni è quello orario per l'osservatore posto nell'origine: X ruota su Y, Y ruota su Z, Z ruota su X. In pratica è sufficiente adottare la regola della mano destra: col pollice rivolto nella direzione dell'asse, la rotazione che porta a chiudere il palmo della mano corrisponde al segno positivo.

UNITA` DI MISURA

Le unità di misura adottate sono le seguenti:

- lunghezze : m
- forze : kg
- masse : kg massa
- temperature : gradi centigradi
- angoli : gradi sessadecimali o radianti

## 8.2 ELENCO VINCOLI NODI

Simbologia

- Vn = Numero del vincolo nodo
- Comm. = Commento
- Sx = Spostamento in dir. X (L=libero, B=bloccato)
- Sy = Spostamento in dir. Y (L=libero, B=bloccato)
- Sz = Spostamento in dir. Z (L=libero, B=bloccato)
- Rx = Rotazione intorno all'asse X (L=libera, B=bloccata)
- Ry = Rotazione intorno all'asse Y (L=libera, B=bloccata)
- Rz = Rotazione intorno all'asse Z (L=libera, B=bloccata)
- RL = Rotazione libera
- Ly = Lunghezza (dir. Y locale)
- Lz = Larghezza (dir. Z locale)
- Kt = Coeff. di sottofondo su suolo elastico alla Winkler

Vn	Comm.	Sx	Sy	Sz	Rx	Ry	Rz	RL	Ly	Lz	Kt	
									<grad>	<m>	<m>	<kg/cm<
1	Libero	L	L	L	L	L	L					
2	Incastro	B	B	B	B	B	B					

## 8.3 ELENCO NODI

Simbologia

- Nodo = Numero del nodo
- X = Coordinata X del nodo
- Y = Coordinata Y del nodo
- Z = Coordinata Z del nodo
- Imp. = Numero dell'impalcato
- Vn = Numero del vincolo nodo

Nodo	X	Y	Z	Imp.	Vn	Nodo	X	Y	Z	Imp.	Vn	Nodo	X	Y	Z	Imp.	Vn
	<m>	<m>	<m>				<m>	<m>	<m>				<m>	<m>	<m>		
1	0.00	0.00	0.00	0	2	2	3.50	0.00	0.00	0	2	3	8.50	0.00	0.00	0	2
4	8.50	4.10	0.00	0	2	5	3.50	4.10	0.00	0	2	6	0.00	4.10	0.00	0	2
101	0.00	0.00	2.95	1	1	102	3.50	0.00	2.95	1	1	103	8.50	0.00	2.95	1	1
104	8.50	4.10	2.95	1	1	105	3.50	4.10	2.95	1	1	106	0.00	4.10	2.95	1	1

## 8.4 ELENCO MATERIALI

Simbologia

- Mat. = Numero del materiale
- Comm. = Commento
- P = Peso specifico

E = Modulo elastico  
 G = Modulo elastico tangenziale  
 V = Coeff. di Poisson  
 $\alpha$  = Coeff. di dilatazione termica

Mat.	Comm.	P	E	G	V	$\alpha$
		<kg/mc>	<kg/cm <sup>q</sup> >	<kg/cm <sup>q</sup> >		
1	Calcestruzzo	2500.00	300000.00	130000.00	0.10	1.00E-005

## 8.5 ELENCO SEZIONI ASTE

Simbologia

Sez. = Numero della sezione  
 Comm. = Commento  
 Tipo = Tipologia

2C = Doppia C lato labbri  
 2Cdx = Doppia C lato costola  
 2I = Doppia I  
 2L = Doppia L lato labbri  
 2Ldx = Doppia L lato costole  
 C = C  
 Cdx = C destra  
 Cir. = Circolare  
 Cir.c = Circolare cava  
 I = I  
 L = L  
 Ldx = L destra  
 Om. = Omega  
 Pg = Pi greco  
 Pr = Poligono regolare  
 Prc = Poligono regolare cavo  
 Pc = Per coordinate  
 Ia = Inerzie assegnate  
 R = Rettangolare  
 Rc = Rettangolare cava  
 T = T  
 U = U  
 Ur = U rovescia  
 V = V  
 Vr = V rovescia  
 Z = Z  
 Zdx = Z destra  
 Ts = T stondata  
 Ls = L stondata  
 Cs = C stondata  
 Is = I stondata  
 Dis. = Disegnata

Me = Membratura  
 G = Generica  
 T = Trave  
 P = Pilastro

Ver. = Verifica prevista  
 N = Nessuna  
 C = Cemento armato  
 A = Acciaio  
 L = Legno

B = Base  
 H = Altezza  
 Ma = Numero del materiale  
 C = Numero del criterio di progetto

Sez.	Comm.	Tipo	Me	Ver.	B	H	Ma	C	Sez.	Comm.	Tipo	Me	Ver.	B	H	Ma	C
					<cm>	<cm>								<cm>	<cm>		
1	R	P	C		30.00	25.00	1	1	2	R	P	C		25.00	30.00	1	1
3	R	T	C		30.00	20.00	1	3	4	R	T	C		40.00	20.00	1	3

## 8.6 ELENCO VINCOLI ASTE

### Simbologia

Va = Numero del vincolo asta  
 Comm. = Commento  
 Tipo = Tipologia  
     SVI = Definizione di vincolamenti interni  
     ELA = Vincolo su suolo elastico alla Winkler  
     BIE-RTC = Biella resistente a trazione e a compressione  
     BIE-RC = Biella resistente solo a compressione  
     BIE-RT = Biella resistente solo a trazione  
 Ni = Sforzo normale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Tyi = Taglio in dir. Y locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Tzi = Taglio in dir. Z locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Mxi = Momento intorno all'asse X locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Myi = Momento intorno all'asse Y locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Mzi = Momento intorno all'asse Z locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Nf = Sforzo normale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Tyf = Taglio in dir. Y locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Tzf = Taglio in dir. Z locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Mxf = Momento intorno all'asse X locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Myf = Momento intorno all'asse Y locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Mzf = Momento intorno all'asse Z locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Kt = Coeff. di sottofondo su suolo elastico alla Winkler

Va	Comm.	Tipo	Ni	Tyi	Tzi	Mxi	Myi	Mzi	Nf	Tyf	Tzf	Mxf	Myf	Mzf	Kt
<kg/cm>															
-----															
1	Inc+Inc	SVI	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

## 8.7 ELENCO ASTE

### Simbologia

Asta = Numero dell'asta  
 N1 = Nodo iniziale  
 N2 = Nodo finale  
 Sez. = Numero della sezione  
 Va = Numero del vincolo asta  
 Par. = Numero dei parametri aggiuntivi  
 Rot. = Rotazione  
 FF = Filo fisso  
 Dy1 = Scost. filo fisso Y1  
 Dy2 = Scost. filo fisso Y2  
 Dz1 = Scost. filo fisso Z1  
 Dz2 = Scost. filo fisso Z2

Asta	N1	N2	Sez.	Va	Par.	Rot.	FF	Dy1	Dy2	Dz1	Dz2
						<grad>	<cm>	<cm>	<cm>	<cm>	<cm>
-----											
1	1	101	1	1		0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00
2	2	102	2	1		0.00	44	0.00	0.00	0.00	0.00
3	3	103	1	1		0.00	77	0.00	0.00	0.00	0.00
4	4	104	1	1		0.00	99	0.00	0.00	0.00	0.00
5	5	105	2	1		0.00	66	0.00	0.00	0.00	0.00
6	6	106	1	1		0.00	33	0.00	0.00	0.00	0.00
101	101	102	4	1		0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00
101	102	103	4	1		0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00
102	106	105	4	1		0.00	33	0.00	0.00	0.00	0.00
102	105	104	4	1		0.00	33	0.00	0.00	0.00	0.00
103	101	106	3	1		0.00	33	0.00	0.00	0.00	0.00
104	103	104	3	1		0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00

## 8.8 ELENCO TIPI SOLAI

### Simbologia

Ts = Numero del tipo solaio  
 Comm. = Commento  
 Qp = Carico permanente  
 Qa = Carico accidentale  
 Rip. ter. = Ripartizione su aste terminali  
 Rip. int. = Ripartizione su aste interne  
 s = Coeff. di riduzione  
 $\phi$  = Coeff.  $\phi$   
 Hs = Altezza solaio  
 Sc = Spessore cappa  
 Crit. = Numero del criterio di progetto

Ts	Comm.	Qp	Qa	Rip. ter.	Rip. int.	s	$\phi$	Hs	Sc	Crit.
		<kg/mq>	<kg/mq>					<cm>	<cm>	
1	16+4 lat cop	430.00	100.00	50.00	50.00	0.33	1.00	20.00	4.00	1

## 8.9 ELENCO SOLAI

Simbologia

Sol. = Numero del solaio  
 Ts = Numero del tipo solaio  
 Ord. = Orditura  
 Nodi = Nodi del solaio

Sol.	Ts	Ord.	Nodi			
		<grad>				
100	1	90.00	101	102	103	104 105 106

## 8.10 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare  
 Comm. = Commento  
 s = Coeff. di riduzione  
 Mx = Moltiplicatore della massa in dir. X  
 My = Moltiplicatore della massa in dir. Y  
 Mz = Moltiplicatore della massa in dir. Z  
 Jpx = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse X  
 Jpy = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Y  
 Jpz = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Z

CCE	Comm.	s	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz	CCE	Comm.	s	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz
1	pp+qper	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2	qacc	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00

## 8.11 ELENCO CARICHI ASTE

### 8.11.1 CONDIZIONE DI CARICO 1: pp+qper

CARICHI DISTRIBUITI

Simbologia

Asta = Numero dell'asta  
 N1 = Nodo iniziale  
 N2 = Nodo finale  
 S = Numero del solaio di provenienza  
 T = Tipo di carico  
 QA = Carico accidentale da solaio  
 QP = Carico permanente da solaio  
 PP = Peso proprio

M = Manuale  
 DC = Direzione del carico  
 XG,YG,ZG = secondo gli assi Globali  
 XL,YL,ZL = secondo gli assi Locali  
 Xi = Distanza iniziale  
 Qi = Carico iniziale  
 Xf = Distanza finale  
 Qf = Carico finale

Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf	Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf
						<m>	<kg/m>	<m>	<kg/m>							<m>	<kg/m>	<m>	<kg/m>
1	1	101	--	PP	ZG	0.00	187.50	2.95	187.50	2	2	102	--	PP	ZG	0.00	187.50	2.95	187.50
3	3	103	--	PP	ZG	0.00	187.50	2.95	187.50	4	4	104	--	PP	ZG	0.00	187.50	2.95	187.50
5	5	105	--	PP	ZG	0.00	187.50	2.95	187.50	6	6	106	--	PP	ZG	0.00	187.50	2.95	187.50
101	101	102	--	M	ZG	0.00	400.00	3.50	400.00	101	101	102	100	QP	ZG	0.00	881.50	3.50	881.50
101	101	102	--	PP	ZG	0.00	200.00	3.50	200.00	101	102	103	--	M	ZG	0.00	400.00	5.00	400.00
101	102	103	100	QP	ZG	0.00	881.50	5.00	881.50	101	102	103	--	PP	ZG	0.00	200.00	5.00	200.00
102	106	105	--	M	ZG	0.00	400.00	3.50	400.00	102	106	105	100	QP	ZG	0.00	881.50	3.50	881.50
102	106	105	--	PP	ZG	0.00	200.00	3.50	200.00	102	105	104	--	M	ZG	0.00	400.00	5.00	400.00
102	105	104	100	QP	ZG	0.00	881.50	5.00	881.50	102	105	104	--	PP	ZG	0.00	200.00	5.00	200.00
103	101	106	--	M	ZG	0.00	400.00	4.10	400.00	103	101	106	--	PP	ZG	0.00	150.00	4.10	150.00
104	103	104	--	M	ZG	0.00	400.00	4.10	400.00	104	103	104	--	PP	ZG	0.00	150.00	4.10	150.00

### 8.11.2 CONDIZIONE DI CARICO 2: qacc

CARICHI DISTRIBUITI

Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf	Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf
						<m>	<kg/m>	<m>	<kg/m>							<m>	<kg/m>	<m>	<kg/m>
101	101	102	100	QA	ZG	0.00	205.00	3.50	205.00	101	102	103	100	QA	ZG	0.00	205.00	5.00	205.00
102	106	105	100	QA	ZG	0.00	205.00	3.50	205.00	102	105	104	100	QA	ZG	0.00	205.00	5.00	205.00

### 8.12 PARAMETRI DI CALCOLO

La modellazione della struttura e la rielaborazione dei risultati del calcolo sono stati effettuati con:  
 ModeSt ver. 7.10, prodotto da Tecnisoft s.a.s. - Prato

La struttura è stata calcolata utilizzando come solutore agli elementi finiti:  
 Xfinest ver. 8.0, prodotto da Ce.A.S. S.r.l. - Milano

Tipo di normativa: tensioni ammissibili  
 Tipo di calcolo: analisi sismica statica  
 Schematizzazione piani rigidi: metodo Master-Slave  
 Modalità di recupero masse secondarie: trasferire all'impalcato più vicino con modifica XY baricentro

Opzioni di calcolo:

- Sono state considerate infinitamente rigide le zone di connessione fra travi, pilastri ed elementi bidimensionali con una riduzione del 20%
- Calcolo con offset rigidi dai nodi: no
- Uniformare i carichi variabili: no
- Massimizzare i carichi variabili: no
- Minimo carico da considerare: 0 <kg/m>
- Recupero carichi zone rigide: taglio e momento flettente
- Modalità di combinazione momento torcente: disaccoppiare le azioni

Opzioni del solutore:

- Tipo di elemento bidimensionale: ISOSHELL
- Trascura deformabilità a taglio delle aste: No
- Analisi dinamica con metodo di Lanczos: No
- Check sequenza di Sturm: Si
- Soluzione matrice con metodo ver. 5.1: No
- Analisi non lineare con Newton modificato: No
- Usa formulazione secante per Buckling: No
- Trascura Buckling torsionale: No

Dati struttura:

- Quota di riferimento: 0 <m>
- Altezza della struttura: 2.95 <m>
- Lato maggiore della struttura: 8.5 <m>
- Lato minore della struttura: 4.1 <m>
- Rapporto tra i lati: 2.07317
- Periodo fondamentale ( $T_0$ ): 0.14569
- Coeff. di risposta: 1

Dati di calcolo:

- Grado di sismicità: 9
- Coeff. di protezione: 1
- Coeff. di fondazione: 1
- Coeff. di struttura: 1
- Angolo di ingresso del sisma: 0.00 <grad>

CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI:

Simbologia

- CCE = Numero della condizione di carico elementare
- Comm. = Commento
- s = Coeff. di riduzione
- Mx = Moltiplicatore della massa in dir. X
- My = Moltiplicatore della massa in dir. Y
- Mz = Moltiplicatore della massa in dir. Z
- Jpx = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse X
- Jpy = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Y
- Jpz = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Z

CCE	Comm.	s	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz
1	pp+qper	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
2	qacc	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
3	Sisma dir. X	--	--	--	--	--	--	--
4	Sisma dir. Y	--	--	--	--	--	--	--

COMBINAZIONI DELLE CCE:

Simbologia

- CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
- Comm. = Commento
- An. = Tipo di analisi
  - L = Lineare
  - NL = Non lineare
- Bk = Buckling
  - S = Si
  - N = No

CC	Comm.	An.	Bk	1	2	S X	S Y
1	Carichi verticali	L	N	1.00	1.00	0.00	0.00
2	Sisma dir. X	L	N	1.00	1.00	1.00	0.00
3	Sisma dir. -X	L	N	1.00	1.00	-1.00	0.00
4	Sisma dir. Y	L	N	1.00	1.00	0.00	1.00
5	Sisma dir. -Y	L	N	1.00	1.00	0.00	-1.00

ELENCO BARICENTRI E MASSE IMPALCATI:

Simbologia

- Imp. = Numero dell'impalcato
- X = Coordinata X
- Y = Coordinata Y
- Z = Coordinata Z
- Mo = Massa orizzontale
- Jpz = Momento d'inerzia polare intorno all'asse Z
- Diff.% = Differenza percentuale della massa rispetto all'impalcato precedente

```

Imp.  X    Y    Z    Mo    Jpz  Diff.%
     <m> <m> <m> <KG> <KG*mq>
-----
    1  4.24  2.05  2.95 3313.45 34563.80  0.00
    
```

ELENCO FORZE SISMICHE DI IMPALCATO:

Simbologia

Imp. = Numero dell'impalcato  
 cx = Coeff. c in dir. X  
 cy = Coeff. c in dir. Y  
 Fx = Forza in dir. X  
 Fy = Forza in dir. Y

```

Imp.  cx  cy  Fx <kg> Fy <kg>
-----
    1  1.00  1.00 2275.34 2275.34
    
```

TOTALI FORZE DI PIANO:

```

Fx    Fy    Fz    Mz
<kg> <kg> <kg> <kgm>
-----
2275.34 2275.34 0.00  0.00
    
```

SPOSTAMENTI RELATIVI MASSIMI ALLE TA:

Simbologia

N1 = Nodo1  
 N2 = Nodo2  
 h = Altezza teorica  
 $\delta$  = Spostamento relativo tra i due nodi  
 $\delta/h$  = Rapporto (moltiplicato per 1000) tra lo spostamento relativo e l'altezza  
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

```

N1  N2  h    δ    δ/h  CC  N1  N2  h    δ    δ/h  CC  N1  N2  h    δ    δ/h  CC
     <m> <cm>                <m> <cm>                <m> <cm>
-----
    1 101 2.95 0.22990 0.779 5    2 102 2.95 0.23351 0.792 5    3 103 2.95 0.23836 0.808 4
    4 104 2.95 0.23836 0.808 4    5 105 2.95 0.23351 0.792 5    6 106 2.95 0.22990 0.779 5
    
```

## 8.13 REAZIONI VINCOLARI

Simbologia

Nodo = Numero del nodo  
 Rx = Reazione vincolare (forza) in dir. X  
 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari  
 Ry = Reazione vincolare (forza) in dir. Y  
 Rz = Reazione vincolare (forza) in dir. Z  
 Mx = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse X  
 My = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse Y  
 Mz = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse Z

```

Nodo      Rx    CC  Ry    CC  Rz    CC  Mx    CC  My    CC  Mz    CC
     <kg>                <kg>                <kg>                <kgm>                <kgm>                <kgm>
-----
    1 Max   969.28  3  817.08  5  4513.75  5  543.31  4  1250.11  3  1.81  5
    1 Min.  293.40  2 -102.92  4  4009.17  4 -1232.56  5  106.12  2 -1.81  4
    2 Max  1289.50  3  247.96  5  8420.44  2  449.39  4  1692.18  3  1.81  5
    2 Min.  256.26  2 -140.72  4  8190.81  3 -553.30  5  -9.27  2 -1.81  4
    3 Max -1121.12  3  848.86  5  5937.93  5  574.13  4  -775.49  3  1.81  5
    
```

3 Min.	-1687.33	2	-117.81	4	5427.16	4	-1279.68	5	-1813.21	2	-1.81	4
4 Max	-1121.12	3	117.81	5	5937.93	4	1279.68	4	-775.49	3	1.81	5
4 Min.	-1687.33	2	-848.86	4	5427.16	5	-574.13	5	-1813.21	2	-1.81	4
5 Max	1289.50	3	140.72	5	8420.44	2	553.30	4	1692.18	3	1.81	5
5 Min.	256.26	2	-247.96	4	8190.81	3	-449.39	5	-9.27	2	-1.81	4
6 Max	969.28	3	102.92	5	4513.75	4	1232.56	4	1250.11	3	1.81	5
6 Min.	293.40	2	-817.08	4	4009.17	5	-543.31	5	106.12	2	-1.81	4

## 8.14 SOLLECITAZIONI ASTE

Simbologia

Asta = Numero dell'asta

N1 = Nodol

N2 = Nodo2

X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale

N = Sforzo normale

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

Ty = Taglio in dir. Y

Mz = Momento flettente intorno all'asse Z

Tz = Taglio in dir. Z

My = Momento flettente intorno all'asse Y

Mx = Momento torcente intorno all'asse X

Asta	N1	N2	X <cm>	N <kg>	CC	Ty <kg>	CC	Mz <kgm>	CC	Tz <kg>	CC	My <kgm>	CC	Mx <kgm>	CC
1	1	101 Max	0.00	-4009.17	4	817.08	5	543.31	4	-293.40	2	1250.11	3	1.81	4
1	1	101 Max	275.00	-3493.55	4	817.08	5	1014.42	5	-293.40	2	-700.72	2	1.81	4
1	1	101 Min.	0.00	-4513.75	5	-102.92	4	-1232.56	5	-969.28	3	106.12	2	-1.81	5
1	1	101 Min.	275.00	-3998.12	5	-102.92	4	260.28	4	-969.28	3	-1415.41	3	-1.81	5
2	2	2 102 Max	0.00	-8190.81	3	247.96	5	449.39	4	-256.26	2	1692.18	3	1.81	4
2	2	2 102 Max	275.00	-7675.18	3	247.96	5	128.58	5	-256.26	2	-713.97	2	1.81	4
2	2	2 102 Min.	0.00	-8420.44	2	-140.72	4	-553.30	5	-1289.50	3	-9.27	2	-1.81	5
2	2	2 102 Min.	275.00	-7904.82	2	-140.72	4	62.40	4	-1289.50	3	-1853.96	3	-1.81	5
3	3	3 103 Max	0.00	-5427.16	4	848.86	5	574.13	4	1687.33	2	-775.49	3	1.81	4
3	3	3 103 Max	275.00	-4911.53	4	848.86	5	1054.67	5	1687.33	2	2826.94	2	1.81	4
3	3	3 103 Min.	0.00	-5937.93	5	-117.81	4	-1279.68	5	1121.12	3	-1813.21	2	-1.81	5
3	3	3 103 Min.	275.00	-5422.30	5	-117.81	4	250.17	4	1121.12	3	2307.58	3	-1.81	5
4	4	4 104 Max	0.00	-5427.16	5	117.81	5	1279.68	4	1687.33	2	-775.49	3	1.81	4
4	4	4 104 Max	275.00	-4911.53	5	117.81	5	-250.17	5	1687.33	2	2826.94	2	1.81	4
4	4	4 104 Min.	0.00	-5937.93	4	-848.86	4	-574.13	5	1121.12	3	-1813.21	2	-1.81	5
4	4	4 104 Min.	275.00	-5422.30	4	-848.86	4	-1054.67	4	1121.12	3	2307.58	3	-1.81	5
5	5	5 105 Max	0.00	-8190.81	3	140.72	5	553.30	4	-256.26	2	1692.18	3	1.81	4
5	5	5 105 Max	275.00	-7675.18	3	140.72	5	-62.40	5	-256.26	2	-713.97	2	1.81	4
5	5	5 105 Min.	0.00	-8420.44	2	-247.96	4	-449.39	5	-1289.50	3	-9.27	2	-1.81	5
5	5	5 105 Min.	275.00	-7904.82	2	-247.96	4	-128.58	4	-1289.50	3	-1853.96	3	-1.81	5
6	6	6 106 Max	0.00	-4009.17	5	102.92	5	1232.56	4	-293.40	2	1250.11	3	1.81	4
6	6	6 106 Max	275.00	-3493.55	5	102.92	5	-260.28	5	-293.40	2	-700.72	2	1.81	4
6	6	6 106 Min.	0.00	-4513.75	4	-817.08	4	-543.31	5	-969.28	3	106.12	2	-1.81	5
6	6	6 106 Min.	275.00	-3998.12	4	-817.08	4	-1014.42	4	-969.28	3	-1415.41	3	-1.81	5
101	101	102 Max	25.00	0.00	1	0.00	5	0.00	4	2393.17	3	-225.39	2	106.67	5
101	101	102 Max	139.31									873.51	2		
101	101	102 Max	335.00	0.00	1	0.00	5	0.00	5	-2834.98	3	-1643.09	3	106.67	5
101	101	102 Min.	25.00	0.00	1	0.00	4	0.00	5	1925.25	2	-958.28	3	18.29	4
101	101	102 Min.	166.44									739.67	3		
101	101	102 Min.	335.00	0.00	1	0.00	4	0.00	4	-3302.90	2	-2360.74	2	18.29	4
101	102	103 Max	15.00	0.00	1	0.00	5	0.00	4	4296.75	3	-3012.63	2	-15.97	4
101	102	103 Max	269.44									1937.79	3		
101	102	103 Max	475.00	0.00	1	0.00	5	0.00	5	-3461.15	3	-1613.81	3	-15.97	4
101	102	103 Min.	15.00	0.00	1	0.00	4	0.00	5	4058.47	2	-3535.69	3	-71.50	5
101	102	103 Min.	255.06									1870.58	2		
101	102	103 Min.	475.00	0.00	1	0.00	4	0.00	4	-3699.43	2	-2186.84	2	-71.50	5
102	106	105 Max	25.00	0.00	1	0.00	5	0.00	4	2393.17	3	-225.39	2	-18.29	5
102	106	105 Max	139.31									873.51	2		
102	106	105 Max	335.00	0.00	1	0.00	5	0.00	5	-2834.98	3	-1643.09	3	-18.29	5
102	106	105 Min.	25.00	0.00	1	0.00	4	0.00	5	1925.25	2	-958.28	3	-106.67	4
102	106	105 Min.	166.44									739.67	3		
102	106	105 Min.	335.00	0.00	1	0.00	4	0.00	4	-3302.90	2	-2360.74	2	-106.67	4

102	105	104	Max	15.00	0.00	1	0.00	5	0.00	4	4296.75	3	-3012.63	2	71.50	4
102	105	104	Max	269.44									1937.79	3		
102	105	104	Max	475.00	0.00	1	0.00	5	0.00	5	-3461.15	3	-1613.81	3	71.50	4
102	105	104	Min.	15.00	0.00	1	0.00	4	0.00	5	4058.47	2	-3535.69	3	15.97	5
102	105	104	Min.	255.06									1870.58	2		
102	105	104	Min.	475.00	0.00	1	0.00	4	0.00	4	-3699.43	2	-2186.84	2	15.97	5
103	101	106	Max	30.00	0.00	1	0.00	5	0.00	5	1212.87	5	-19.60	4	1.00	5
103	101	106	Max	159.06									441.42	4		
103	101	106	Max	380.00	0.00	1	0.00	5	0.00	5	-712.13	5	-19.60	5	1.00	5
103	101	106	Min.	30.00	0.00	1	0.00	4	0.00	4	712.13	4	-895.89	5	-1.00	4
103	101	106	Min.	205.00									384.44	1		
103	101	106	Min.	380.00	0.00	1	0.00	4	0.00	4	-1212.87	4	-895.89	4	-1.00	4
104	103	104	Max	30.00	0.00	1	0.00	5	0.00	5	1219.42	5	-6.15	4	0.93	5
104	103	104	Max	252.03									446.43	5		
104	103	104	Max	380.00	0.00	1	0.00	5	0.00	5	-705.58	5	-6.15	5	0.93	5
104	103	104	Min.	30.00	0.00	1	0.00	4	0.00	4	705.58	4	-905.37	5	-0.93	4
104	103	104	Min.	205.00									386.43	1		
104	103	104	Min.	380.00	0.00	1	0.00	4	0.00	4	-1219.42	4	-905.37	4	-0.93	4

## 8.15 ARMATURE TRAVI

### Simbologia

Xg	=	Coordinata progressiva (dal primo nodo) in cui viene effettuato il progetto/verifica
CC	=	Combinazione delle condizioni di carico elementari
c	=	momento fittizio in campata
a	=	momento fittizio agli appoggi
A	=	taglio da classe A
TA	=	momento traslato per taglio da classe A
T	=	momento traslato per taglio
e	=	eccentricità aggiuntiva in caso di compressione o pressoflessione
In	=	Codice identificativo della travata facente parte dell'inviluppo
El	=	Elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste)
AfT S	=	Area di ferro teorica totale strettamente necessaria nel punto di verifica, superiore
AfT I	=	Area di ferro teorica totale strettamente necessaria nel punto di verifica, inferiore
AfE S	=	Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore
AfE I	=	Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore
CS	=	Componente di Sollecitazione per cui si riportano le aree di ferro parziali
Val.	=	Valore della sollecitazione indicata
AfTP S	=	Area di ferro teorica parziale strettamente necessaria nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, superiore
AfTP I	=	Area di ferro teorica parziale strettamente necessaria nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, inferiore
AfEP S	=	Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, superiore
AfEP I	=	Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, inferiore
$\sigma_f$ sup	=	Tensione nel ferro - superiore
$\sigma_f$ inf	=	Tensione nel ferro - inferiore
$\sigma_c$	=	Tensione nel calcestruzzo
X0	=	Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) dell'inizio del tratto di progettazione
X1	=	Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) della fine del tratto di progettazione
AfT St.	=	Area di ferro teorica della staffatura (d'anima per travi a T o L)
Staff.	=	Staffatura adottata
AfE St.	=	Area di ferro effettiva della staffatura (d'anima per travi a T o L)
Sc.Ass.	=	Scorrimento complessivo assorbito dall'armatura
$\tau_{Tz}$	=	$\tau$ massima per solo taglio
Sc.Ag.	=	Scorrimento agente complessivo

Travata n. 101 (a) Nodi: 101 102 103  
102 (b) Nodi: 106 105 104

Ferri longitudinali - Verifiche armatura esistente

Xg CC In El AfT S AfT I AfE S AfE I CS Val. AfTP S AfTP I AfEP S AfEP I  $\sigma_f$  sup  $\sigma_f$  inf  $\sigma_c$

<m>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>						
0.25 1a a	1	3.01	0.00	7.63	4.62	My	-1157.66	3.01	0.00	7.63	4.62	1082.07 -354.22 49.39
1.39 2 a	1	0.00	2.48	7.63	4.62	My	960.86	0.00	2.47	7.63	4.62	-237.46 1459.43 46.29
1.39 2 a	1	0.00	2.48	7.63	4.62	Tz	-2.63	0.00	0.00	0.00	0.00	1393.77
3.35 2 a	1	7.08	7.08	17.78	17.34	My	-2360.74	7.08	7.08	17.78	15.78	985.52 -505.09 60.43
3.35 2 a	1	7.08	7.08	17.78	17.34	Tz	-3302.90	0.00	1.27	0.00	2.83	1166.24
3.65 3 a	2	14.77	14.77	17.78	17.34	My	-3535.69	14.77	14.77	17.78	17.08	1475.97 -730.06 88.27
3.65 3 a	2	14.77	14.77	17.78	17.34	Tz	4296.75	0.00	1.65	0.00	1.91	2247.79
6.19 3 a	2	5.69	5.81	7.63	7.63	My	2131.56	5.69	5.81	7.63	7.63	-576.64 1999.44 84.68
6.19 3 a	2	5.69	5.81	7.63	7.63	Tz	5.66	0.00	0.00	0.00	0.00	1979.02
8.25 1a a	2	8.21	8.21	9.17	9.17	My	-2549.02	8.21	8.21	9.17	9.17	2006.93 -660.52 91.91

Staffe, sagomati e ferri di parete - Verifiche armatura esistente

X0	X1	In	AfT	St.	Staff.	AfE	St.	Sc.Ass.	CC	τ <sub>Tz</sub>	Sc.Ag.
<m>	<m>	<cmq/m>			<cmq/m>	<kg>	<kg/cmq>	<kg>			
0.25	0.41	a			0.00 ø8/10 2 br.	10.05	---	3		4.00	Min. reg
0.41	3.19	a			0.00 ø8/10 2 br.	10.05	---	2		5.06	Min. reg
3.19	3.35	a			0.00 ø8/10 2 br.	10.05	---	2		5.53	Min. reg
3.65	3.79	a			9.32 ø8/10 2 br.	10.05	3785.48	3		7.21	3509.11
3.79	3.94	a			8.77 ø8/10 2 br.	10.05	3785.48	3		6.79	3303.80
3.94	4.08	a			8.23 ø8/10 2 br.	10.05	3785.48	3		6.38	3098.48
4.08	8.09	a			0.00 ø8/10 2 br.	10.05	---	3		5.97	Min. reg
8.09	8.17	a			0.00 ø8/10 2 br.	10.05	---	2		5.97	Min. reg
8.17	8.25	a			7.12 ø8/10 2 br.	10.05	2156.40	2		6.20	1527.72

Travata n. 103 (a) Nodi: 101 106  
104 (b) Nodi: 103 104

Ferri longitudinali - Verifiche armatura esistente

Xg	CC	In	El	AfT	S	AfT	I	AfE	S	AfE	I	CS	Val.	AfTP	S	AfTP	I	AfEP	S	AfEP	I	σ <sub>f</sub> sup	σ <sub>f</sub> inf	σ <sub>c</sub>
<m>		<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>			<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>			<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>
0.30	5	b	1	2.36	0.47	4.62	4.62	My	-905.37	2.36	0.00	4.62	0.00	1374.81	0.00	4.62	0.00	1374.81	0.00	4.62	0.00	1374.81	0.00	62.98
0.30	5	b	1	2.36	0.47	4.62	4.62	Tz	1219.42	0.00	0.47	0.00	4.62	264.05										
2.51	5	b	1	0.00	1.25	4.62	4.62	My	491.06	0.00	1.24	4.62	4.61	-183.18	753.82	29.03								
2.51	5	b	1	0.00	1.25	4.62	4.62	Tz	4.26	0.00	0.00	0.00	0.01	701.37										
3.80	4	b	1	2.36	0.47	4.62	4.62	My	-905.37	2.36	0.00	4.62	0.00	1374.81	0.00	4.62	0.00	1374.81	0.00	4.62	0.00	1374.81	0.00	62.98
3.80	4	b	1	2.36	0.47	4.62	4.62	Tz	-1219.42	0.00	0.47	0.00	4.62	264.05										

Staffe, sagomati e ferri di parete - Verifiche armatura esistente

X0	X1	In	AfT	St.	Staff.	AfE	St.	Sc.Ass.	CC	τ <sub>Tz</sub>	Sc.Ag.
<m>	<m>	<cmq/m>			<cmq/m>	<kg>	<kg/cmq>	<kg>			
0.30	0.47	b			0.00 ø8/10 2 br.	10.05	---	5		2.72	Min. reg
0.47	3.63	b			0.00 ø8/10 2 br.	10.05	---	5		2.52	Min. reg
3.63	3.80	b			0.00 ø8/10 2 br.	10.05	---	4		2.72	Min. reg

## 8.16 ARMATURE PILASTRI

FERRI LONGITUDINALI

- Zg = quota progressiva globale in cui viene effettuato il progetto/verifica (m)
- El = elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste costituenti il pilastro)
- Zl = quota progressiva locale (dal nodo iniziale dell'asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (m)
- Sez = numero della sezione dell'asta interessata dal progetto/verifica
- AfTeo = area di ferro teorica nelle due direzioni d'inflexione (complessiva, cioè somma dell'area teorica su ognuno dei due lati)
- AfEff = area di ferro effettiva totale presente nel punto di progetto/verifica (cmq)
- CC = numero della combinazione delle CCE per cui viene effettuato il progetto/verifica
- P.no = piano in cui viene progettata l'area di ferro teorica

XY : progetto/verifica nel piano individuato dagli assi locali XY (momento flettente MZ - taglio TY)  
 XZ : progetto/verifica nel piano individuato dagli assi locali XZ (momento flettente MY - taglio TZ)  
 M,My,Mz = momento di verifica (kgm)  
 N = sforzo normale di verifica (kg)  
 σF = tensione massima o minima nell'acciaio (negativa se di compressione) (kg/cmq)  
 σC = tensione massima nel calcestruzzo (negativa se di compressione) (kg/cmq)

VERIFICHE DI STABILITA`

Z0,Z1 = quote progressive globali iniziali e finali del tratto di pilastro nel quale sono state effettuate le verifiche di stabilità (m)  
 Sn.y,Sn.z = snellezze nei piani di inflessione XZ o XY  
 Om.y,Om.z = coefficienti omega nei piani di inflessione XZ o XY  
 Neul.y,Neul.z = sforzi normali euleriani nei piani di inflessione XZ o XY (kg)  
 Z = quota progressiva globale in cui sono stati valutati i coefficienti c (vedi normativa)  
 CC = numero della combinazione delle CCE per cui sono stati valutati i coefficienti c  
 cy,cz = coefficienti c nei piani di inflessione XZ o XY

STAFFE

Z0,Z1 = quote progressive globali iniziali e finali del tratto di pilastro nel quale è stata effettuata la progettazione a taglio (m)  
 Lung. = lunghezza del tratto di pilastro (m)  
 Staff. = staffatura adottata (il passo è sempre espresso in cm)  
 AfEff = area di ferro effettiva della staffatura (cmq/m)  
 AfTeo y,AfTeo z = aree di ferro teoriche delle staffature nei piani XZ o XY  
 CC = numero della combinazione delle CCE per cui viene effettuato il progetto/verifica  
 Scorrin. = sforzo di scorrimento (kg), distinto in:  
     y,z : piani XZ o XY (per pilastri circolari viene riportata la sola componente y, che rappresenta lo scorrimento massimo)  
     agente : scorrimento agente  
     assorbito : scorrimento complessivo assorbito dall'armatura presente  
 CC = numero della combinazione delle CCE per cui viene valutato il valore di τ  
 τ = τ massima nella sezione nella direzione dell'asse di flessione

Pilastrata 1-3-4-6 Nodi : 1 101

Ferri longitudinali - Verifica armatura esistente

Zg	El	Zl	Sez	AfEff	CC	My	Mz	N	σF	σC
0.00	1	0.00	1	13.26	2/ 3	-1813.21	0.00	-5801.68	1093.9	-61.6
2.75	1	2.75	1	13.26	2/ 3	2826.94	0.00	-5286.06	1964.3	-93.8

Staffe - Verifica armatura esistente

Z0	Z1	Lung.	Staff.	AfEff	AfTeo y	AfTeo z	Scorrin. y	Scorrin. z	Scorrin. y	Scorrin. z
cmq/m	cmq/m	cmq/m	CC	agente	CC	agente	assorbito	assorbito		
0.00	2.75	2.75	ø 8/20	5.03	-----	-----	-----	-----	Min. Reg.	Min. Reg.

Tensioni tangenziali

Zg	El	Zl	CC	τ
0.00	1	0.00	2/ 1	3.1
2.75	1	2.75	2/ 1	3.1

Pilastrata 2-5 Nodi : 2 102

Ferri longitudinali - Verifica armatura esistente

Zg	El	Zl	Sez	AfEff	CC	My	Mz	N	σF	σC
0.00	1	0.00	2	6.16	3/ 2	1692.18	0.00	-8190.81	1131.8	-63.4
2.75	1	2.75	2	6.16	3/ 2	-1853.96	0.00	-7675.18	1407.5	-69.5

Staffe - Verifica armatura esistente

Z0	Z1	Lung.	Staff.	AfEff	AfTeo y	AfTeo z	Scorrin. y	Scorrin. z	Scorrin. y	Scorrin. z
cmq/m	cmq/m	cmq/m	CC	agente	CC	agente	assorbito	assorbito		
0.00	2.75	2.75	ø 8/20	5.03	-----	-----	-----	-----	Min. Reg.	Min. Reg.

0.00 2.75 2.75 ø 8/20 5.03 ----- ----- ----- Min. Reg. Min. Reg.  
-----

Tensioni tangenziali

Zg	El	Zl	CC	$\tau$
0.00	1	0.00	3/ 0	2.5
2.75	1	2.75	3/ 0	2.4

-----

**INDICE**

<b>1</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>METODO DI VERIFICA E MATERIALI UTILIZZATI .....</b>	<b>3</b>
2.1	CALCESTRUZZO .....	3
2.2	ACCIAIO .....	3
<b>3</b>	<b>NOTE INTRODUTTIVE.....</b>	<b>4</b>
<b>4</b>	<b>VASCA VOLANO N°21 E N°23 .....</b>	<b>6</b>
4.1	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	6
4.1.1	<i>Soletta</i> .....	8
4.1.2	<i>Platea di fondazione</i> .....	11
4.1.3	<i>Pareti</i> .....	14
4.1.4	<i>Pilastri</i> .....	15
4.1.5	<i>Armature a punzonamento dei pilastri</i> .....	16
4.1.5.1	Punzonamento sulla soletta di copertura	16
4.1.5.2	Punzonamento sulla platea di fondazione	16
4.1.6	<i>Parete lato interno locale pompe</i> .....	17
4.1.6.1	Considerazioni iniziali	17
4.1.6.2	Schema Statico	17
4.1.6.3	Dati di calcolo	17
4.1.6.4	Sollecitazioni	18
4.1.6.5	Verifiche	19
4.1.7	<i>Paratoie</i> .....	20
4.1.7.1	Considerazioni iniziali	20
4.1.7.2	Schema Statico	21
4.1.7.3	Dati di calcolo	21
4.1.7.4	Sollecitazioni	21
4.1.7.5	Verifiche	22
4.1.8	<i>Canale d'ingresso alla vasca</i> .....	23
4.1.8.1	Considerazioni iniziali	23
4.1.8.2	Schemi statici	23
4.1.8.3	Dati di calcolo	24
4.1.8.4	Sollecitazioni	24
4.1.8.5	Verifiche	24
4.1.9	<i>Rastremazioni per i fori del futuro ampliamento (VV21)</i> .....	25
4.1.9.1	Considerazioni iniziali	25
4.1.9.2	Sollecitazioni e verifiche	25
4.2	CALCOLO DELLA PRESSIONE SUL TERRENO .....	26
4.3	VERIFICA A GALLEGGIAMENTO .....	26
<b>5</b>	<b>VASCA 21: POZZETTO DI CONFLUENZA E MANUFATTO PER SERBATOIO COMBUSTIBILE.....</b>	<b>27</b>

5.1 SOLETTA.....	27
5.1.1 Analisi dei carichi .....	27
5.1.2 Schema Statico .....	28
5.1.3 Dati di calcolo.....	28
5.1.4 Sollecitazioni.....	28
5.1.5 Verifiche .....	28
5.2 PARETI LATERALI .....	28
5.2.1 Considerazioni iniziali .....	28
5.2.2 Schema Statico .....	29
5.2.3 Dati di calcolo.....	29
5.2.4 Sollecitazioni.....	29
5.2.5 Verifiche .....	29
5.3 PLATEA DI FONDAZIONE .....	30
5.3.1 Considerazioni iniziali .....	30
5.3.2 Analisi dei carichi .....	30
5.3.3 Schema Statico .....	30
5.3.4 Dati di calcolo.....	30
5.3.5 Sollecitazioni.....	31
5.3.6 Verifiche .....	31
5.4 MURETTO SMORZATORE .....	31
5.4.1 Schema Statico .....	31
5.4.2 Dati di calcolo.....	31
5.4.3 Sollecitazioni.....	31
5.4.4 Verifiche .....	32
<b>6 VASCA 23: MANUFATTO SCOLMATORE.....</b>	<b>33</b>
6.1 ANALISI DEI CARICHI .....	36
6.2 SOLETTA DI COPERTURA: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE .....	36
6.3 PARETI: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE.....	36
6.4 PLATEA: SOLLECITAZIONI E VERIFICHE.....	37
6.5 LAMA ROMPIGETTO .....	37
6.5.1 Schema statico.....	37
6.5.2 Dati di calcolo.....	38
6.5.3 Sollecitazioni.....	38
6.5.4 Verifiche .....	38
<b>7 ZONA INGRESSO VV21 .....</b>	<b>38</b>
7.1 SISTEMI DI RIFERIMENTO .....	41
7.2 ELENCO VINCOLI NODI.....	42
7.3 ELENCO NODI.....	42
7.4 ELENCO MATERIALI.....	42
7.5 ELENCO SEZIONI ASTE.....	43

7.6	ELENCO VINCOLI ASTE.....	44
7.7	ELENCO ASTE.....	44
7.8	ELENCO TIPI SOLAI.....	45
7.9	ELENCO SOLAI.....	45
7.10	CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI.....	45
7.11	ELENCO CARICHI ASTE.....	46
	7.11.1 CONDIZIONE DI CARICO 1: $pp+q_{per}$ .....	46
	7.11.2 CONDIZIONE DI CARICO 2: $q_{acc}$ .....	46
7.12	PARAMETRI DI CALCOLO.....	46
7.13	SPOSTAMENTI RELATIVI MASSIMI ALLE TA:.....	49
7.14	REAZIONI VINCOLARI.....	49
7.15	SOLLECITAZIONI ASTE.....	49
7.16	ARMATURE TRAVI.....	51
7.17	ARMATURE PILASTRI.....	53

**RELAZIONE DI CALCOLO**

**OPERE PROVVISORIALI**

**VASCHE VOLANO VV21 – VV23**

Il tecnico

## 9 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le normative di riferimento sono le seguenti:

**[1] Legge 5 Novembre 1971 n° 1086**

“Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale ed a struttura metallica”.

**[2] D.M. Min. LL.PP. 9 Gennaio 1996**

“Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.

**[3] Circolare Min. LL.PP. 15 Ottobre 1996 n. 252 AA.GG./S.T.C.**

Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M. 9 gennaio 1996.

**[4] D.M. Min. LL.PP. 16 Gennaio 1996**

“Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.

**[5] Circolare Min. LL.PP. 4 Luglio 1996 n. 156 AA.GG./S.T.C.**

Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al D.M. 16 gennaio 1996.

**[8] Legge 2 Febbraio 1974 n° 64**

“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”

**[9] D.M. Min.LL.PP. 24 Gennaio 1986**

“Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche”

## 10 METODO DI VERIFICA E MATERIALI UTILIZZATI

Il metodo di verifica adottato per le fondazioni è quello delle “**tensioni ammissibili**”.

I materiali utilizzati nell'intervento sono i seguenti:

### 10.1 Calcestruzzo

Calcestruzzo di classe  $R_{ck} \geq 350 \text{ kg / cm}^2$  (impiegato per tutte le strutture gettate in opera):

$$\sigma_c = 110.0 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\sigma_c' = 0.7 \times \sigma_c = 77.0 \text{ kg / cm}^2$$

$$\tau_0 = 6.67 \text{ kg / cm}^2$$

$$\tau_1 = 19.71 \text{ Kg / cm}^2$$

### 10.2 Acciaio per c.a.

Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata **Fe B44 k controllato**:

$$\sigma_f = 2600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y / f_{yk} \leq 1.35 \text{ e } (f_t / f_y)_{\text{medio}} \geq 1.13$$

I simboli adottati hanno il seguente significato :

- $f_y$  è il singolo valore della tensione di snervamento rilevato sperimentalmente;
- $f_{yk}$  è il valore nominale di riferimento della tensione caratteristica di snervamento dei tipi di acciaio indicati nel Prospetto II - 1, e cioè
  - $f_{yk} = 3750 \text{ Kg/cm}^2$  per Fe B 38k,
  - $f_{yk} = 4300 \text{ Kg/cm}^2$  per Fe B 44k;
- $f_t$  è il singolo valore della tensione di rottura rilevato sperimentalmente.

### 10.3 Acciaio per carpenteria metallica

Per carpenteria metallica tipo Fe430 laminato, tensione ammissibile:

Trazione o compressione: 1900 Kg / cm<sup>2</sup>

Per palancole tipo Fe430 laminato, tensione ammissibile:

Trazione o compressione: 1900 Kg / cm<sup>2</sup>

Il copriferro utilizzato per le strutture in c.a. è 3 cm.

## 11 NOTE INTRODUTTIVE

- La presente relazione di calcolo si riferisce al completamento della rete fognaria di Scafati (SA) ed in particolare alle opere provvisionali necessarie per i manufatti VV21, VV23 e S22.

## 12 Opere provvisorie VV21

### 12.1 Palancole

Il comportamento della palancolata viene studiato mediante “Paratie”, un apposito programma di calcolo della ditta CEAS di Milano. In base alle necessità di scavo si individuano due schemi di calcolo di cui si riportano i risultati più rilevanti.

#### 12.1.1 Calcolo palancola schema “A”

```
*****
**                                     **
**           P   A   R   A   T   I   E           **
**                                     **
**           RELEASE 6.22   VERSIONE WIN           **
**                                     **
** Ce.A.S. s.r.l. - Viale Giustiniano, 10           **
**                                     **
**                               20129 MILANO           **
**                                     **
*****
```

JOBNAME C:\Documenti\LAVORI\Scafati\Finali\VV21 L=16 tirante schA\_HIST00

18 DICEMBRE 2007 8:27:28

ELENCO DEI DATI DI INPUT(PARAGEN)

Per il significato dei vari comandi  
si faccia riferimento al manuale di  
input PARAGEN, versione 6.22.

N. comando

- 1: \* Paratie for Windows version 6.2
- 2: \* Filename= <c:\documenti\lavori\scafati\finali\vv21 l=16 tirante  
scha\_hist00.d>
- 3: \* project with "run time" parameters
- 4: \* Force=kg Lenght=m
- 5: \*
- 6: units m kg
- 7: title History 0 - Scafati vv21 scavo distante 4m dalla palancola  
l=16m con tira
- 8: delta 0.25
- 9: option param itemax 30
- 10: option noprint echo
- 11: option noprint displ

```

12: option noprint react
13: option noprint stresses
14: option control TSPonly
15:     wall LeftWall 0 -16 0
16: *
17: soil UHLeft LeftWall -16 0 1 0
18: soil DHLeft LeftWall -16 0 2 180
19: *
20: material Acciaio_palancole 2.1E+010
21: material Tiranti 2.1E+010
22: *
23: beam beam LeftWall -16 -2.8 Acciaio_palancole 0.1385 00 00
24: *
25: wire Tirante LeftWall -4.3 Tiranti 4.33333E-005 1000 25
26: *
27: strip LeftWall 2 6 8 15 -2.8 5300 45
28: strip LeftWall 2 6 6 2 -2.8 3600 45
29: strip LeftWall 2 6 4 2 -2.8 1300 45
30: *
31: * Soil Profile
32: *
33:     ldata          Vegetale 0
34:         weight      1900 1100 1000
35:         atrest       0.741181 0 1
36:         resistance   0 15 0.539 1.953
37:         permeabil    0.0001
38:         young        500000 600000
39:     endlayer
40:     ldata          Cenere_rimaneggiata -1
41:         weight      1800 800 1000
42:         atrest       0.5 0 1
43:         resistance   0 28.5 0.326 3.566
44:         permeabil    0.0001
45:         young        2E+006 2.5E+006
46:     endlayer
47:     ldata          Cenere_cementata -2.3
48:         weight      1400 700 1000
49:         atrest       0.419297 0 1
50:         resistance   0 30 0.306 3.852
51:         permeabil    0.0001
52:         young        2.2E+006 2.7E+006
53:     endlayer
54:     ldata          Paleosuolo -3.4
55:         weight      1400 700 1000
56:         atrest       0.609269 0 1
57:         resistance   0 23 0.407 2.732
58:         permeabil    0.0001

```

```

59:      young      300000 500000
60:      endlayer
61:      ldata      Sabbie_piroclastiche -9.2
62:      weight     1900 900 1000
63:      atrest     0.484962 0 1
64:      resistance 0 28 0.333 3.479
65:      permeabil  5E-005
66:      young      2.8E+006 3.2E+006
67:      endlayer
68: *
69: option find safety
70: *
71: step 1 :
72:      setwall LeftWall
73:      geom 0 0
74:      water -3.5 0
75: endstep
76: *
77: step 2 : Scavo a -2.80
78:      setwall LeftWall
79:      geom -2.8 -2.8
80:      add beam
81: endstep
82: *
83: step 3 : Abbassamento falda a -9.00
84:      setwall LeftWall
85:      water -3.5 5.5
86: endstep
87: *
88: step 4 : Scavo a -4.8
89:      setwall LeftWall
90:      geom -2.8 -4.8
91: endstep
92: *
93: step 5 :
94:      setwall LeftWall
95:      add Tirante
96: endstep
97: *
98: step 6 : Scavo a -6.8
99:      setwall LeftWall
100:      geom -2.8 -6.8
101: endstep
102: *
103: *

```

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER Vegetale

natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
quota superiore	=	0.0000	m	
quota inferiore	=	-1.0000	m	
peso fuori falda	=	1900.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	=	1100.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito	=	15.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.53900		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.9530		(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.74118		
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000		
modello di rigidezza	=	1.0000		
modulo el. compr. vergine	=	0.50000E+06	kg/m <sup>2</sup>	
modulo el. scarico/ricarico	=	0.60000E+06	kg/m <sup>2</sup>	
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	=	15.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.53900		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.9530		(A VALLE)
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A VALLE)

LAYER Cenere\_rimaneggiata

natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
quota superiore	=	-1.0000	m	
quota inferiore	=	-2.3000	m	
peso fuori falda	=	1800.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	=	800.00	kg/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito	=	28.500	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.32600		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.5660		(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.50000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000		
modello di rigidezza	=	1.0000		
modulo el. compr. vergine	=	0.20000E+07	kg/m <sup>2</sup>	
modulo el. scarico/ricarico	=	0.25000E+07	kg/m <sup>2</sup>	
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	=	28.500	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.32600		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.5660		(A VALLE)
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A VALLE)

LAYER Cenere_cementata				
natura	1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	
quota superiore		=	-2.3000	m
quota inferiore		=	-3.4000	m
peso fuori falda		=	1400.0	kg/m <sup>3</sup>
peso efficace in falda		=	700.00	kg/m <sup>3</sup>
peso dell'acqua		=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>
angolo di attrito		=	30.000	DEG (A MONTE)
coeff. spinta attiva ka		=	0.30600	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp		=	3.8520	(A MONTE)
Konc normal consolidato		=	0.41930	
OCR: grado di sovraconsolidazione		=	1.0000	
modello di rigidezza		=	1.0000	
modulo el. compr. vergine		=	0.22000E+07	kg/m <sup>2</sup>
modulo el. scarico/ricarico		=	0.27000E+07	kg/m <sup>2</sup>
permeabilita'		=	0.10000E-03	m/time (A MONTE)
natura	1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	(A VALLE)
angolo di attrito		=	30.000	DEG (A VALLE)
coeff. spinta attiva ka		=	0.30600	(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp		=	3.8520	(A VALLE)
permeabilita'		=	0.10000E-03	m/time (A VALLE)

LAYER Paleosuolo				
natura	1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	
quota superiore		=	-3.4000	m
quota inferiore		=	-9.2000	m
peso fuori falda		=	1400.0	kg/m <sup>3</sup>
peso efficace in falda		=	700.00	kg/m <sup>3</sup>
peso dell'acqua		=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>
angolo di attrito		=	23.000	DEG (A MONTE)
coeff. spinta attiva ka		=	0.40700	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp		=	2.7320	(A MONTE)
Konc normal consolidato		=	0.60927	
OCR: grado di sovraconsolidazione		=	1.0000	
modello di rigidezza		=	1.0000	
modulo el. compr. vergine		=	0.30000E+06	kg/m <sup>2</sup>
modulo el. scarico/ricarico		=	0.50000E+06	kg/m <sup>2</sup>
permeabilita'		=	0.10000E-03	m/time (A MONTE)
natura	1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	(A VALLE)
angolo di attrito		=	23.000	DEG (A VALLE)
coeff. spinta attiva ka		=	0.40700	(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp		=	2.7320	(A VALLE)
permeabilita'		=	0.10000E-03	m/time (A VALLE)

LAYER Sabbie_piroclastiche				
natura	1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	
quota superiore		=	-9.2000	m

quota inferiore	= -0.10000E+31 m		
peso fuori falda	= 1900.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	= 900.00	kg/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	= 1000.0	kg/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito	= 28.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.33300		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.4790		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.48496		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 0.28000E+07	kg/m <sup>2</sup>	
modulo el. scarico/ricarico	= 0.32000E+07	kg/m <sup>2</sup>	
permeabilita'	= 0.50000E-04	m/time	(A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	= 28.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.33300		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.4790		(A VALLE)
permeabilita'	= 0.50000E-04	m/time	(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 2

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 3

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 4

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 5

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 6

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-2.8000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m

quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-2.8000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	5.5000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 4

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-4.8000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	5.5000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 5

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-4.8000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	5.5000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m

indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 6

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-6.8000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	5.5000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO ELEMENTI

=====

RIASSUNTO ELEMENTI SOIL						
Name	Wall	Z1	Z2	Flag	Angle	
		m	m		deg	
UHLeft	LeftWall	0.	-16.00	UPHILL	0.	
DHLeft	LeftWall	0.	-16.00	DOWNHILL	180.0	

RIASSUNTO ELEMENTI BEAM						
Name	Wall	Z1	Z2	Mat	thick	
		m	m		m	
beam	LeftWall	-2.800	-16.00	_	0.1385	

RIASSUNTO ELEMENTI WIRE						
Name	Wall	Zeta	Mat	A/L	Pinit	Angle
		m			kg/m	deg
Tirante	LeftWall	-4.300	_	0.4333E-04	1000.	25.00

RIASSUNTO DATI VARI

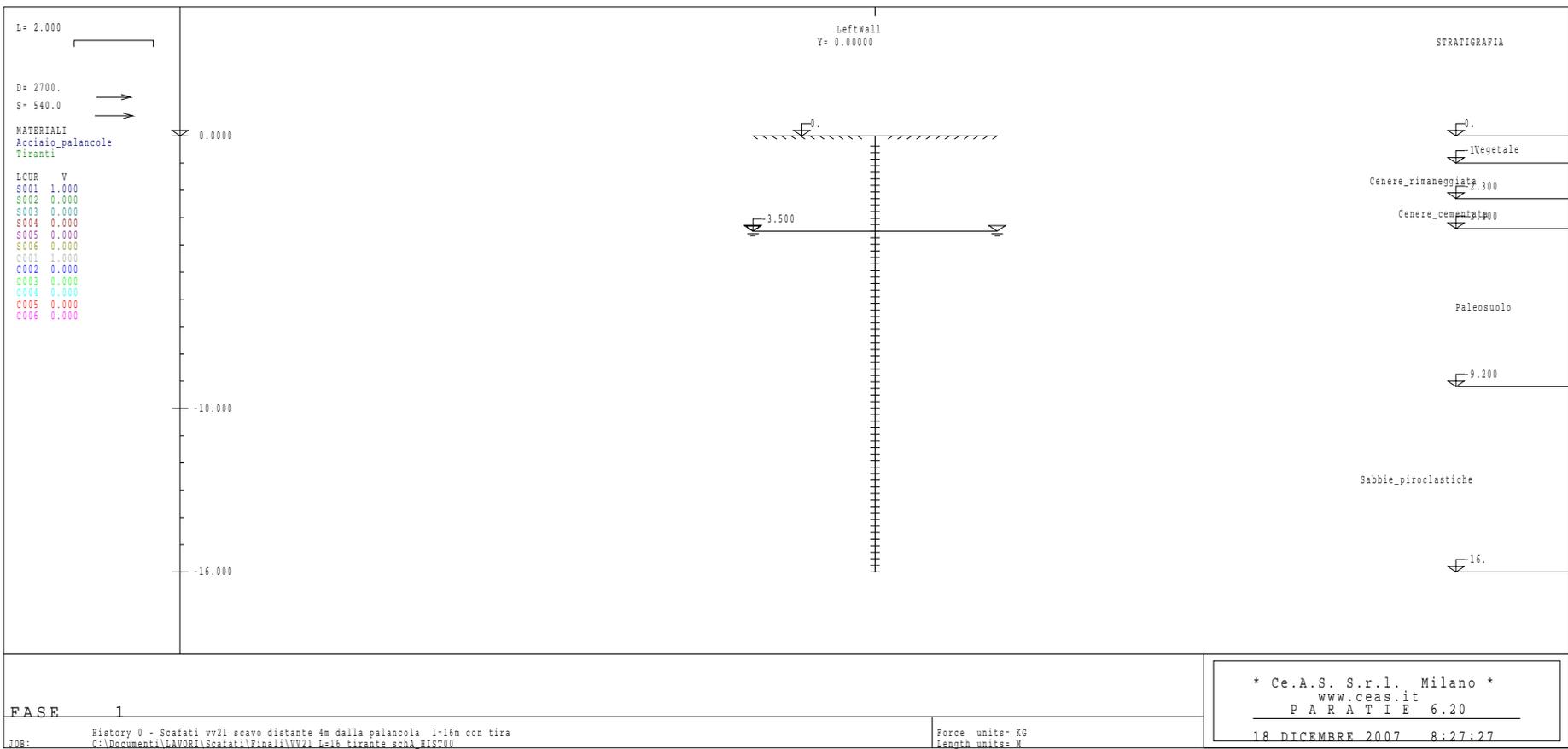
=====

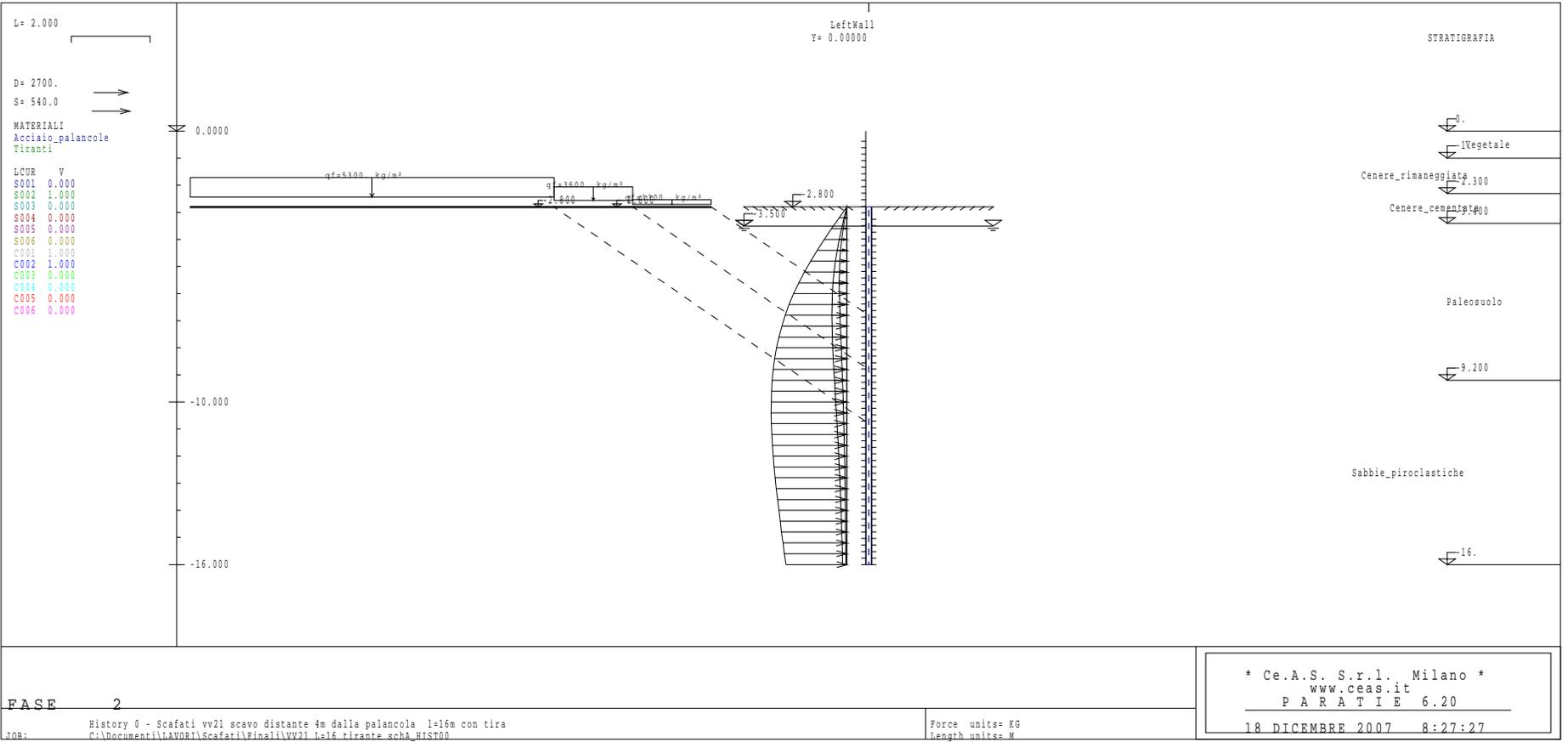
MATERIALI	
Name	YOUNG MODULUS
	kg/m <sup>2</sup>
Acci	2.1E+010
Tira	2.1E+010

RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

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

INPUT PLOTS:





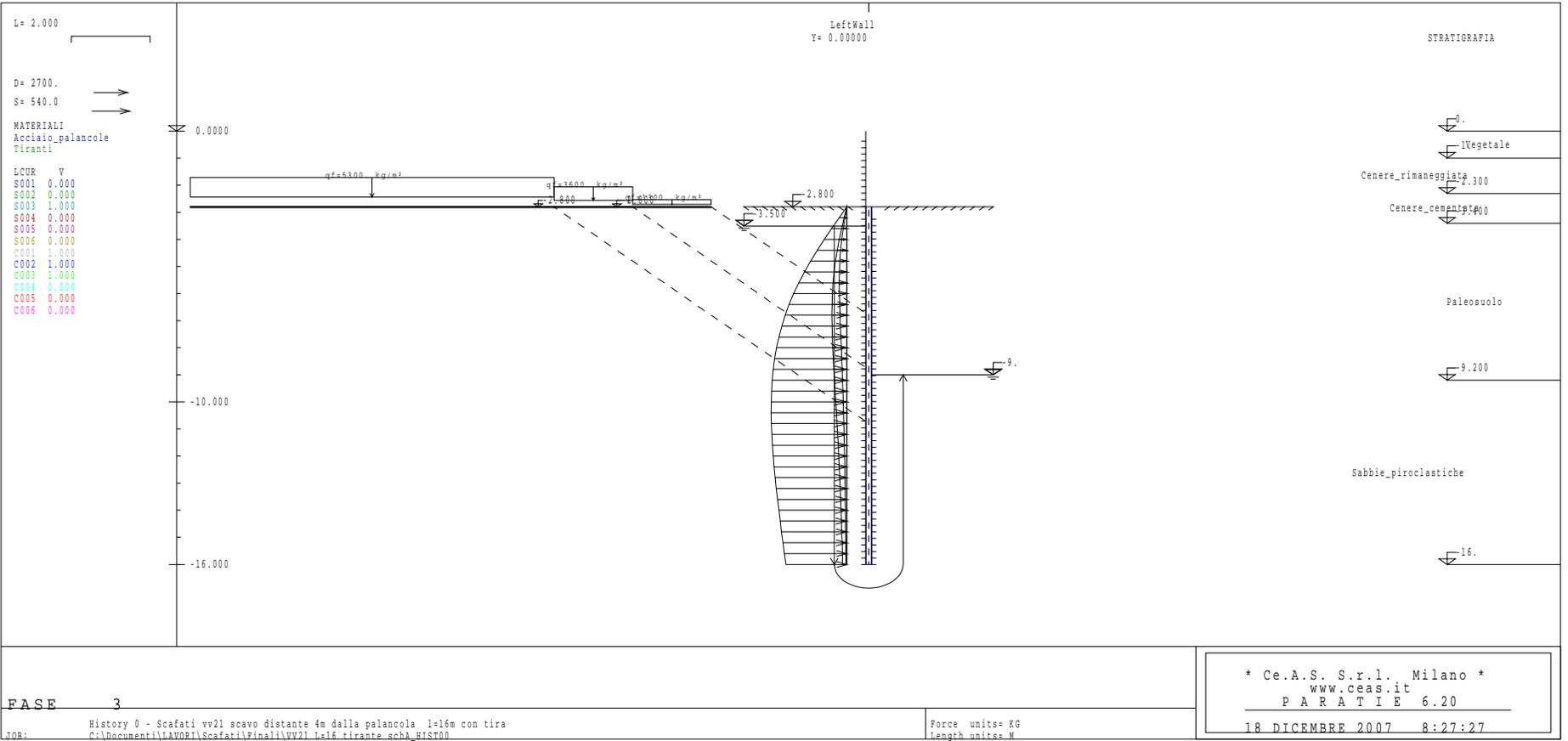
FASE 2

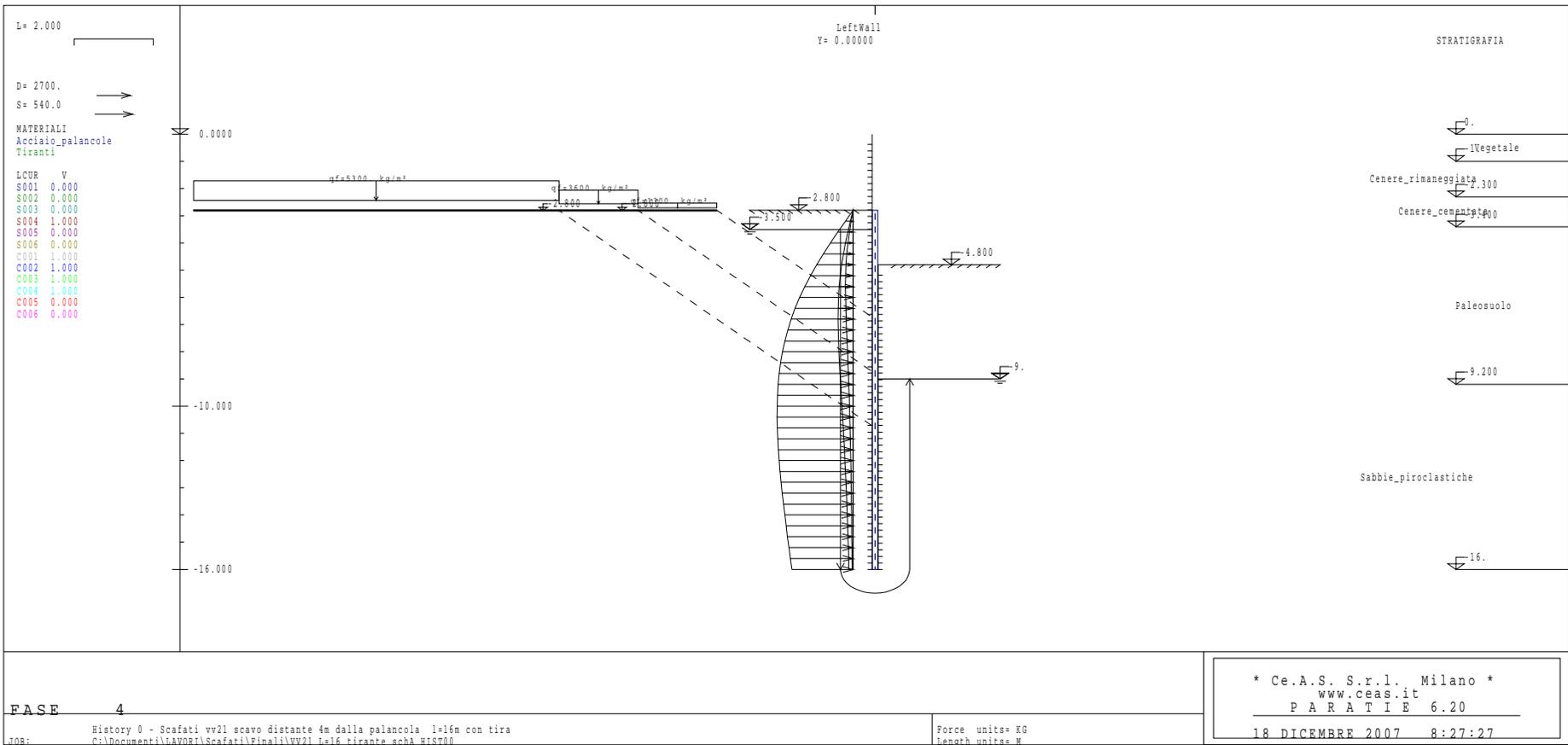
History 0 - Scafati vv21 scavo distante 4m dalla palanca 1=16m con tira  
 C:\Documenti\LAOPRI\Scafati\Finali\VV21\_L=16\_tirante\_schA\_H16700

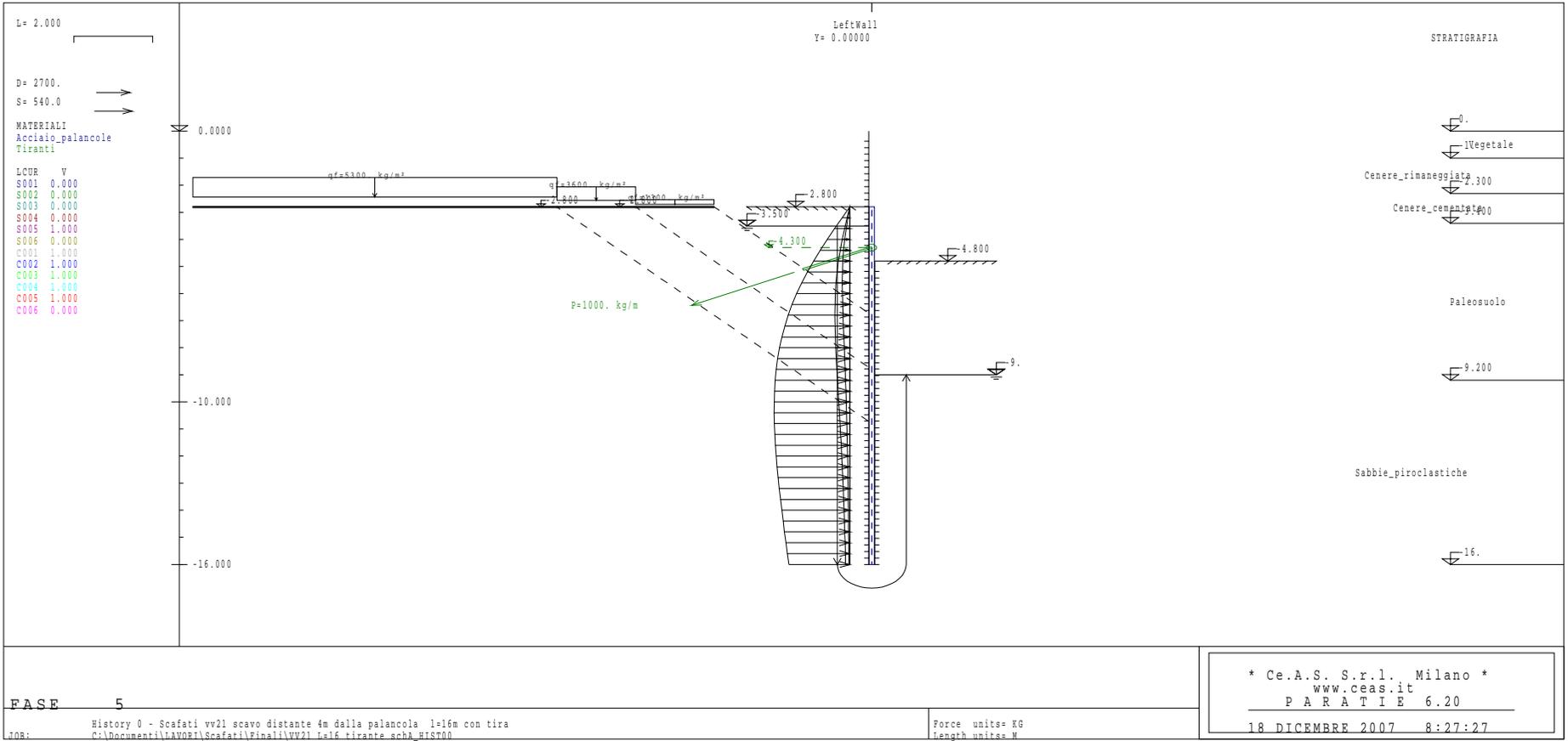
Force units= KG  
 Length units= M

\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
 www.ceas.it  
 P A R A T I E 6.20

18 DICEMBRE 2007 8:27:27

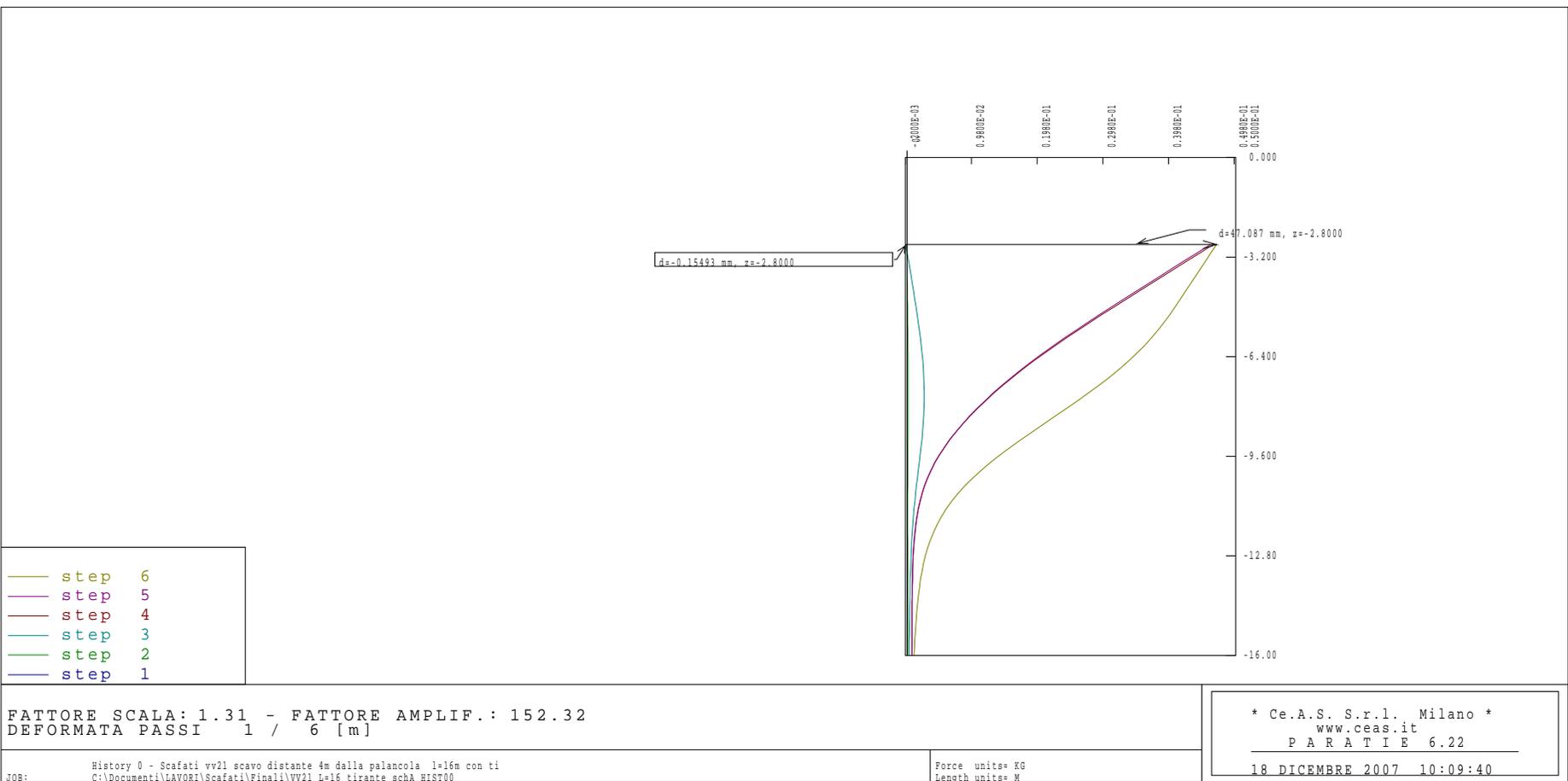


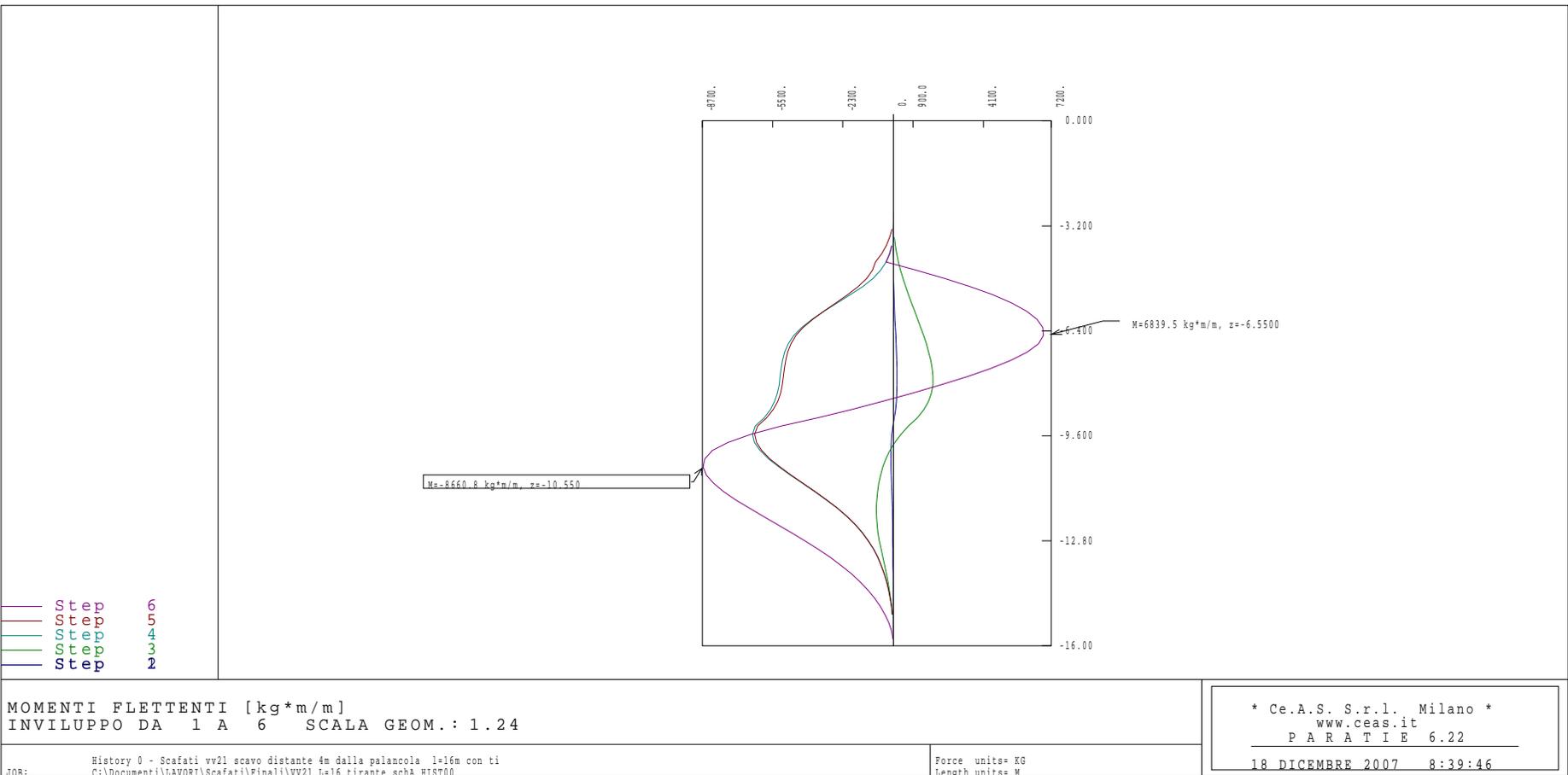


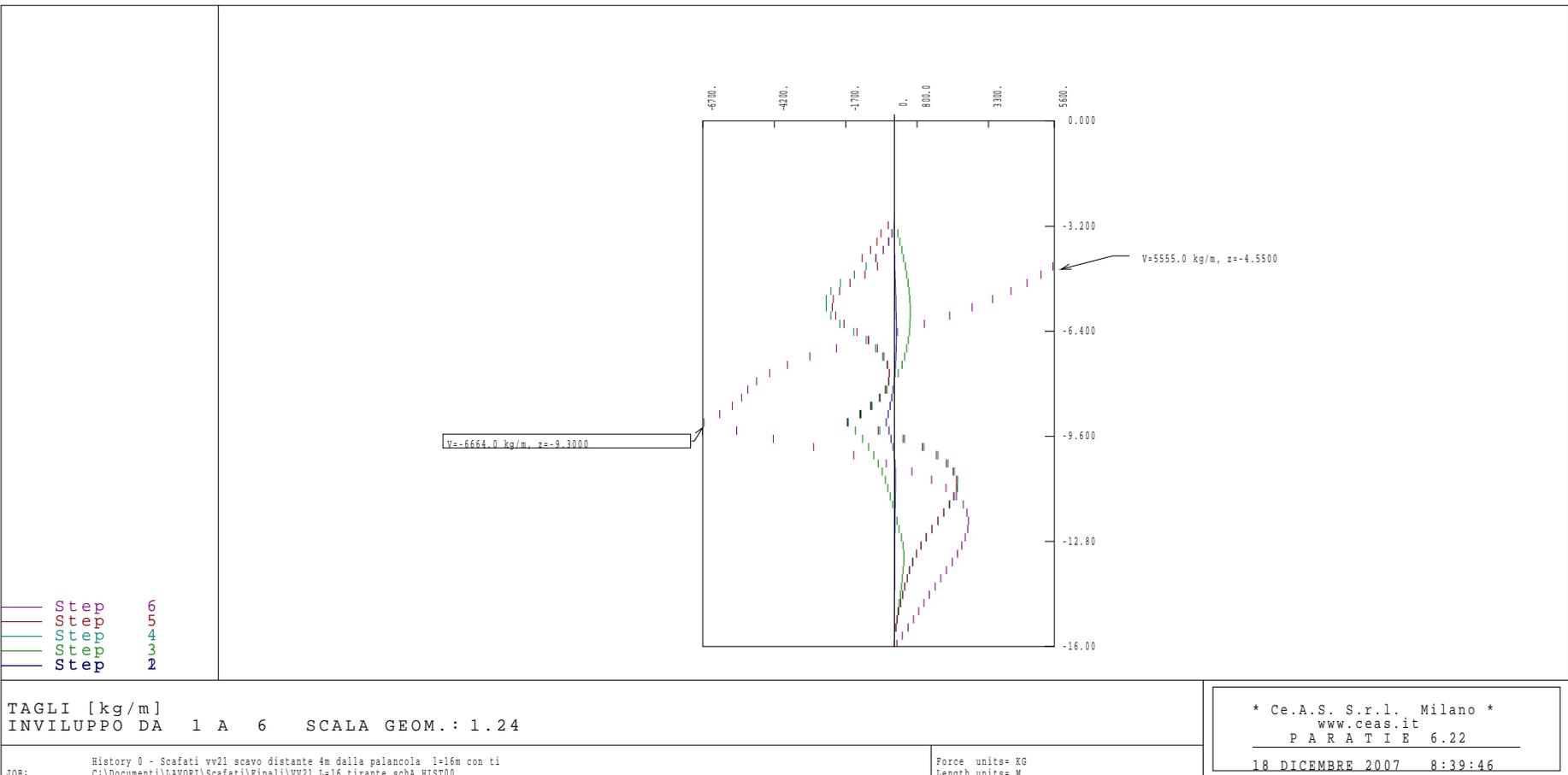


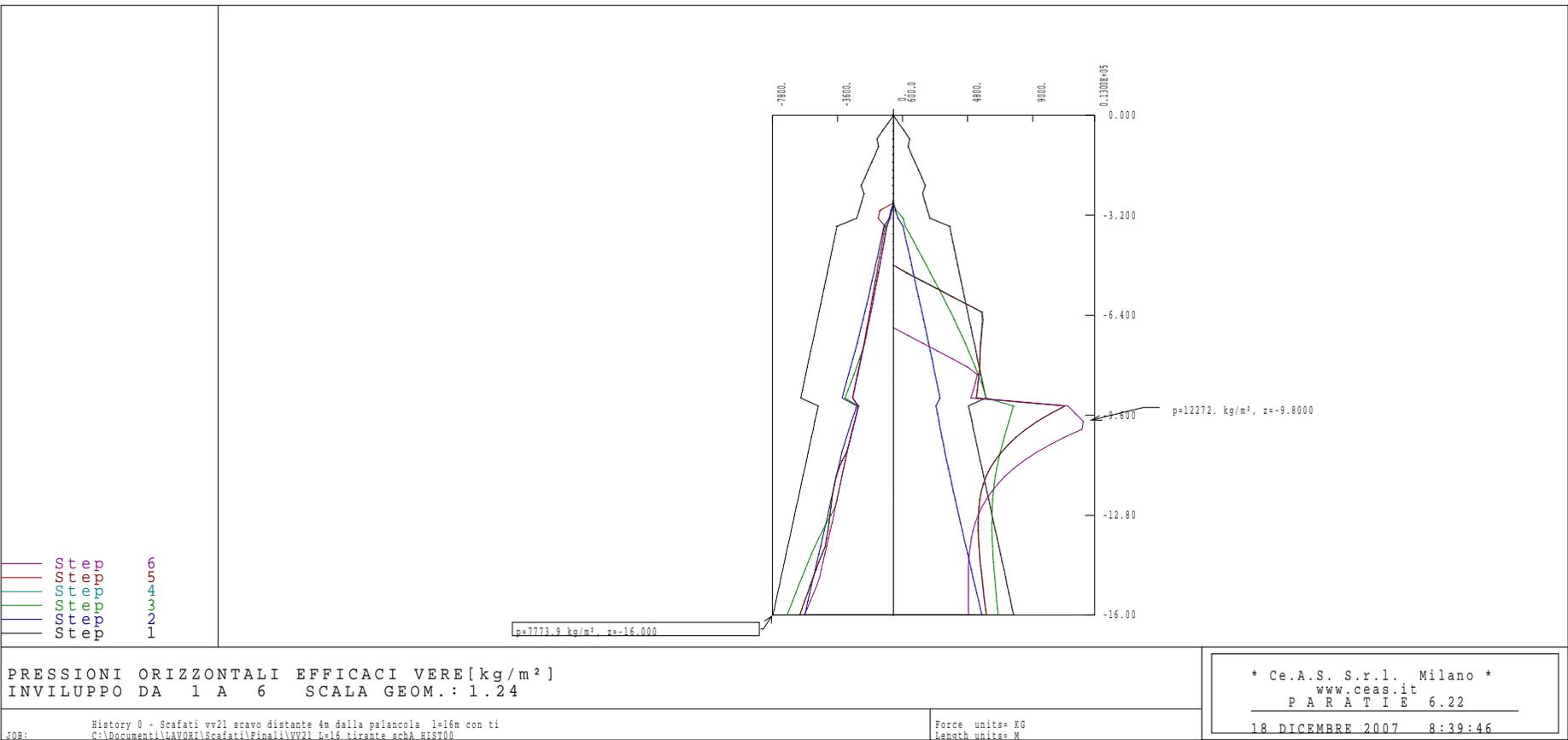


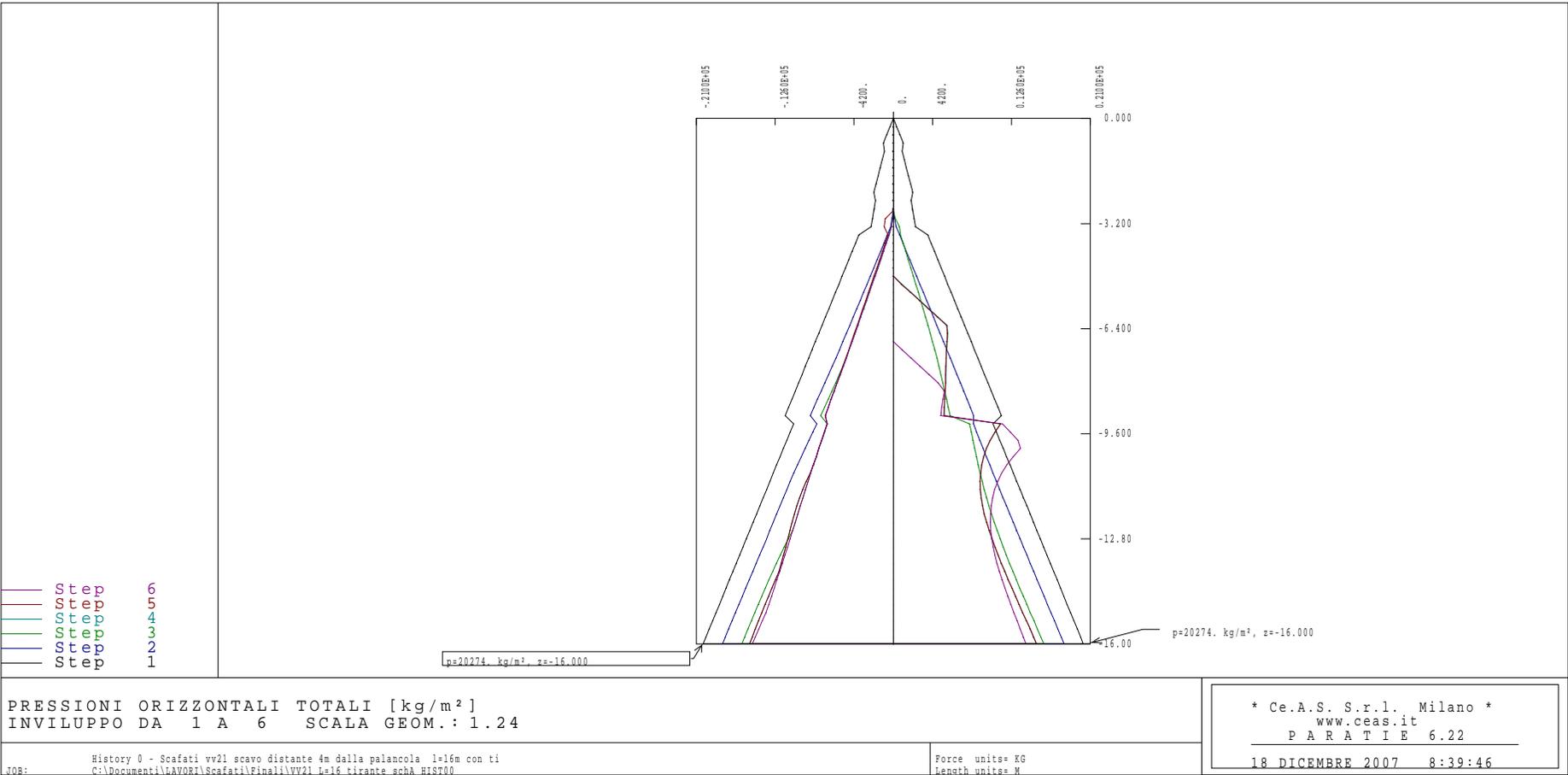
OUTPUT PLOTS :

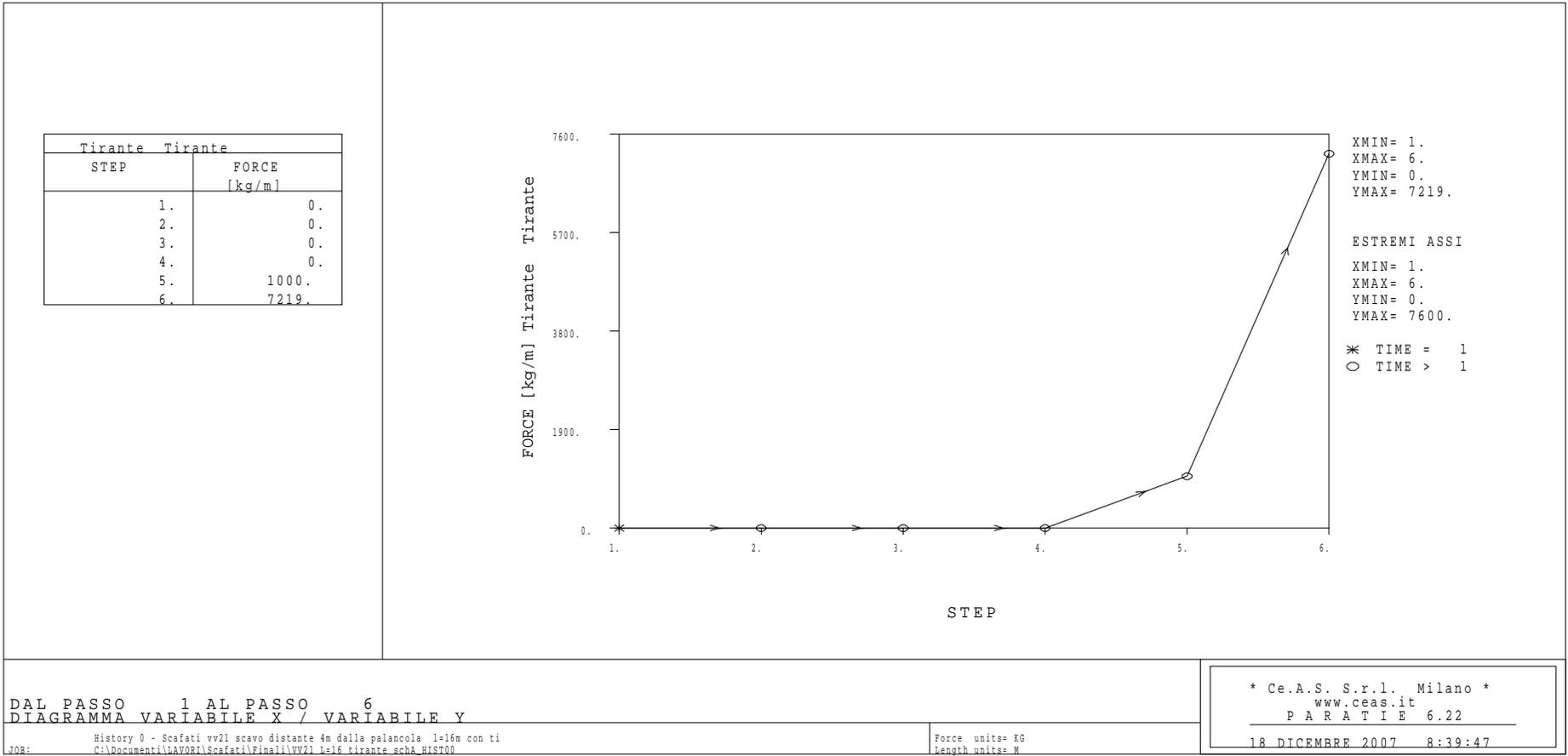












### 12.1.2 Calcolo palancola schema “B”

```
*****
**
**          P A R A T I E          **
**
**          RELEASE 6.22  VERSIONE WIN  **
**
**  Ce.A.S. s.r.l. - Viale Giustiniano, 10  **
**                20129 MILANO          **
**
**
*****
```

JOBNAME C:\Documenti\LAVORI\Scafati\Finali\VV21 L=16 tirante schB\_HIST00

18 DICEMBRE 2007 8:21:35

ELENCO DEI DATI DI INPUT(PARAGEN)

Per il significato dei vari comandi  
si faccia riferimento al manuale di  
input PARAGEN, versione 6.22.

N. comando

```
1: * Paratie for Windows version 6.2
2: * Filename= <c:\documenti\lavori\scafati\finali\vv21 l=16 tirante
schb_hist00.d>
3: * project with "run time" parameters
4: * Force=kg Lenght=m
5: *
6: units m kg
7: title History 0 - Scafati vv21 scavo distante 4m dalla palancola
l=16m con tira
8: delta 0.25
9: option param itemax 30
10: option noprint echo
11: option noprint displ
12: option noprint react
13: option noprint stresses
14: option control TSPonly
15: wall LeftWall 0 -16 0
16: *
17: soil UHLeft LeftWall -16 0 1 0
18: soil DHLeft LeftWall -16 0 2 180
19: *
20: material Acciaio_palancole 2.1E+010
```

```

21: material Tiranti 2.1E+010
22: *
23: beam beam LeftWall -16 -2.8 Acciaio_palancole 0.1385 00 00
24: *
25: wire Tirante LeftWall -4.3 Tiranti 4.33333E-005 1000 25
26: wire Tirante2 LeftWall -7 Tiranti 3.54545E-005 1000 20
27: *
28: strip LeftWall 2 8 8 15 -2.8 5300 45
29: strip LeftWall 2 8 6 2 -2.8 3600 45
30: strip LeftWall 2 8 4 2 -2.8 1300 45
31: *
32: * Soil Profile
33: *
34:   ldata           Vegetale 0
35:     weight        1900 1100 1000
36:     atrest         0.741181 0 1
37:     resistance     0 15 0.539 1.953
38:     permeabil      0.0001
39:     young           500000 600000
40:   endlayer
41:   ldata           Cenere_rimaneggiata -1
42:     weight         1800 800 1000
43:     atrest         0.5 0 1
44:     resistance     0 28.5 0.326 3.566
45:     permeabil      0.0001
46:     young           2E+006 2.5E+006
47:   endlayer
48:   ldata           Cenere_cementata -2.3
49:     weight         1400 700 1000
50:     atrest         0.419297 0 1
51:     resistance     0 30 0.306 3.852
52:     permeabil      0.0001
53:     young           2.2E+006 2.7E+006
54:   endlayer
55:   ldata           Paleosuolo -3.4
56:     weight         1400 700 1000
57:     atrest         0.609269 0 1
58:     resistance     0 23 0.407 2.732
59:     permeabil      0.0001
60:     young           300000 500000
61:   endlayer
62:   ldata           Sabbie_piroclastiche -9.2
63:     weight         1900 900 1000
64:     atrest         0.484962 0 1
65:     resistance     0 28 0.333 3.479
66:     permeabil      5E-005
67:     young           2.8E+006 3.2E+006

```

```
68:     endlayer
69: *
70: option find safety
71: *
72: step 1 :
73:     setwall LeftWall
74:         geom 0 0
75:         water -3.5 0
76: endstep
77: *
78: step 2 : Scavo a -2.80
79:     setwall LeftWall
80:         geom -2.8 -2.8
81:         add beam
82: endstep
83: *
84: step 3 :
85:     setwall LeftWall
86:         water -3.5 5.5
87: endstep
88: *
89: step 4 :
90:     setwall LeftWall
91:         geom -2.8 -4.8
92: endstep
93: *
94: step 5 :
95:     setwall LeftWall
96:         add Tirante
97: endstep
98: *
99: step 6 : Scavo a -7.5
100:     setwall LeftWall
101:         geom -2.8 -7.5
102: endstep
103: *
104: step 7 :
105:     setwall LeftWall
106:         add Tirante2
107: endstep
108: *
109: step 8 : Scavo a -9.0
110:     setwall LeftWall
111:         geom -2.8 -9
112: endstep
113: *
114: *
```

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER Vegetale

natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
quota superiore	=	0.0000	m	
quota inferiore	=	-1.0000	m	
peso fuori falda	=	1900.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	=	1100.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito	=	15.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.53900		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.9530		(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.74118		
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000		
modello di rigidezza	=	1.0000		
modulo el. compr. vergine	=	0.50000E+06	kg/m <sup>2</sup>	
modulo el. scarico/ricarico	=	0.60000E+06	kg/m <sup>2</sup>	
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	=	15.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.53900		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.9530		(A VALLE)
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A VALLE)

LAYER Cenere\_rimaneggiata

natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
quota superiore	=	-1.0000	m	
quota inferiore	=	-2.3000	m	
peso fuori falda	=	1800.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	=	800.00	kg/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito	=	28.500	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.32600		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.5660		(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.50000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000		
modello di rigidezza	=	1.0000		
modulo el. compr. vergine	=	0.20000E+07	kg/m <sup>2</sup>	
modulo el. scarico/ricarico	=	0.25000E+07	kg/m <sup>2</sup>	
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	=	28.500	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.32600		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.5660		(A VALLE)
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A VALLE)

LAYER Cenero\_cementata

natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
quota superiore	=	-2.3000	m	
quota inferiore	=	-3.4000	m	
peso fuori falda	=	1400.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	=	700.00	kg/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito	=	30.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.30600		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.8520		(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.41930		
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000		
modello di rigidezza	=	1.0000		
modulo el. compr. vergine	=	0.22000E+07	kg/m <sup>2</sup>	
modulo el. scarico/ricarico	=	0.27000E+07	kg/m <sup>2</sup>	
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	=	30.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.30600		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.8520		(A VALLE)
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A VALLE)

LAYER Paleosuolo

natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
quota superiore	=	-3.4000	m	
quota inferiore	=	-9.2000	m	
peso fuori falda	=	1400.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	=	700.00	kg/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito	=	23.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.40700		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	2.7320		(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.60927		
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000		
modello di rigidezza	=	1.0000		
modulo el. compr. vergine	=	0.30000E+06	kg/m <sup>2</sup>	
modulo el. scarico/ricarico	=	0.50000E+06	kg/m <sup>2</sup>	
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	=	23.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.40700		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	2.7320		(A VALLE)
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A VALLE)

LAYER Sabbie\_piroclastiche

natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
-------------------------------	---	--------	--	--

quota superiore	= -9.2000	m	
quota inferiore	= -0.10000E+31	m	
peso fuori falda	= 1900.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	= 900.00	kg/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	= 1000.0	kg/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito	= 28.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.33300		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.4790		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.48496		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 0.28000E+07	kg/m <sup>2</sup>	
modulo el. scarico/ricarico	= 0.32000E+07	kg/m <sup>2</sup>	
permeabilita'	= 0.50000E-04	m/time	(A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	= 28.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.33300		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.4790		(A VALLE)
permeabilita'	= 0.50000E-04	m/time	(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 2

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 3

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 4

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 5

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 6

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 7

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 8

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-2.8000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-2.8000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	5.5000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 4

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-4.8000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	5.5000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 5

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-4.8000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	5.5000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 6

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-7.5000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	5.5000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]

accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 7

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-7.5000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	5.5000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 8

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-9.0000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	5.5000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO ELEMENTI

=====

RIASSUNTO ELEMENTI SOIL					
Name	Wall	Z1	Z2	Flag	Angle
		m	m		deg
UHLeft	LeftWall	0.	-16.00	UPHILL	0.
DHLeft	LeftWall	0.	-16.00	DOWNHILL	180.0

```

+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|                RIASSUNTO ELEMENTI BEAM                |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Name | Wall   |      Z1 |      Z2 | Mat | thick |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|      |        |      m |      m |    |      m |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| beam | LeftWall | -2.800 | -16.00 | _ | 0.1385 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+

```

```

+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|                RIASSUNTO ELEMENTI WIRE                |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Name   | Wall   |      Zeta | Mat |      A/L | Pinit | Angle |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|        |        |      m |    |          | kg/m | deg |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Tirante | LeftWall | -4.300 | _ | 0.4333E-04 | 1000. | 25.00 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Tirante2 | LeftWall | -7.000 | _ | 0.3545E-04 | 1000. | 20.00 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+

```

RIASSUNTO DATI VARI  
=====

```

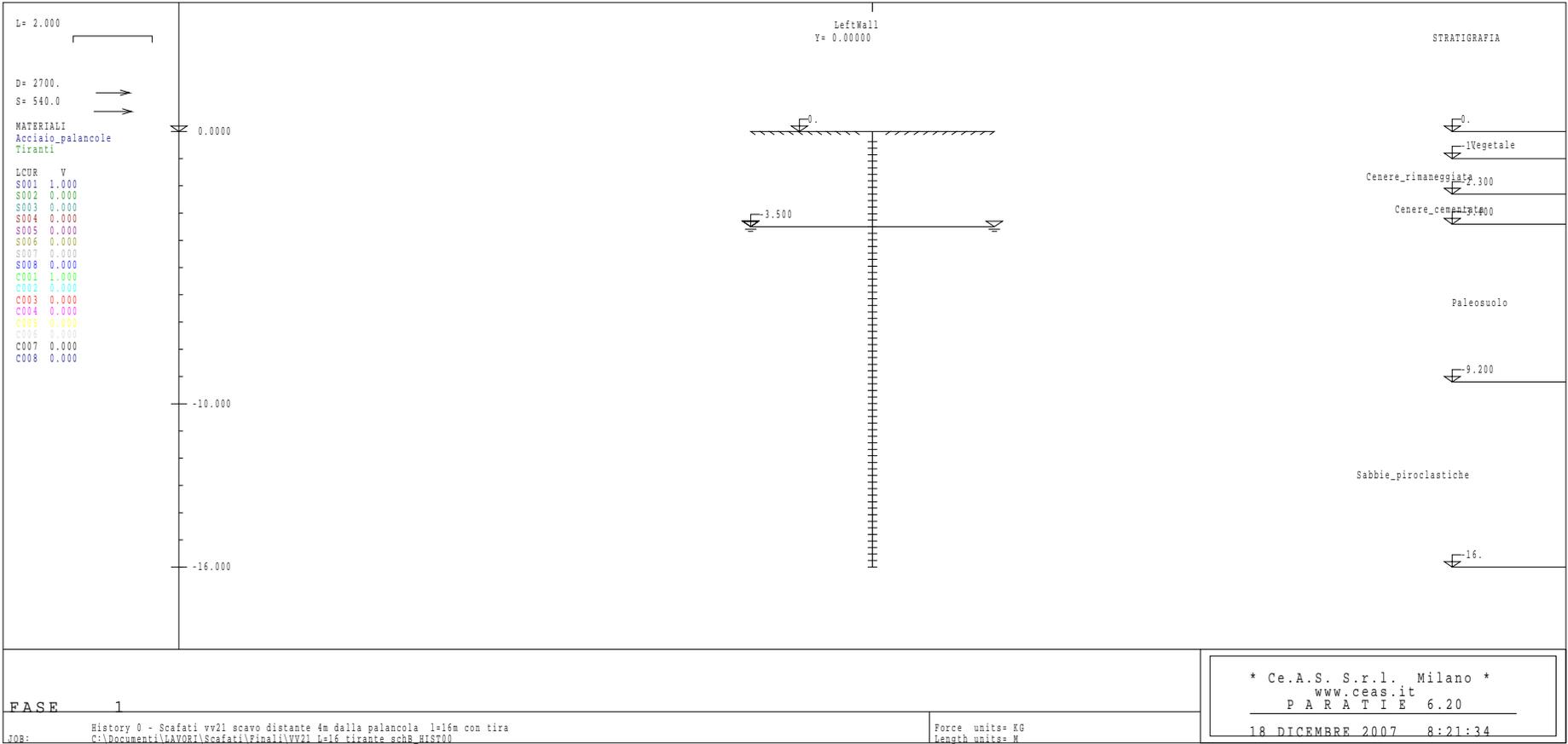
+-----+-----+
|                MATERIALI                |
+-----+-----+
| Name | YOUNG MODULUS |
+-----+-----+
|      | kg/m² |
+-----+-----+
| Acci | 2.1E+010 |
+-----+-----+
| Tira | 2.1E+010 |
+-----+-----+

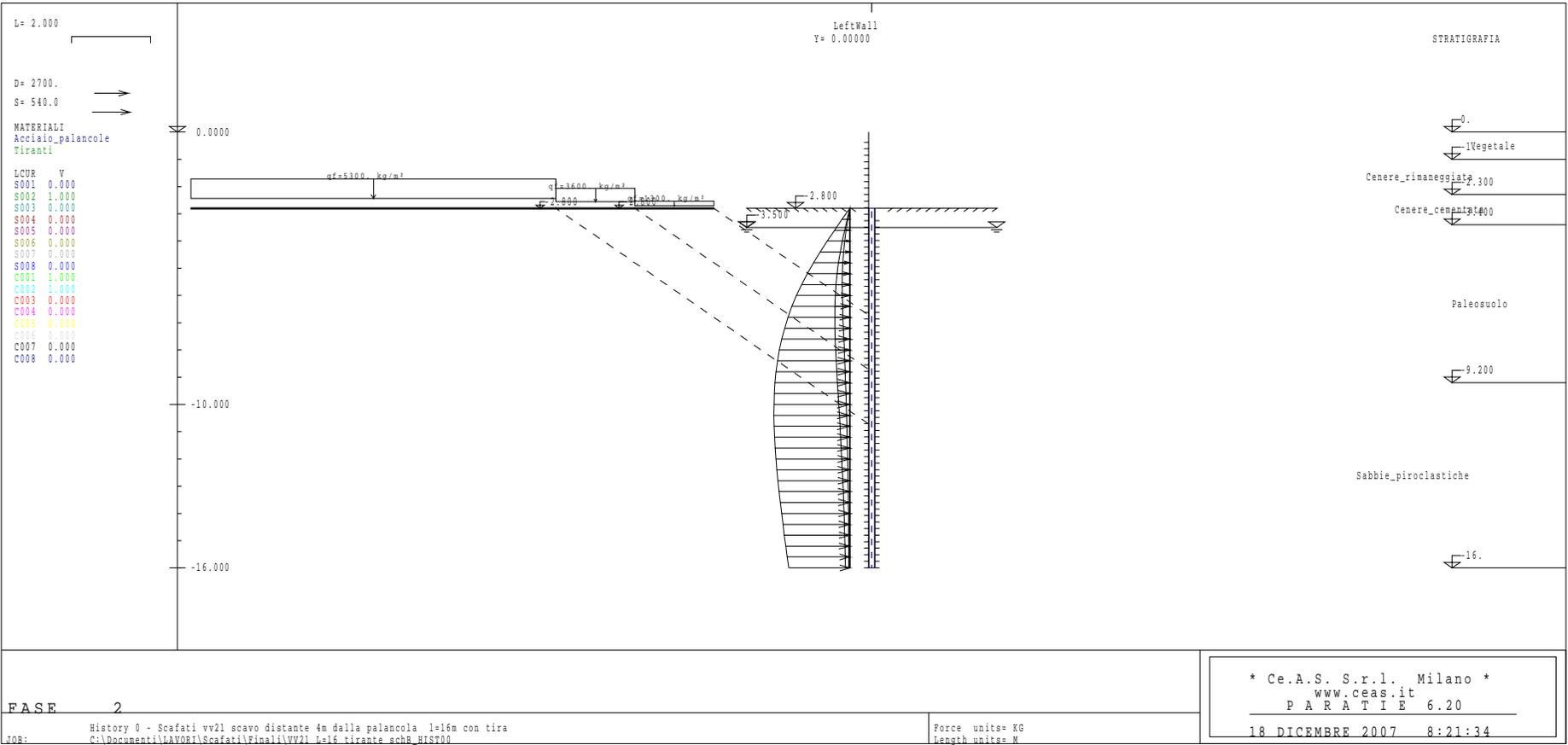
```

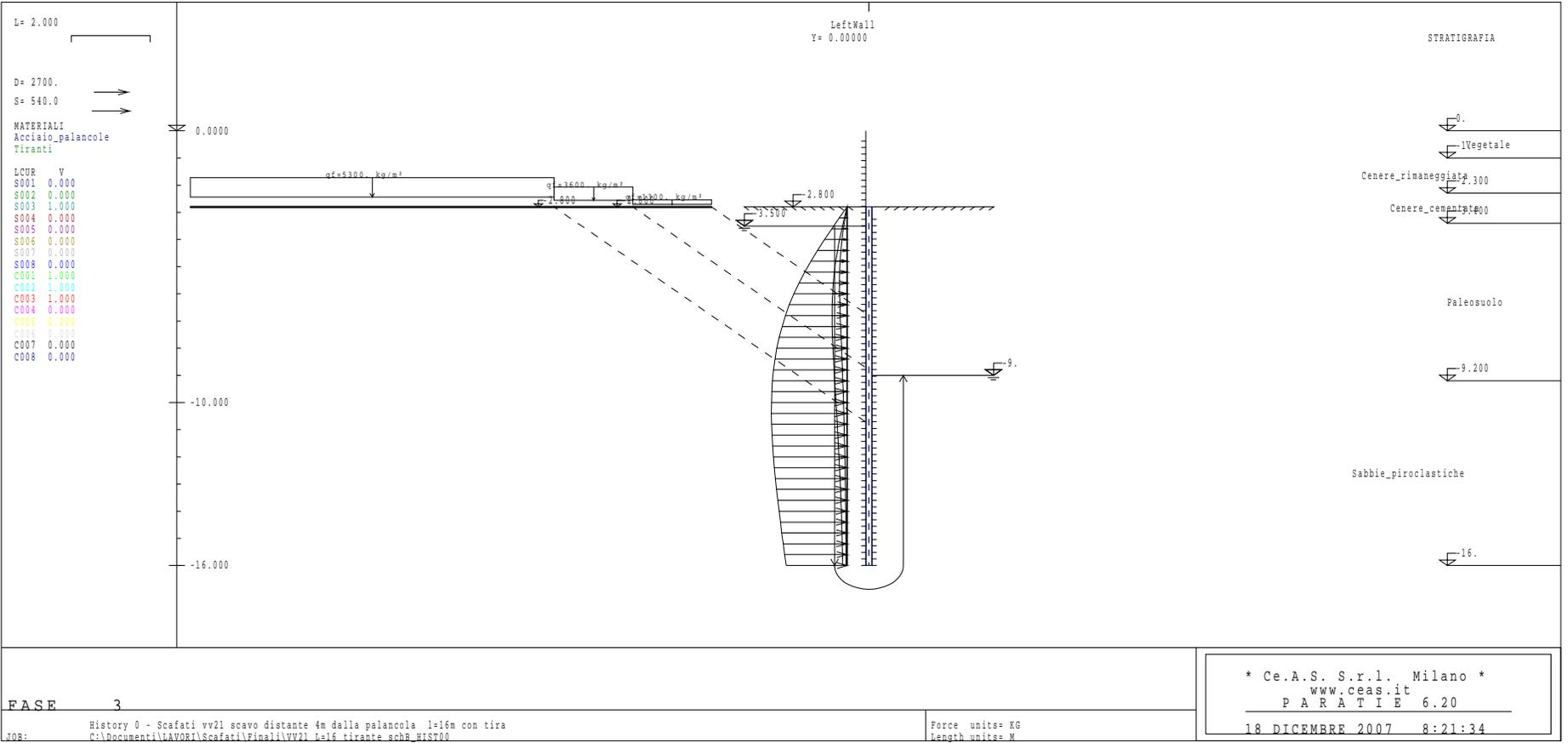
RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

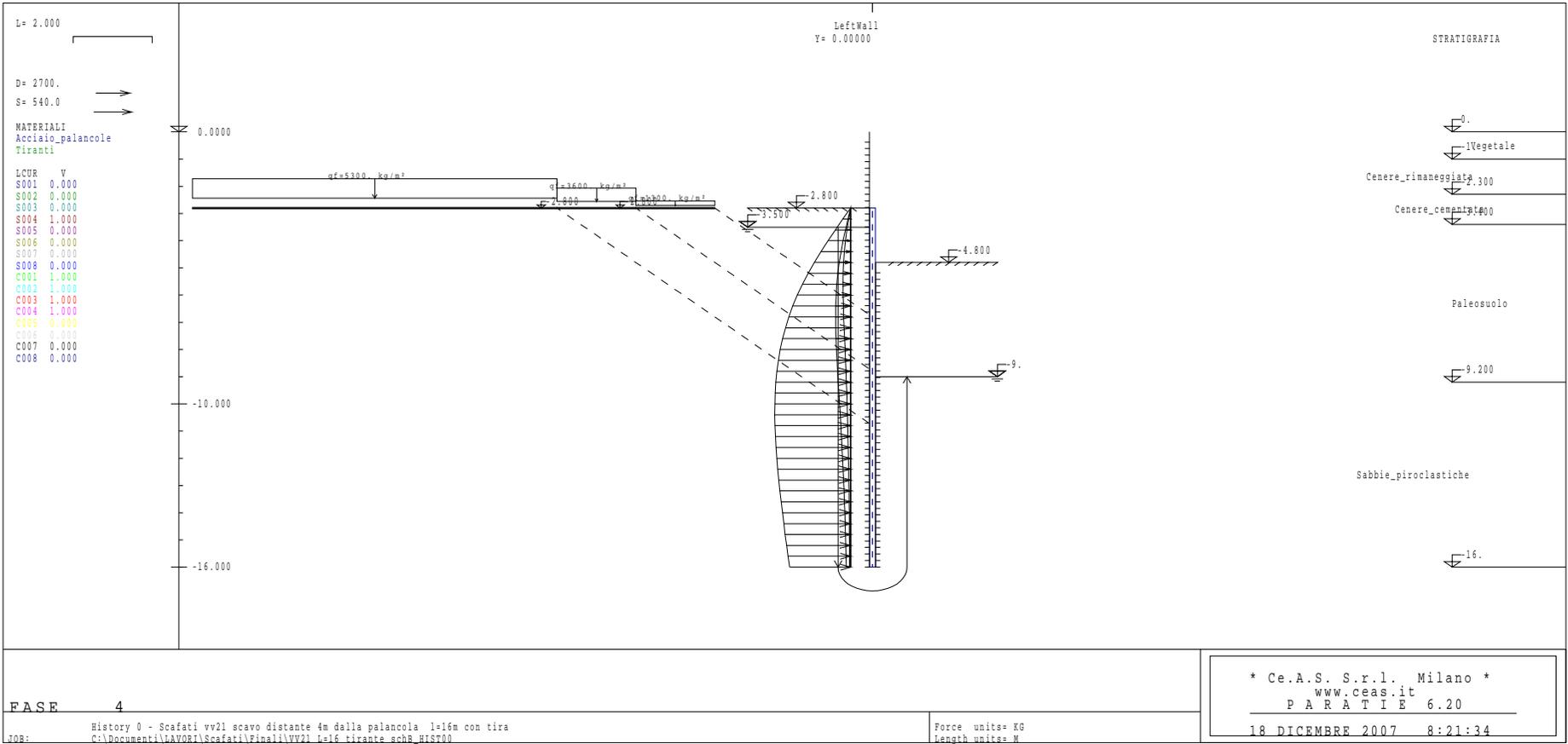
FASE	N. DI ITERAZIONI	CONVERGENZA
1	2	SI
2	2	SI
3	5	SI
4	5	SI
5	2	SI
6	5	SI
7	2	SI
8	5	SI

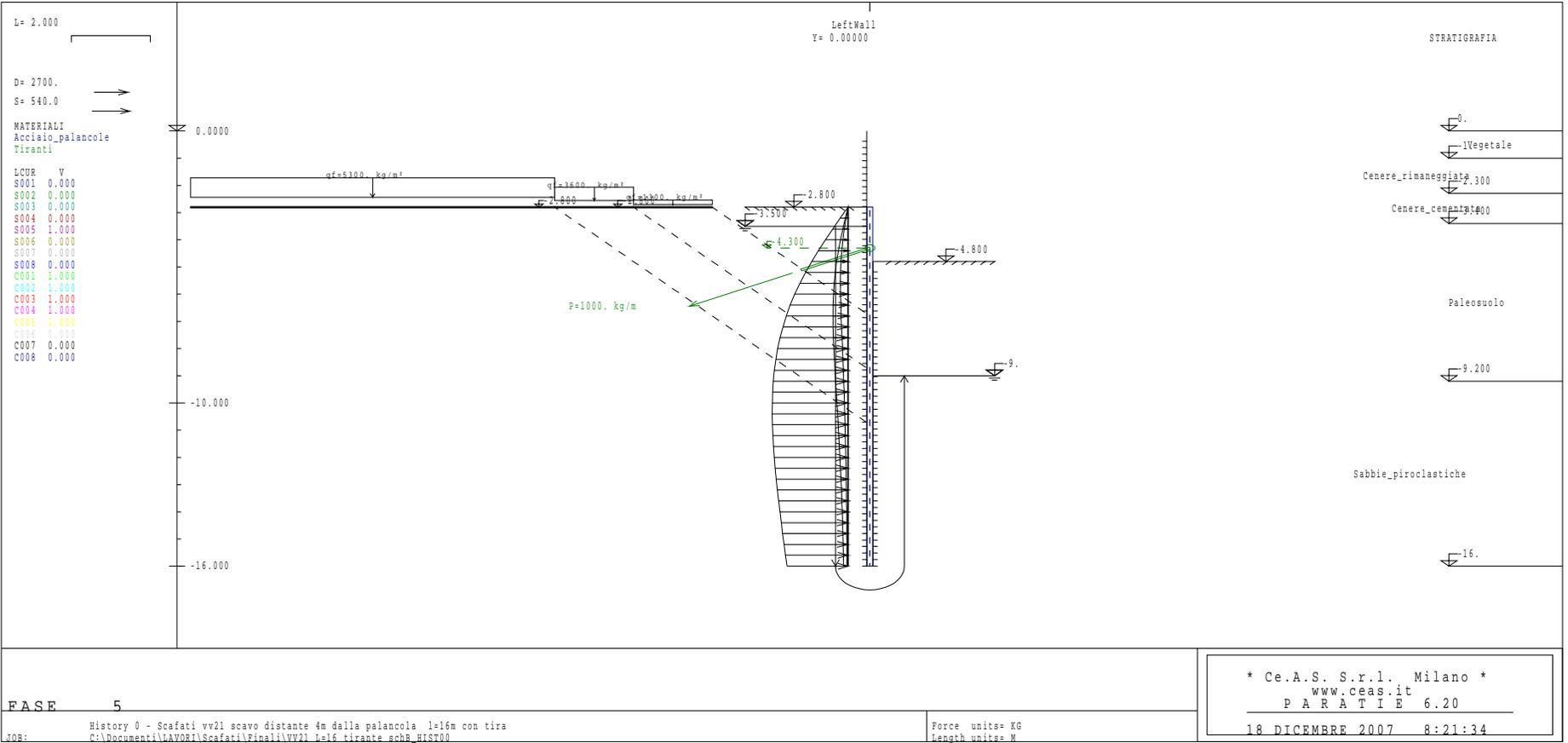
INPUT PLOTS :

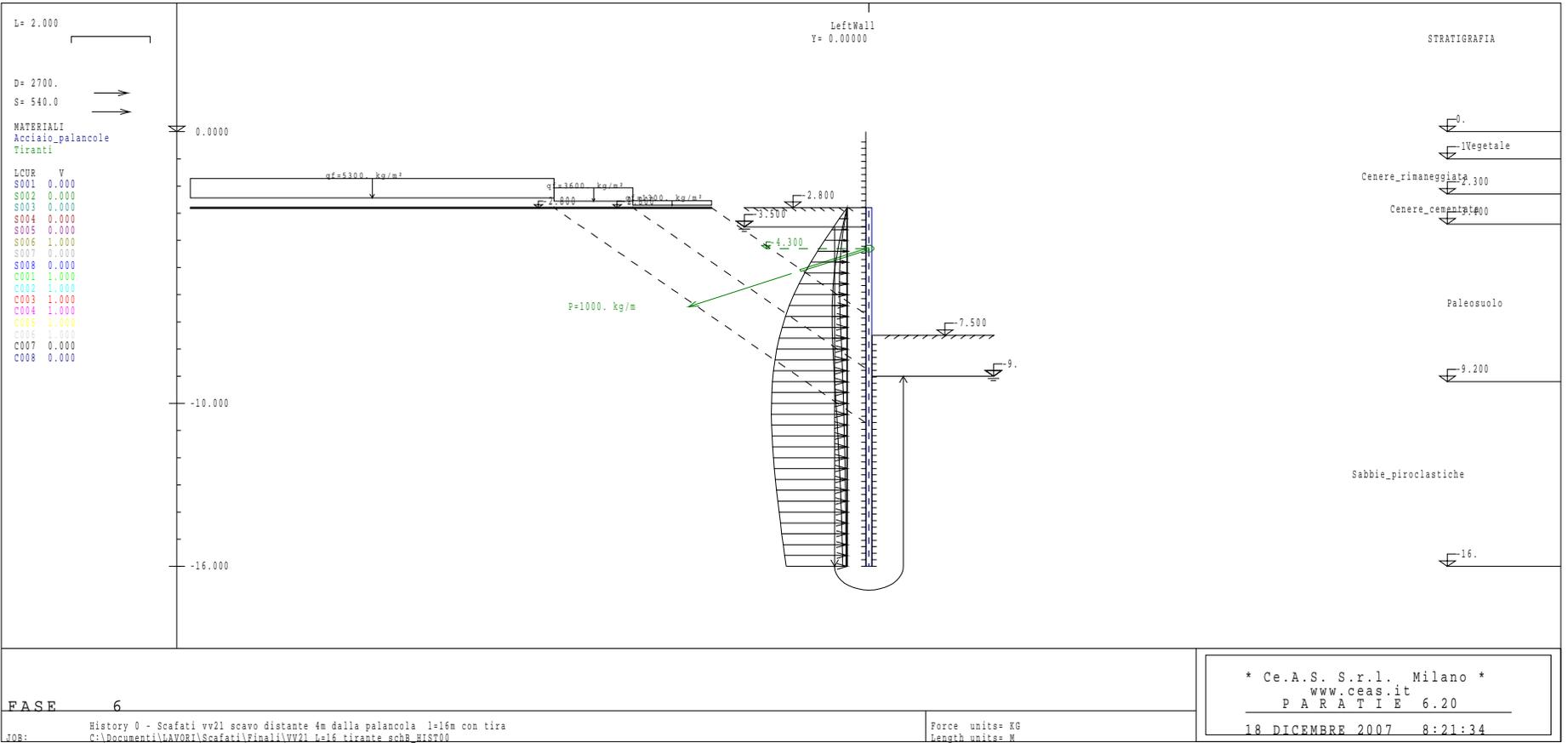


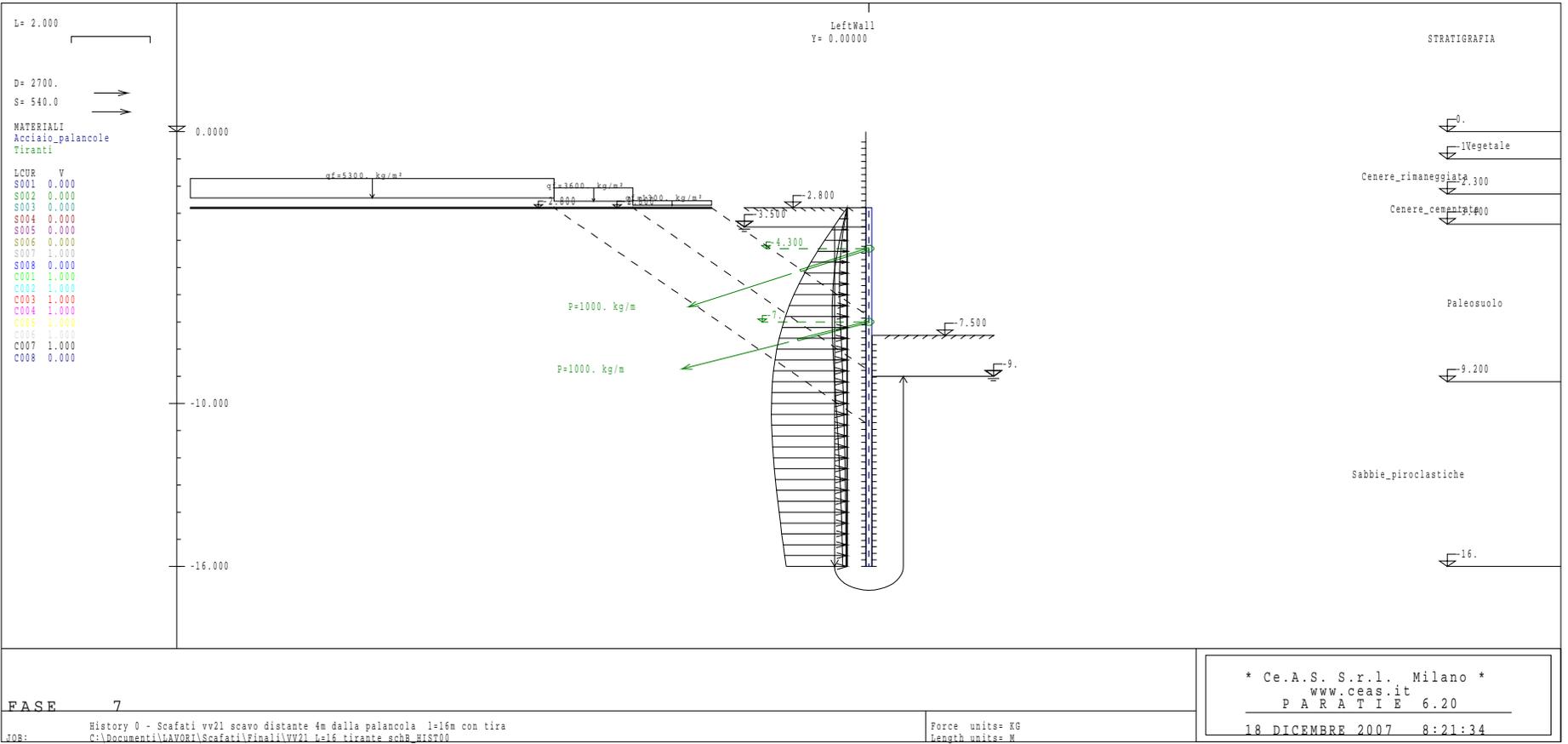


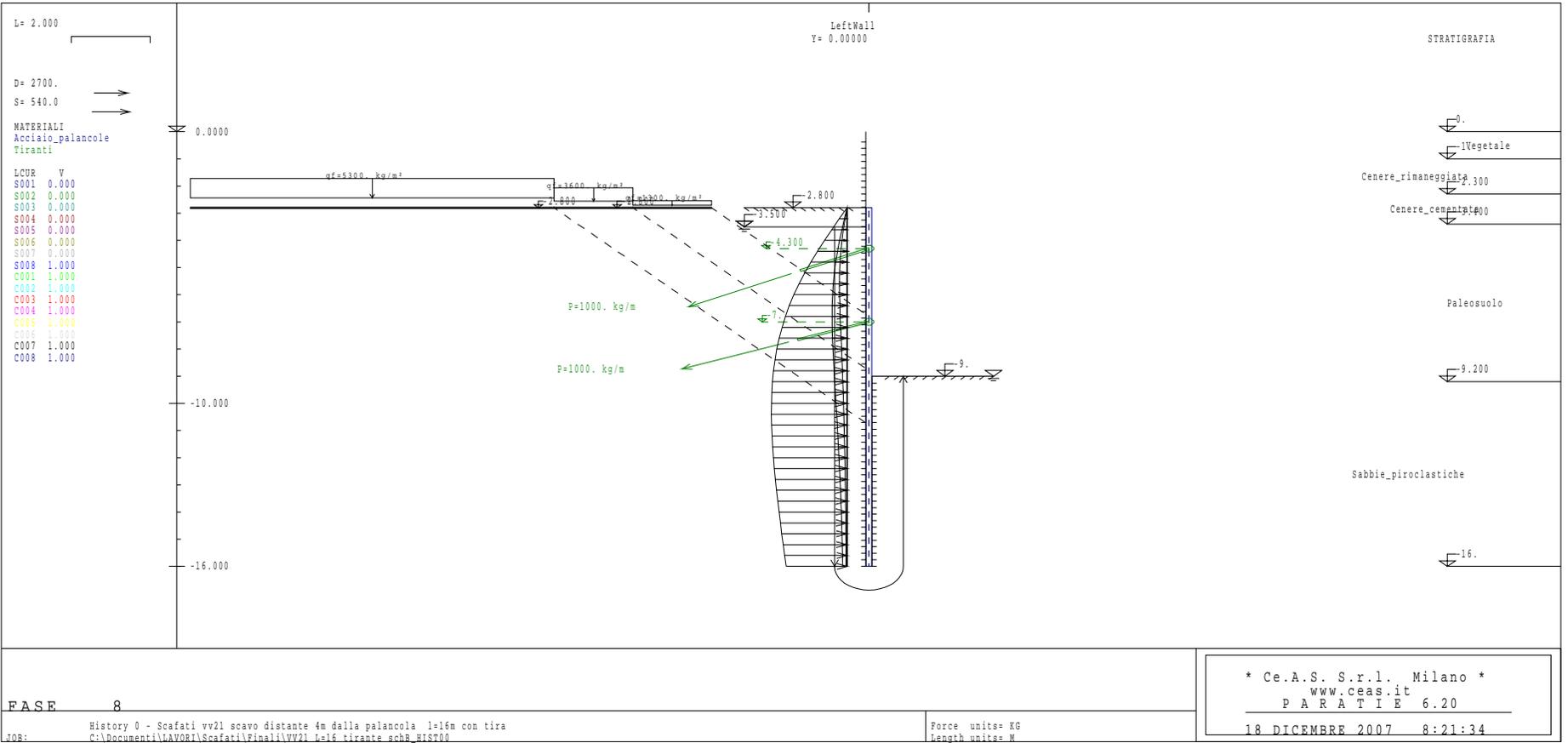




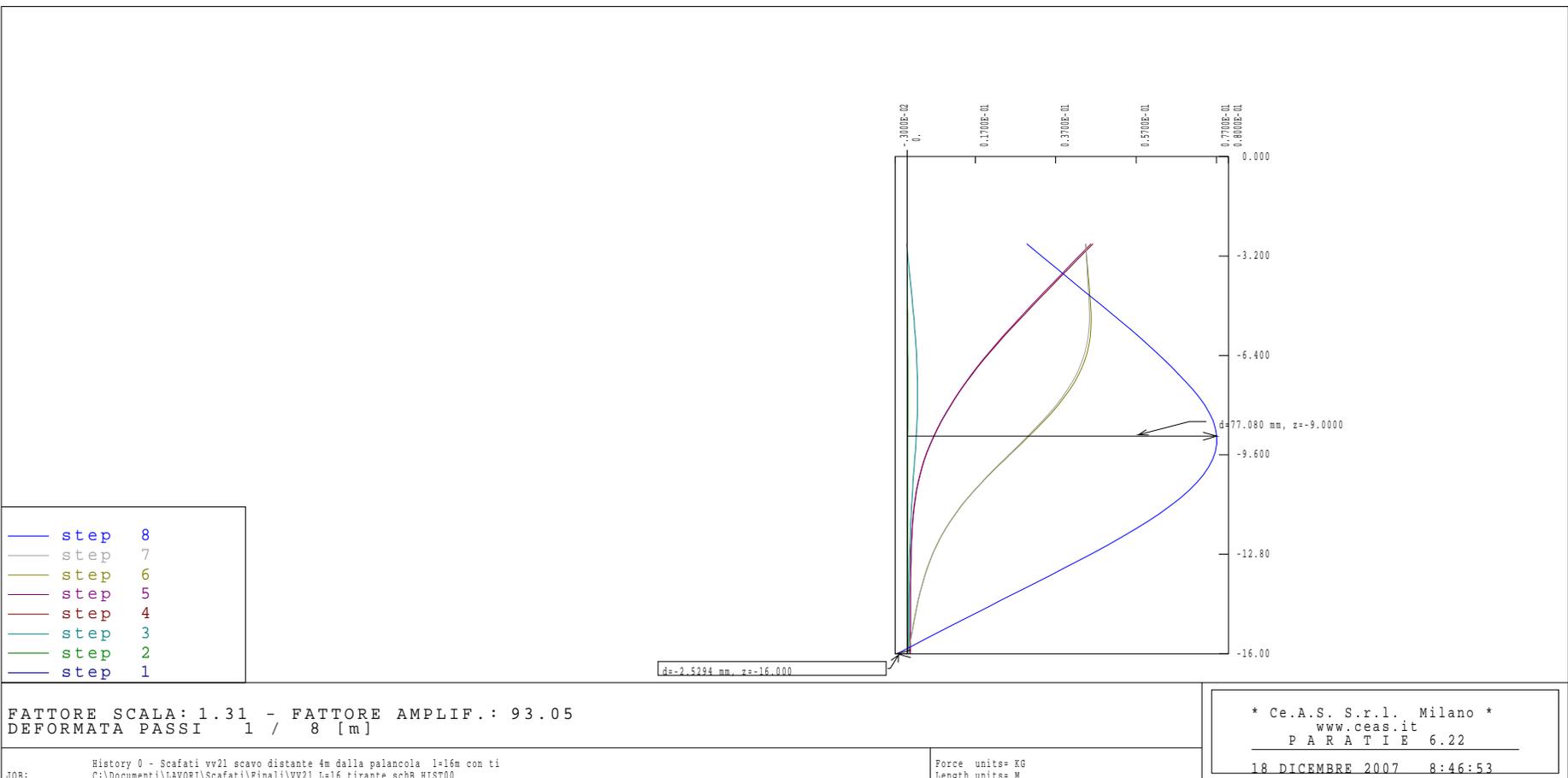


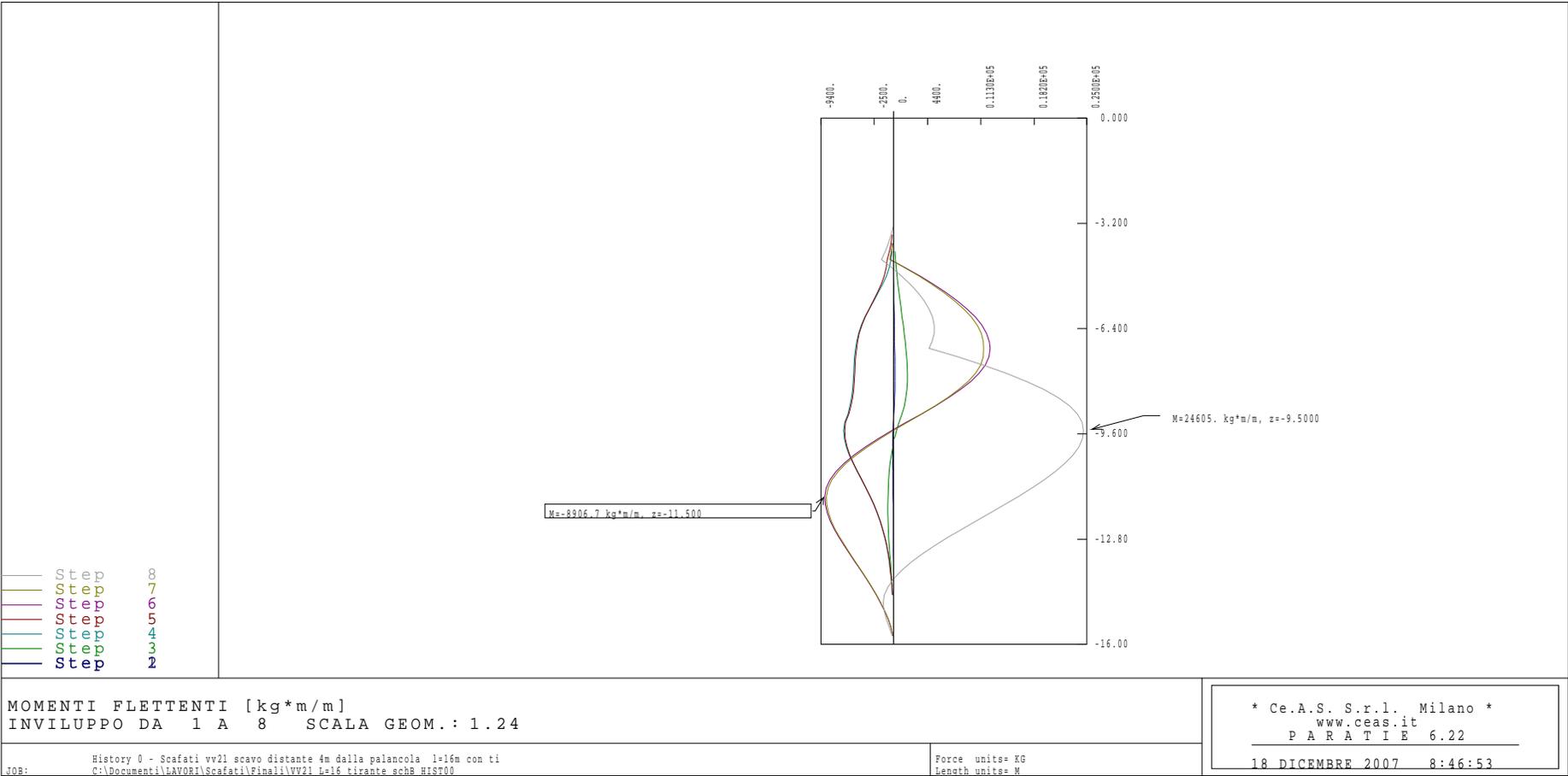


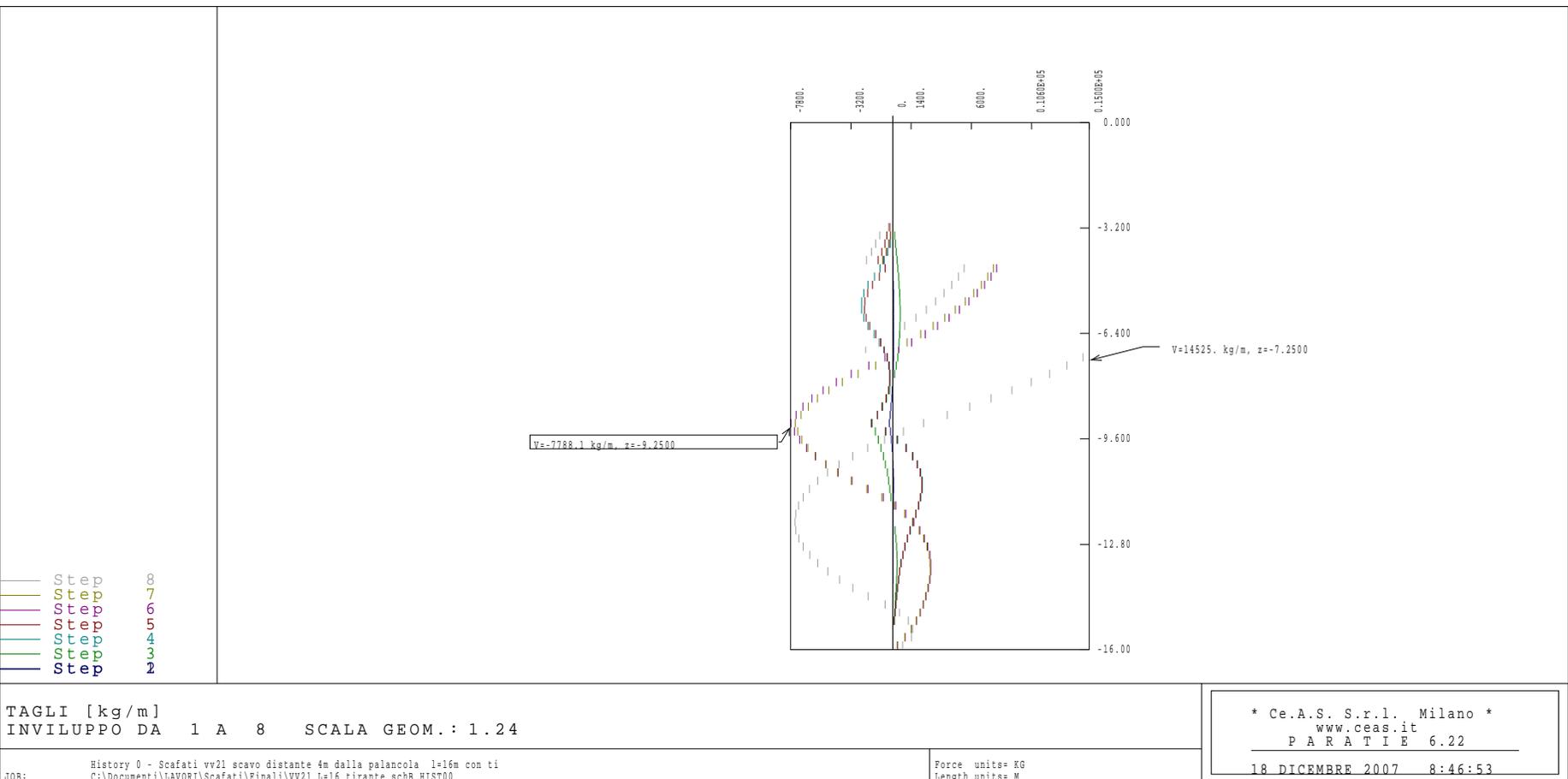


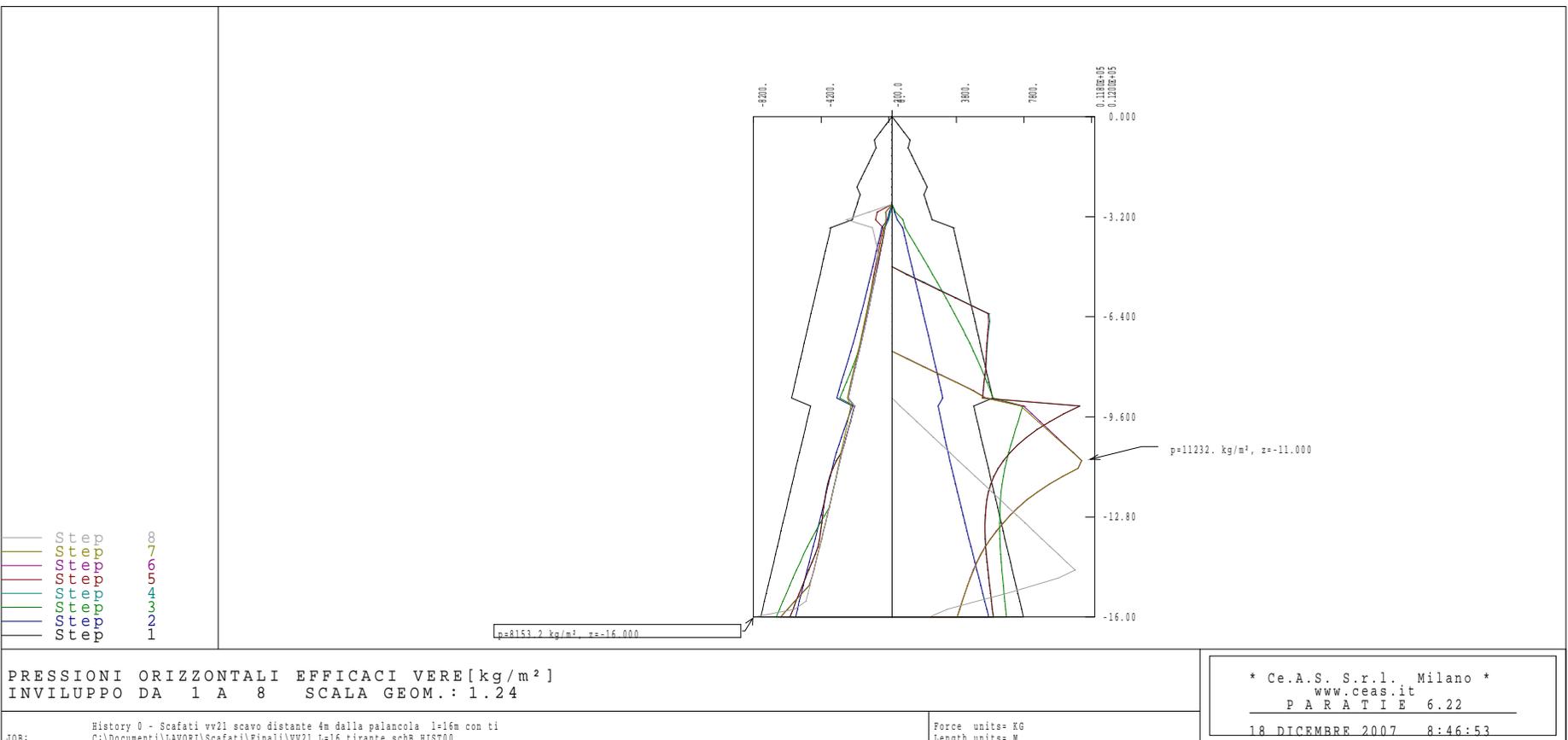


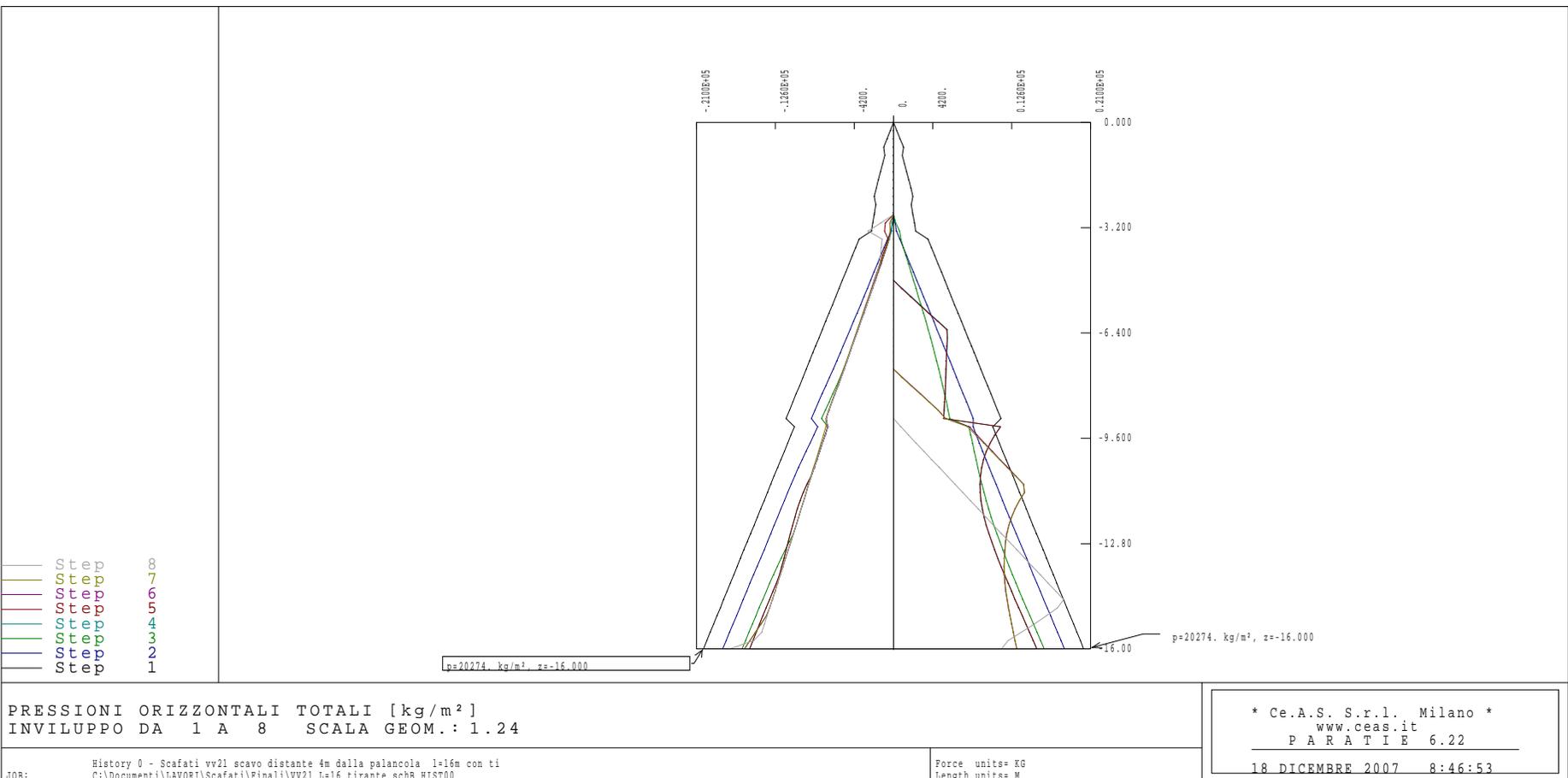
OUTPUT PLOTS :



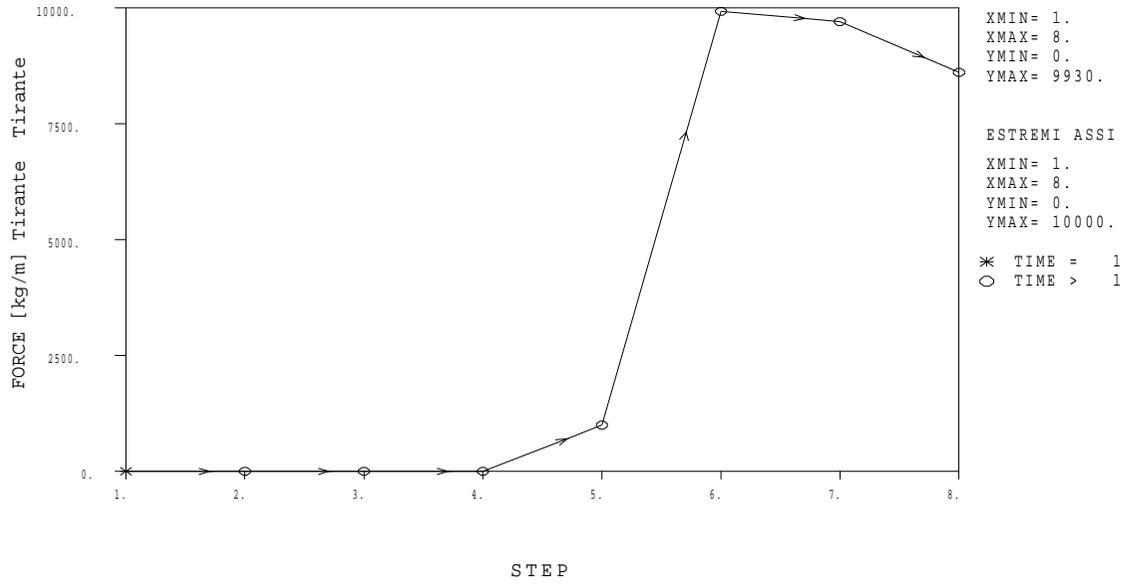








Tirante Tirante	
STEP	FORCE [kg/m]
1.	0.
2.	0.
3.	0.
4.	0.
5.	1000.
6.	9930.
7.	9708.
8.	8612.



XMIN= 1.  
XMAX= 8.  
YMIN= 0.  
YMAX= 9930.

ESTREMI ASSI  
XMIN= 1.  
XMAX= 8.  
YMIN= 0.  
YMAX= 10000.

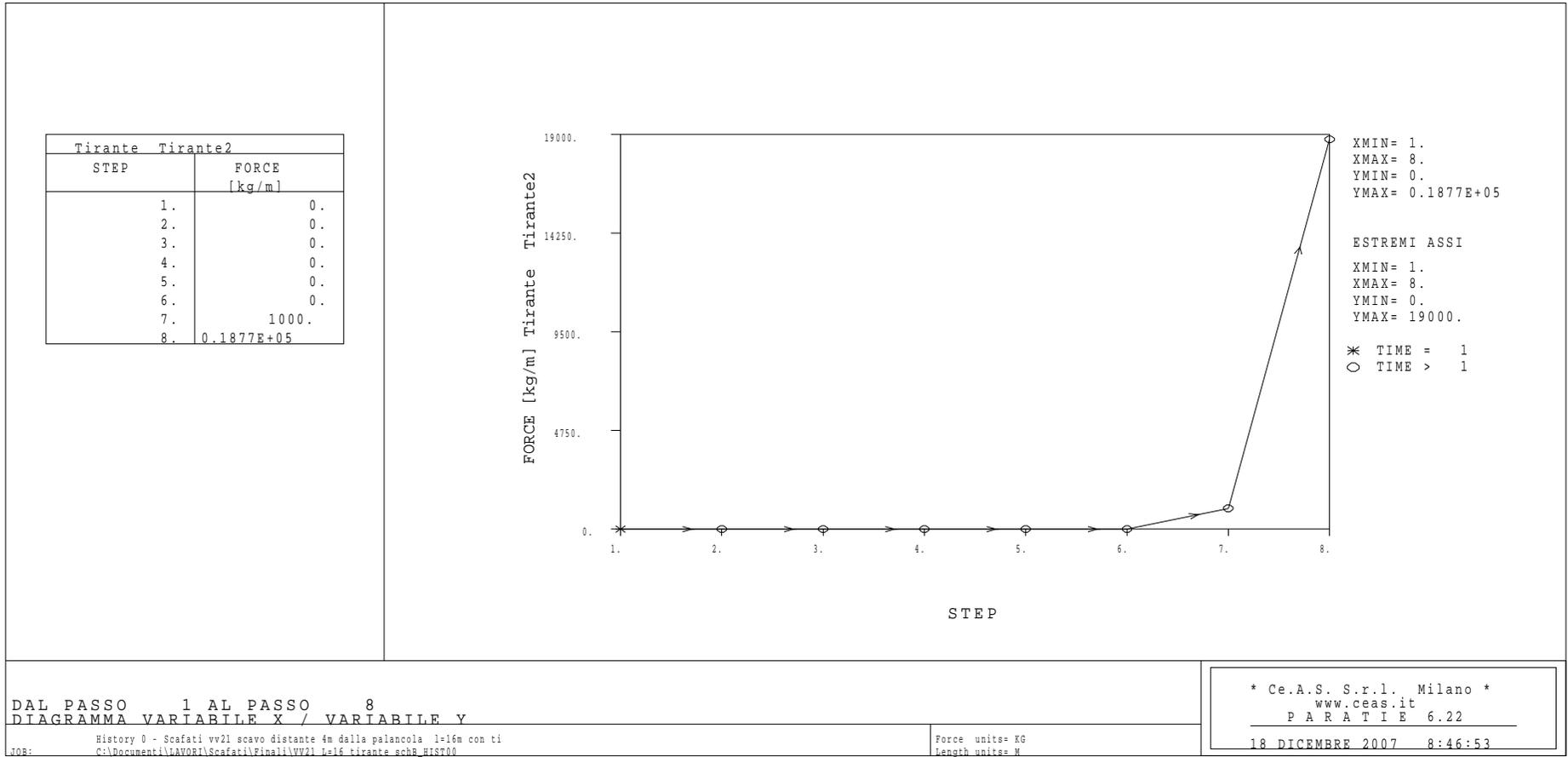
\* TIME = 1  
O TIME > 1

DAL PASSO 1 AL PASSO 8  
DIAGRAMMA VARIABILE X / VARIABILE Y

History 0 - Scafati vv21 scavo distante 4m dalla palancola l=16m con ti  
C:\Documenti\AVORI\Scafati\Finali\VV21 l=16 tirante schB\_HIST00

Force units= KG  
Length units= M

\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
www.ceas.it  
P A R A T I E 6.22  
18 DICEMBRE 2007 8:46:53



## 12.2 Verifica palancole

Le palancole utilizzate sono del tipo PU32 in acciaio Fe430. Il modulo di resistenza, a metro di lunghezza, è  $W = 3200 \text{ cm}^3/\text{m}$ . Il massimo valore del momento flettente è pari a 24605 Kgm per metro lineare di palancole.

Si ottiene:

$$\sigma_f = \frac{M}{W} = \frac{2460500}{3200} = 769 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{amm} = 1900 \text{ Kg/cm}^2$$

## 12.3 Calcolo delle lunghezze di ancoraggio dei tiranti

Per la determinazione delle lunghezze di ancoraggio si fa riferimento ai massimi sforzi di trazione presenti sui tiranti durante le fasi di scavo. Si applica la seguente formula valida per terreni coerenti:

$$N_u = \pi D L K \gamma t$$

Dove:

$N_u$  è la resistenza ultima a trazione;

$D$  è il diametro di perforazione = 10 cm;

$L$  è la lunghezza dell'ancoraggio;

$\gamma$  è il peso specifico del terreno

$t$  è la profondità media dell'ancoraggio dal piano campagna;

$K$  assume valori tabellati in funzione dell'angolo di attrito del terreno (vedi Carlo Cestelli Guidi).

Per  $\phi = 23$  si assume  $K = 2.5$  (tirante schema "A" e 1° ordine schema "B")

Per  $\phi = 28$  si assume  $K = 4.5$  (2° tirante schema "B")

Il coefficiente di sicurezza viene assunto pari a 3.

La falda si assume a circa 3.5 m da p.c. per cui si assume per il peso del terreno:

$$\gamma_t = 1800 \text{ Kg/m}^3 \text{ peso terreno}$$

$$\gamma'_t = 800 \text{ Kg/m}^3 \text{ peso terreno immerso}$$

### 12.3.1 Tirante schema "A" e 1°ordine schema "B"

Dal calcolo risulta che il massimo tiro su questi tiranti è di circa 10000 Kg./m, essendo posti a passo 2m si ha un tiro pari a 20000 Kg. La lunghezza dell'ancoraggio si pone pari a 7 m con una profondità media di circa 9.5 m.

Sostituendo questi valori nella formula, si ottiene:

$$N_u = \pi \times 0.10 \times 7.0 \times 2.5 \times (1800 \times 3.5 + 800 \times 6.0) = 61020 \text{ Kg}$$

Coefficiente di sicurezza:

$$\eta_s = \frac{61020}{20000} = 3.05$$

### 12.3.2 Tirante 2°ordine schema “B”

Dal calcolo risulta che il massimo tiro su questo ordine di tiranti è di circa 18800 Kg/m, essendo posti a passo 2m si ha un tiro pari a 37600 Kg. La lunghezza dell’ancoraggio si pone pari a 7 m con una profondità media di circa 12.5 m.

Sostituendo questi valori nella formula, si ottiene:

$$N_u = \pi \times 0.10 \times 7.0 \times 4.5 \times (1800 \times 3.5 + 800 \times 9.0) = 133590 \text{ Kg}$$

Coefficiente di sicurezza:

$$\eta_s = \frac{133590}{37600} = 3.55$$

## 12.4 Verifica dei tiranti

Si prevede di impiegare barre tipo Dywidag il cui acciaio ha le seguenti caratteristiche:

acciaio tipo 85/105

$$F_u = 10.500 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{rottura}) \quad F_y = 8.500 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{snervamento})$$

$$\text{tensione di esercizio: } \sigma_{f \text{ amm}} = 0,6 \times F_u = 6.300 \text{ Kg/cm}^2$$

barre tipo R 38/15 con  $A_f = 7,8 \text{ cm}^2$

Il tiro massimo risulta  $F_{\max} = 37600 \text{ Kg}$ , per cui:

$$\sigma_f = \frac{37600}{7.8} = 4821 \text{ Kg/cm}^2$$

## 12.5 Verifica travi di correa

### 12.5.1 Schema “A” e 1°ordine schema “B”

In prossimità della testa delle palancole è prevista l’applicazione di travi metalliche orizzontali che distribuiscono lo sforzo dei tiranti (travi di correa). Il carico distribuito cui sono sottoposte è pari al carico lineare che devono fornire ai tiranti come reazione ovvero 10000 Kg/m proiettati in orizzontale (inclinazione 25° sull’orizzontale). Si utilizzano 2 profili tipo UPN180 ( $W = 150 \text{ cm}^3$ ), la lunghezza libera è pari al passo dei tiranti ( $p = 2.00 \text{ m}$ ).

$$M = \frac{q \times l^2}{12} = \frac{10000 \times \cos 25 \times 2^2}{12} = 3030 \text{ Kgm}$$

$$T = 2 \times \frac{q \times l}{2} = 2 \times \frac{10000 \times \cos 25 \times 2}{2} = 18130 \text{ Kg}$$

$$\sigma_f = \frac{303000}{2 \times 150} = 1010 \text{ Kg/cm}^2 \qquad \tau_f = \frac{18130}{2 \times 18.0 \times 0.8} = 630 \text{ Kg/cm}^2$$

### 12.5.2 2°ordine schema “B”

In prossimità della testa delle palancole è prevista l'applicazione di travi metalliche orizzontali che distribuiscono lo sforzo dei tiranti (travi di correa). Il carico distribuito cui sono sottoposte è pari al carico lineare che devono fornire ai tiranti come reazione ovvero 18800 Kg/m proiettati in orizzontale (inclinazione 25° sull'orizzontale). Si utilizzano 2 profili tipo UPN220 ( $W = 245 \text{ cm}^3$ ), la lunghezza libera è pari al passo dei tiranti ( $p = 2.00 \text{ m}$ ).

$$M = \frac{q \times l^2}{12} = \frac{18800 \times \cos 25 \times 2^2}{12} = 5680 \text{ Kgm}$$

$$T = 2 \times \frac{q \times l}{2} = 2 \times \frac{18800 \times \cos 25 \times 2}{2} = 34080 \text{ Kg}$$

$$\sigma_f = \frac{568000}{2 \times 245} = 1160 \text{ Kg/cm}^2 \qquad \tau_f = \frac{34080}{2 \times 22.0 \times 0.9} = 861 \text{ Kg/cm}^2$$

## 13 Opere provvisoriale VV23

### 13.1 Palancole

Il comportamento della palancolata viene studiato mediante “Paratie”, un apposito programma di calcolo della ditta CEAS di Milano. In base alle necessità di scavo si individuano tre schemi di calcolo di cui si riportano i risultati più rilevanti.

#### 13.1.1 Calcolo palancola schema “A”

```
*****
**
**          P A R A T I E          **
**
**          RELEASE 6.22  VERSIONE WIN  **
**
**  Ce.A.S. s.r.l. - Viale Giustiniano, 10  **
**                20129 MILANO          **
**
*****
```

JOBNAME C:\Documenti\LAVORI\Scafati\Finali\VV23 L=16 tirante schA\_HIST00

18 DICEMBRE 2007 9:09:30

ELENCO DEI DATI DI INPUT(PARAGEN)

Per il significato dei vari comandi  
si faccia riferimento al manuale di  
input PARAGEN, versione 6.22.

```
N. comando
1: * Paratie for Windows version 6.2
2: * Filename= <c:\documenti\lavori\scafati\finali\vv23 l=16 tirante
  scha_hist00.d>
3: * project with "run time" parameters
4: * Force=kg Lenght=m
5: *
6: units m kg
7: title History 0 - Scafati vv23 scavo distante 4m dalla palancola
  l=16m con tira
8: delta 0.25
9: option param itemax 30
10: option noprint echo
11: option noprint displ
```

```

12: option noprint react
13: option noprint stresses
14: option control TSPonly
15:     wall LeftWall 0 -16 0
16: *
17: soil UHLeft LeftWall -16 0 1 0
18: soil DHLeft LeftWall -16 0 2 180
19: *
20: material Acciaio_palancole 2.1E+010
21: material Tiranti 2.1E+010
22: *
23: beam beam LeftWall -16 -2.8 Acciaio_palancole 0.1385 00 00
24: *
25: wire Tirante LeftWall -4.3 Tiranti 4.33333E-005 1000 25
26: *
27: strip LeftWall 2 6 8 15 -2.8 5300 45
28: strip LeftWall 2 6 6 2 -2.8 3600 45
29: strip LeftWall 2 6 4 2 -2.8 1300 45
30: *
31: * Soil Profile
32: *
33:     ldata           Vegetale 0
34:         weight      1900 1100 1000
35:         atrest       0.741181 0 1
36:         resistance   0 15 0.539 1.953
37:         permeabil    0.0001
38:         young        500000 600000
39:     endlayer
40:     ldata           Cenere_rimaneggiata -1
41:         weight      1800 800 1000
42:         atrest       0.426424 0 1
43:         resistance   0 30.5 0.282 4.298
44:         permeabil    0.0001
45:         young        2E+006 2.5E+006
46:     endlayer
47:     ldata           Cenere_cementata -3.1
48:         weight      1400 700 1000
49:         atrest       0.492462 0 1
50:         resistance   0 29.5 0.313 3.753
51:         permeabil    0.0001
52:         young        2E+006 2.5E+006
53:     endlayer
54:     ldata           Paleosuolo -5.8
55:         weight      1400 700 1000
56:         atrest       0.741181 0 1
57:         resistance   0 15 0.557 1.856
58:         permeabil    0.0001

```

```

59:      young      500000 700000
60:      endlayer
61:      ldata      Sabbie_piroclastiche -7
62:      weight     1900 900 1000
63:      atrest     0.455361 0 1
64:      resistance 0 31 0.294 4.064
65:      permeabil  5E-005
66:      young      3E+006 3.5E+006
67:      endlayer
68: *
69: option find safety
70: *
71: step 1 :
72:      setwall LeftWall
73:      geom 0 0
74:      water -3.5 0
75: endstep
76: *
77: step 2 : Scavo a -2.80
78:      setwall LeftWall
79:      geom -2.8 -2.8
80:      add beam
81: endstep
82: *
83: step 3 : Abbassamento falda a -9.40
84:      setwall LeftWall
85:      water -3.5 5.9
86: endstep
87: *
88: step 4 : Scavo a -4.8
89:      setwall LeftWall
90:      geom -2.8 -4.8
91: endstep
92: *
93: step 5 :
94:      setwall LeftWall
95:      add Tirante
96: endstep
97: *
98: step 6 : Scavo a -7.5
99:      setwall LeftWall
100:      geom -2.8 -7.5
101: endstep
102: *
103: *

```

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER Vegetale

natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
quota superiore	=	0.0000	m	
quota inferiore	=	-1.0000	m	
peso fuori falda	=	1900.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	=	1100.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito	=	15.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.53900		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.9530		(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.74118		
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000		
modello di rigidezza	=	1.0000		
modulo el. compr. vergine	=	0.50000E+06	kg/m <sup>2</sup>	
modulo el. scarico/ricarico	=	0.60000E+06	kg/m <sup>2</sup>	
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	=	15.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.53900		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.9530		(A VALLE)
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A VALLE)

LAYER Cenere\_rimaneggiata

natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
quota superiore	=	-1.0000	m	
quota inferiore	=	-3.1000	m	
peso fuori falda	=	1800.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	=	800.00	kg/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito	=	30.500	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.28200		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	4.2980		(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.42642		
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000		
modello di rigidezza	=	1.0000		
modulo el. compr. vergine	=	0.20000E+07	kg/m <sup>2</sup>	
modulo el. scarico/ricarico	=	0.25000E+07	kg/m <sup>2</sup>	
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	=	30.500	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.28200		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	4.2980		(A VALLE)
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A VALLE)

LAYER Cenere_cementata			
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	
quota superiore	=	-3.1000	m
quota inferiore	=	-5.8000	m
peso fuori falda	=	1400.0	kg/m <sup>3</sup>
peso efficace in falda	=	700.00	kg/m <sup>3</sup>
peso dell'acqua	=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>
angolo di attrito	=	29.500	DEG (A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.31300	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.7530	(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.49246	
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000	
modello di rigidezza	=	1.0000	
modulo el. compr. vergine	=	0.20000E+07	kg/m <sup>2</sup>
modulo el. scarico/ricarico	=	0.25000E+07	kg/m <sup>2</sup>
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time (A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	(A VALLE)
angolo di attrito	=	29.500	DEG (A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.31300	(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.7530	(A VALLE)
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time (A VALLE)

LAYER Paleosuolo			
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	
quota superiore	=	-5.8000	m
quota inferiore	=	-7.0000	m
peso fuori falda	=	1400.0	kg/m <sup>3</sup>
peso efficace in falda	=	700.00	kg/m <sup>3</sup>
peso dell'acqua	=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>
angolo di attrito	=	15.000	DEG (A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.55700	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.8560	(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.74118	
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000	
modello di rigidezza	=	1.0000	
modulo el. compr. vergine	=	0.50000E+06	kg/m <sup>2</sup>
modulo el. scarico/ricarico	=	0.70000E+06	kg/m <sup>2</sup>
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time (A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	(A VALLE)
angolo di attrito	=	15.000	DEG (A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.55700	(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.8560	(A VALLE)
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time (A VALLE)

LAYER Sabbie_piroclastiche			
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	
quota superiore	=	-7.0000	m

quota inferiore	= -0.10000E+31 m		
peso fuori falda	= 1900.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	= 900.00	kg/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	= 1000.0	kg/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito	= 31.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.29400		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 4.0640		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.45536		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 0.30000E+07	kg/m <sup>2</sup>	
modulo el. scarico/ricarico	= 0.35000E+07	kg/m <sup>2</sup>	
permeabilita'	= 0.50000E-04	m/time	(A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	= 31.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.29400		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 4.0640		(A VALLE)
permeabilita'	= 0.50000E-04	m/time	(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 2

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 3

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 4

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 5

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 6

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-2.8000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m

quota di equil. pressioni dell'acqua	= -16.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	= 0.0000	[g]
angolo beta a monte	= 0.0000	[°]
delta/phi a monte	= 0.0000	
angolo beta a valle	= 0.0000	[°]
delta/phi a valle	= 0.0000	
opzione dyn. acqua	= 0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	= 0.0000	
Wood bottom pressure	= 0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	= 0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	= 0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	= 0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= -2.8000	m
quota del fondo scavo	= -2.8000	m
quota della falda	= -3.5000	m
sovraccarico a monte	= 0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 5.9000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	= -0.99900E+30	m
quota di taglio	= -0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -16.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	= 0.0000	[g]
angolo beta a monte	= 0.0000	[°]
delta/phi a monte	= 0.0000	
angolo beta a valle	= 0.0000	[°]
delta/phi a valle	= 0.0000	
opzione dyn. acqua	= 0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	= 0.0000	
Wood bottom pressure	= 0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	= 0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	= 0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	= 0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 4

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-4.8000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	5.9000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 5

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-4.8000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	5.9000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m

indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 6

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-7.5000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	5.9000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO ELEMENTI

=====

RIASSUNTO ELEMENTI SOIL					
Name	Wall	Z1	Z2	Flag	Angle
		m	m		deg
UHLeft	LeftWall	0.	-16.00	UPHILL	0.
DHLeft	LeftWall	0.	-16.00	DOWNHILL	180.0

RIASSUNTO ELEMENTI BEAM					
Name	Wall	Z1	Z2	Mat	thick
		m	m		m
beam	LeftWall	-2.800	-16.00	_	0.1385

RIASSUNTO ELEMENTI WIRE						
Name	Wall	Zeta	Mat	A/L	Pinit	Angle
		m			kg/m	deg
Tirante	LeftWall	-4.300	_	0.4333E-04	1000.	25.00

RIASSUNTO DATI VARI

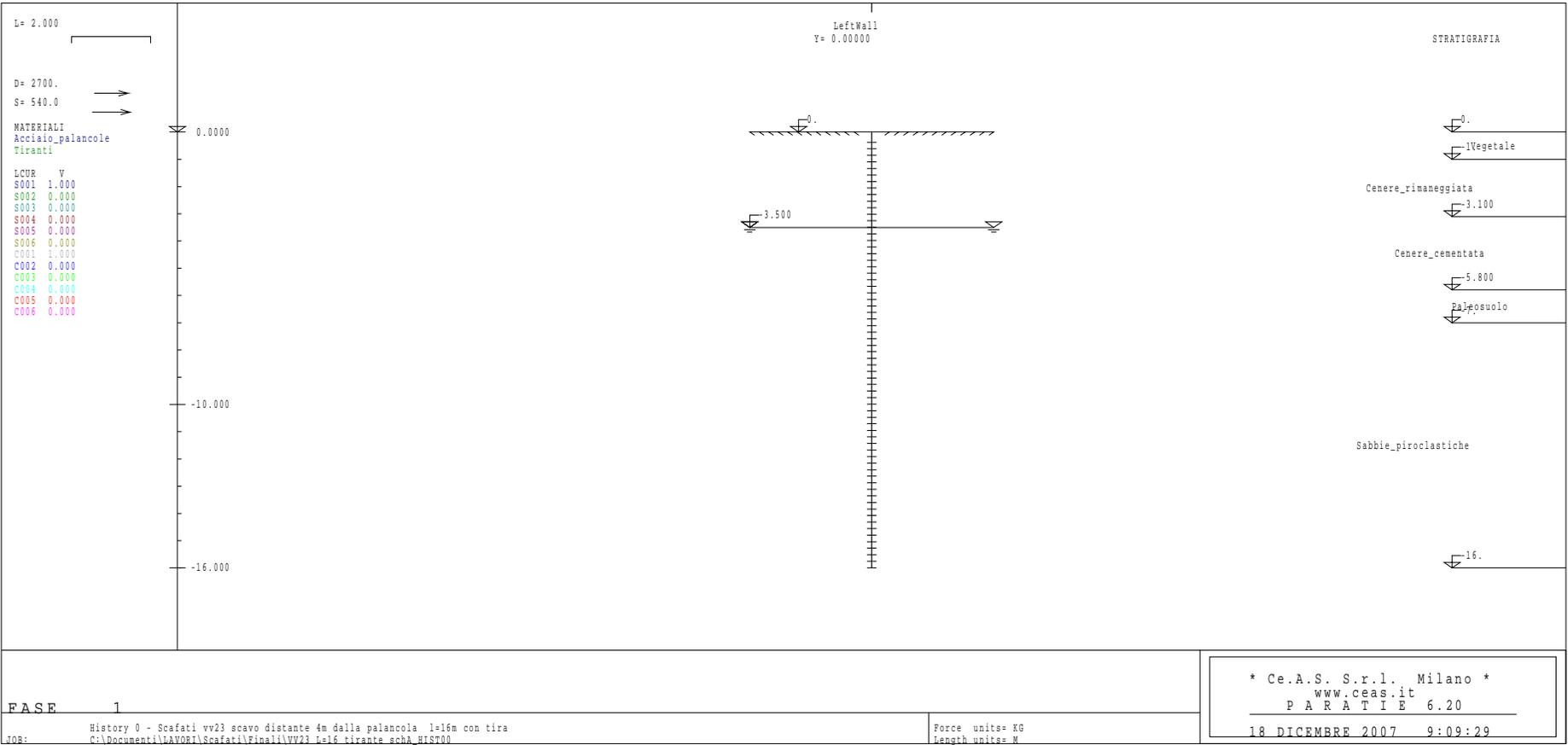
=====

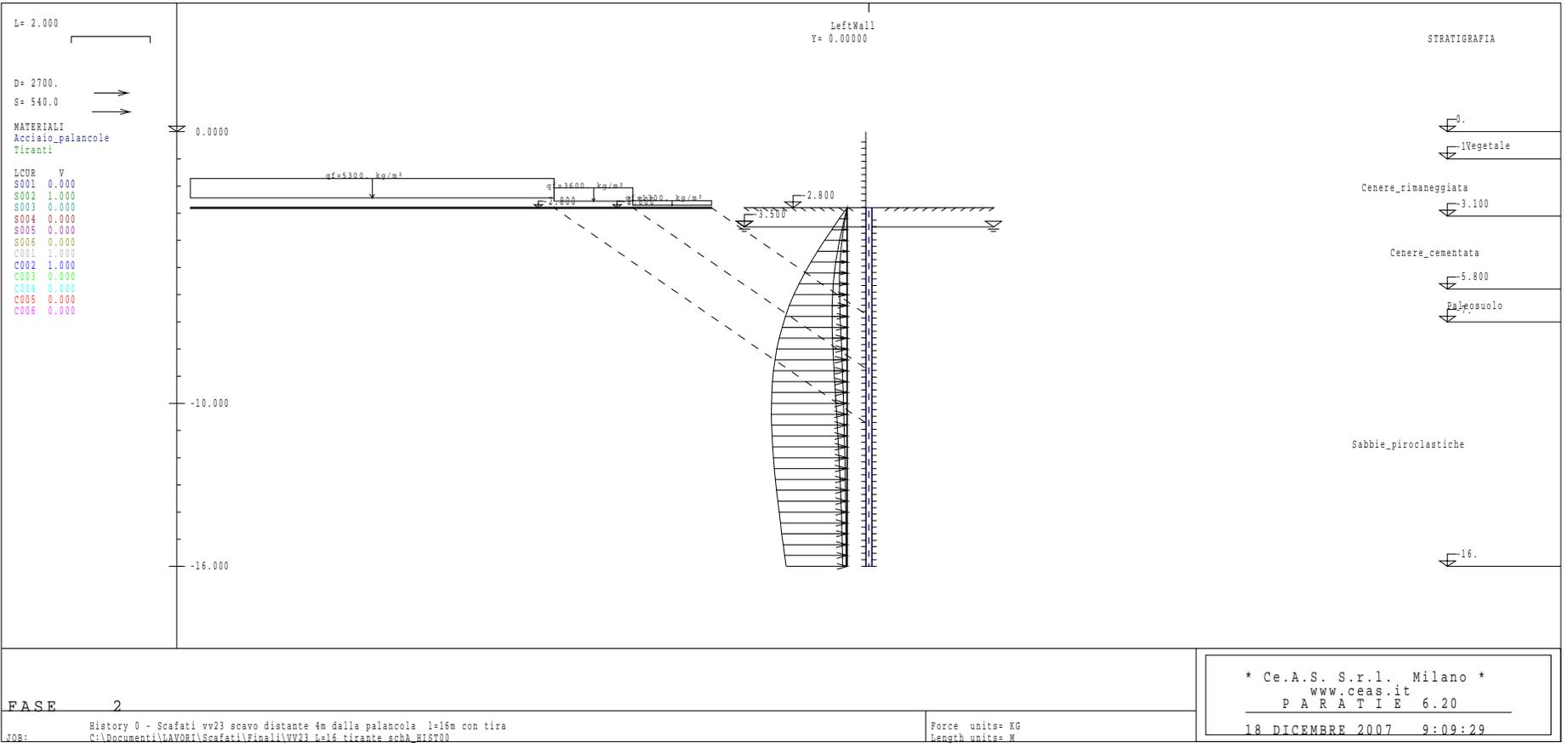
MATERIALI	
Name	YOUNG MODULUS
	kg/m <sup>2</sup>
Acci	2.1E+010
Tira	2.1E+010

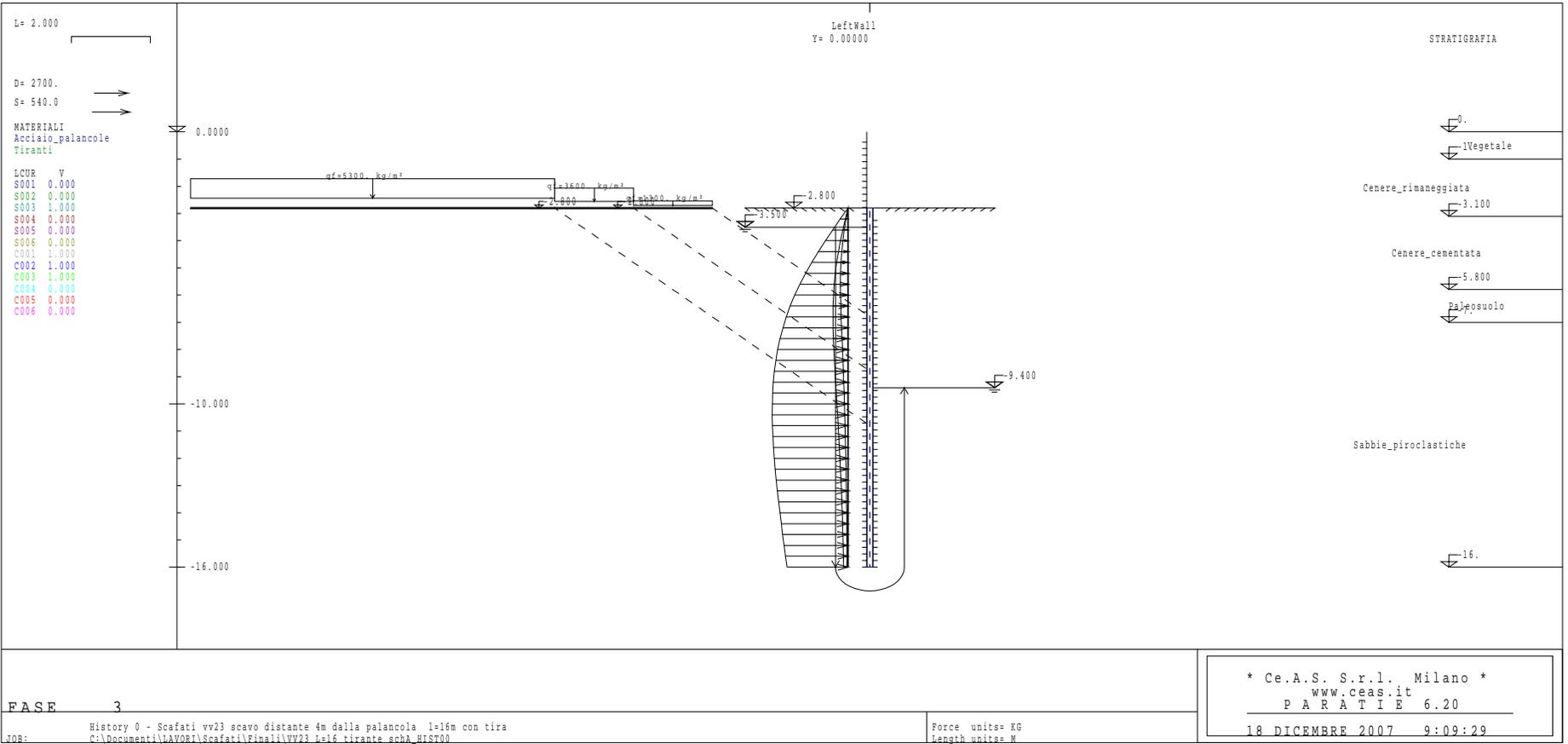
RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

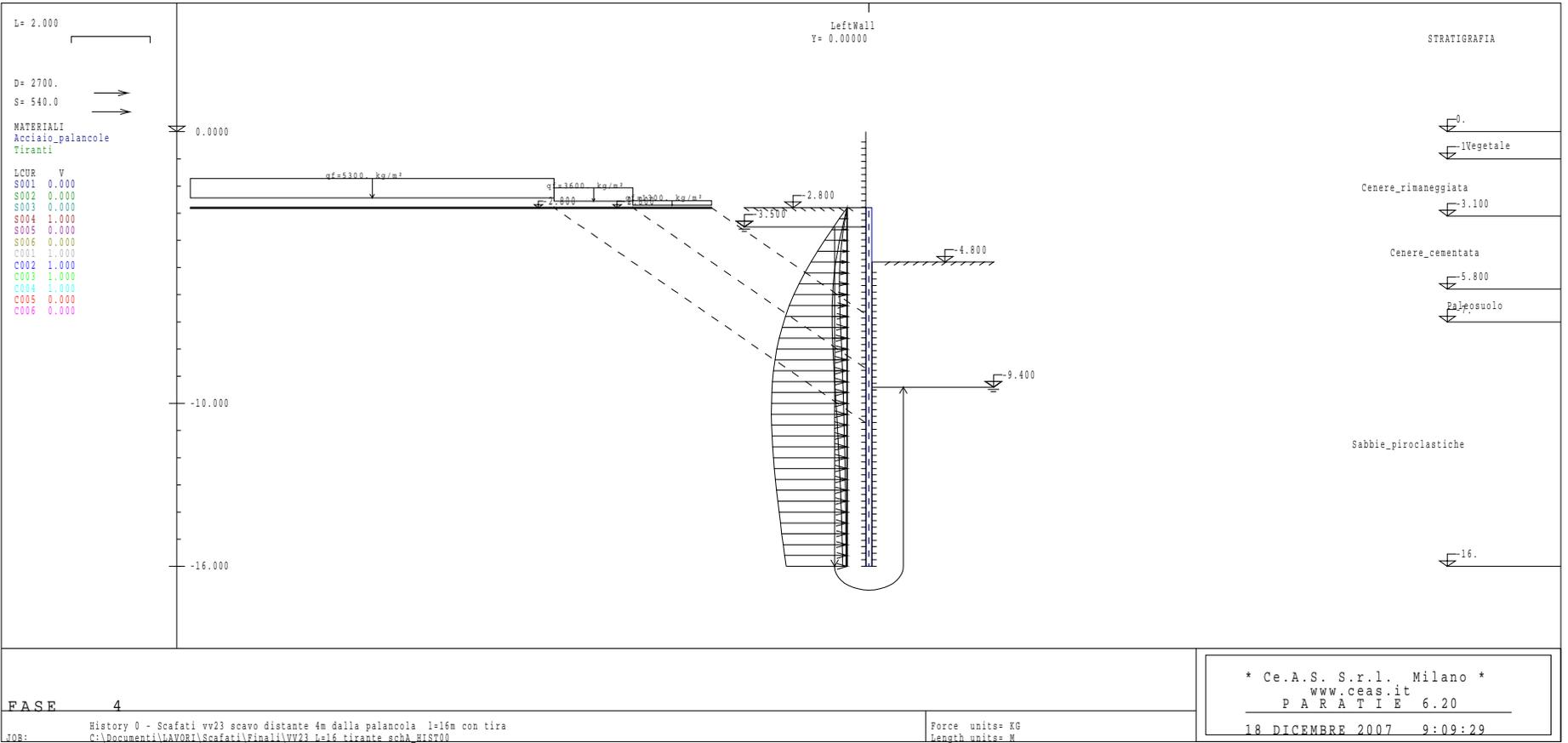
FASE	N. DI ITERAZIONI	CONVERGENZA
1	2	SI
2	2	SI
3	5	SI
4	6	SI
5	3	SI
6	5	SI

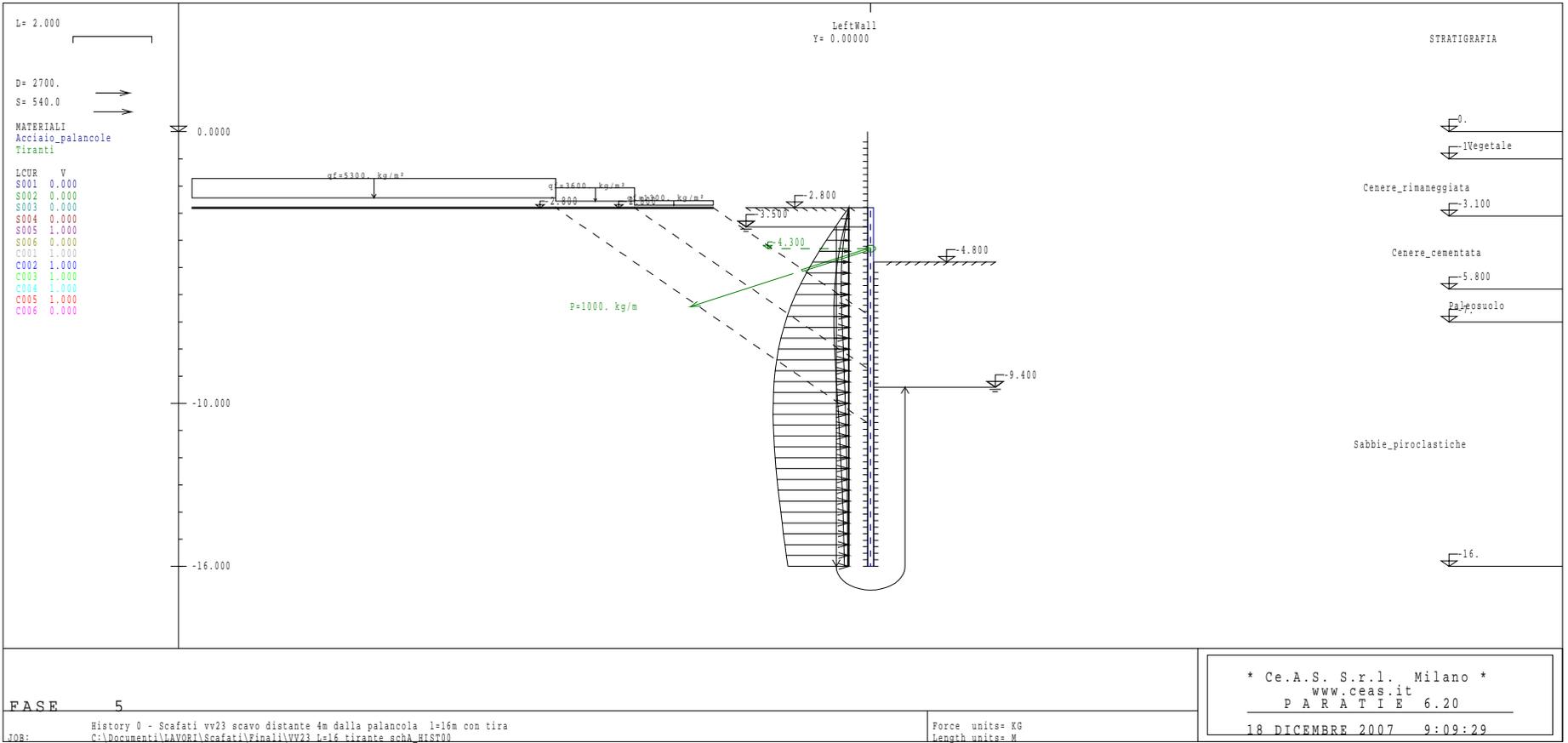
INPUT PLOTS:

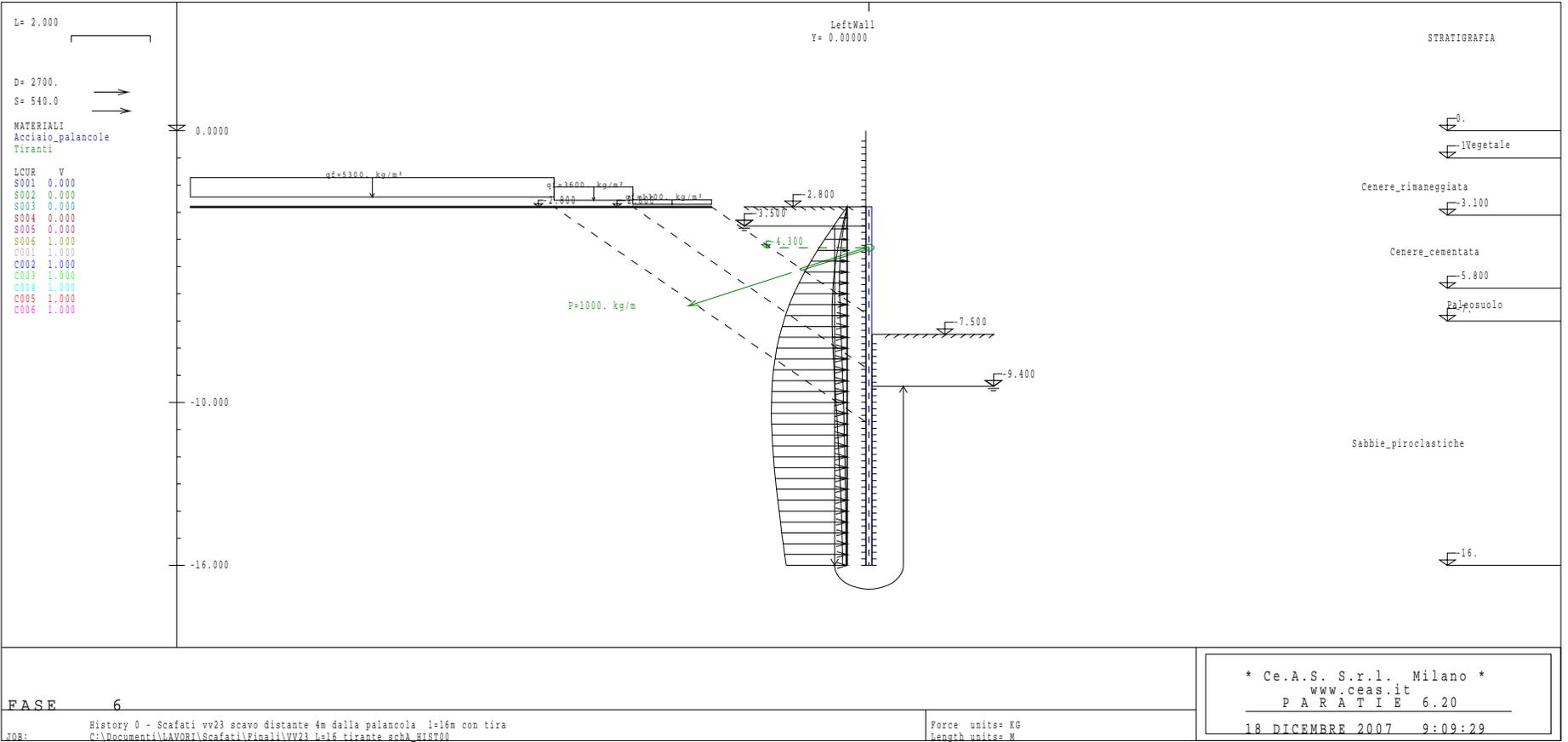




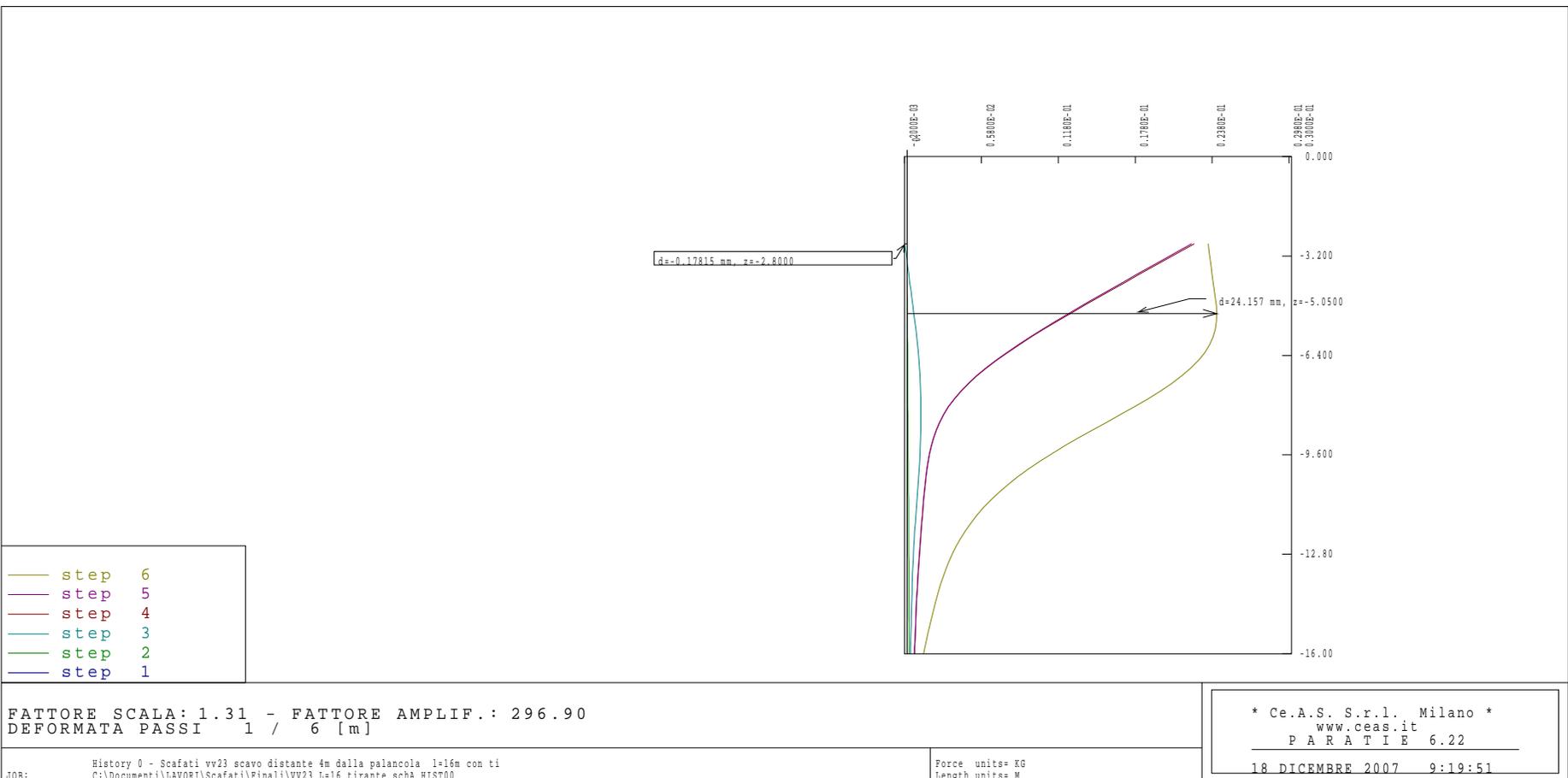


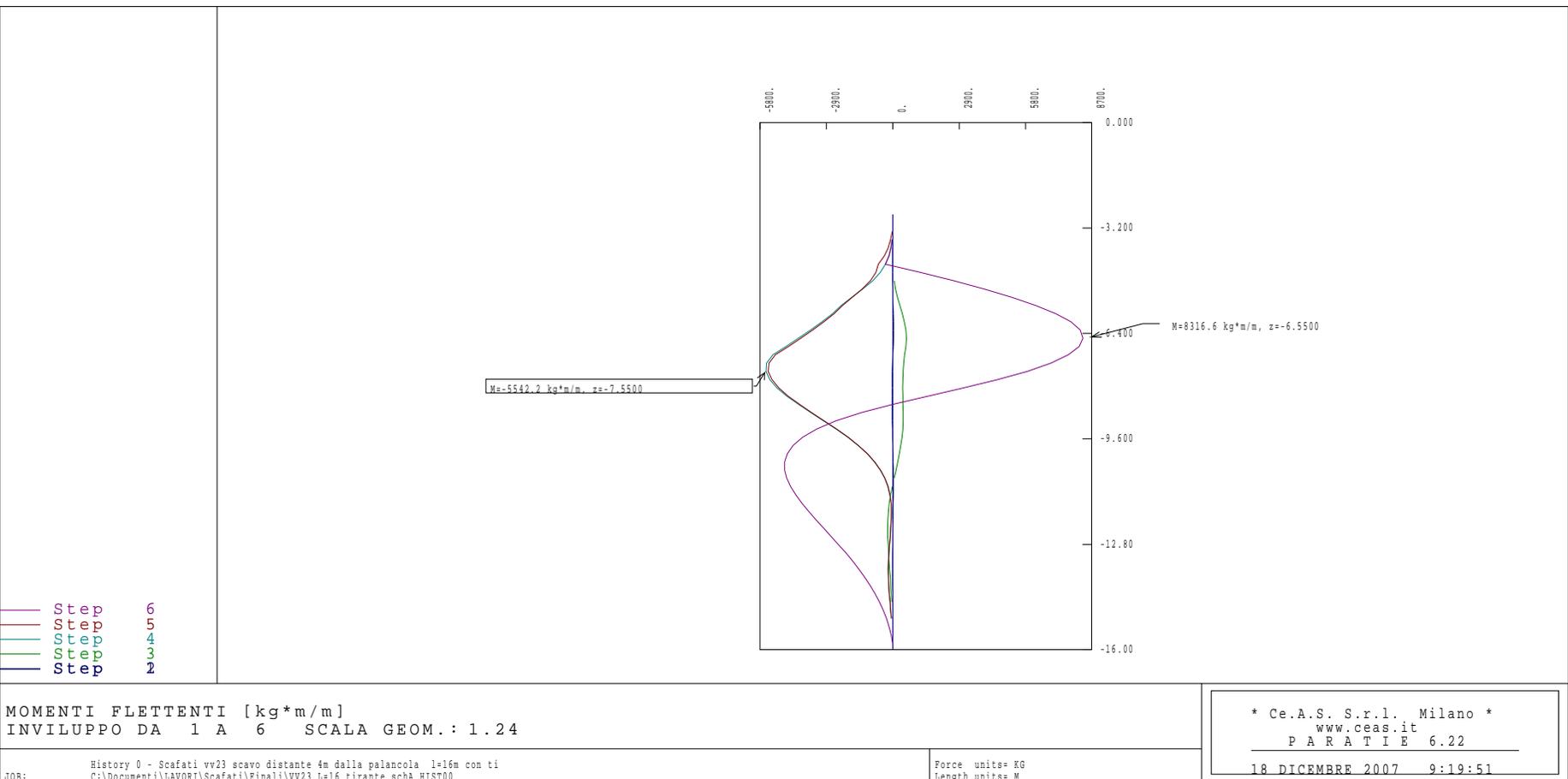


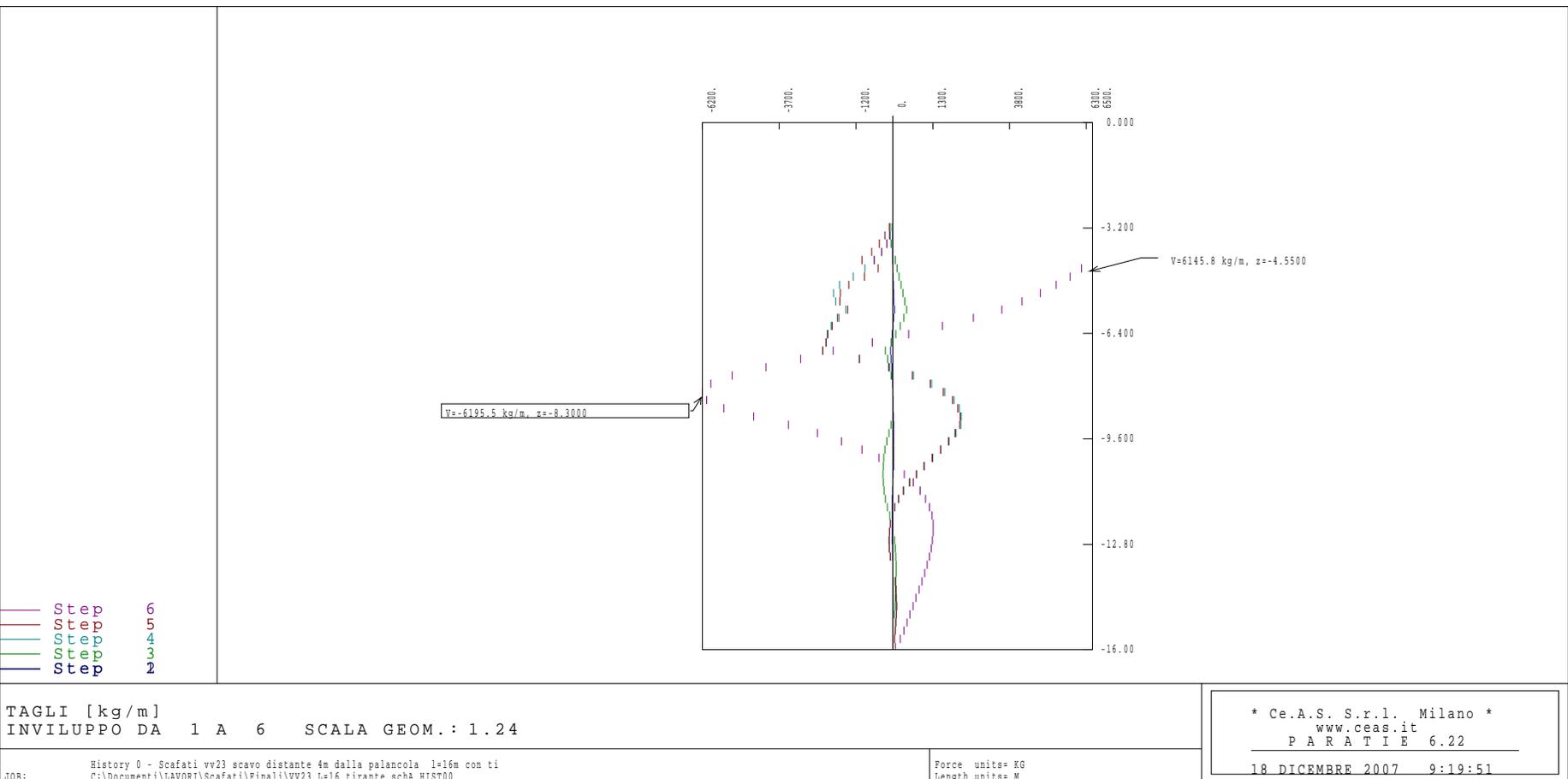


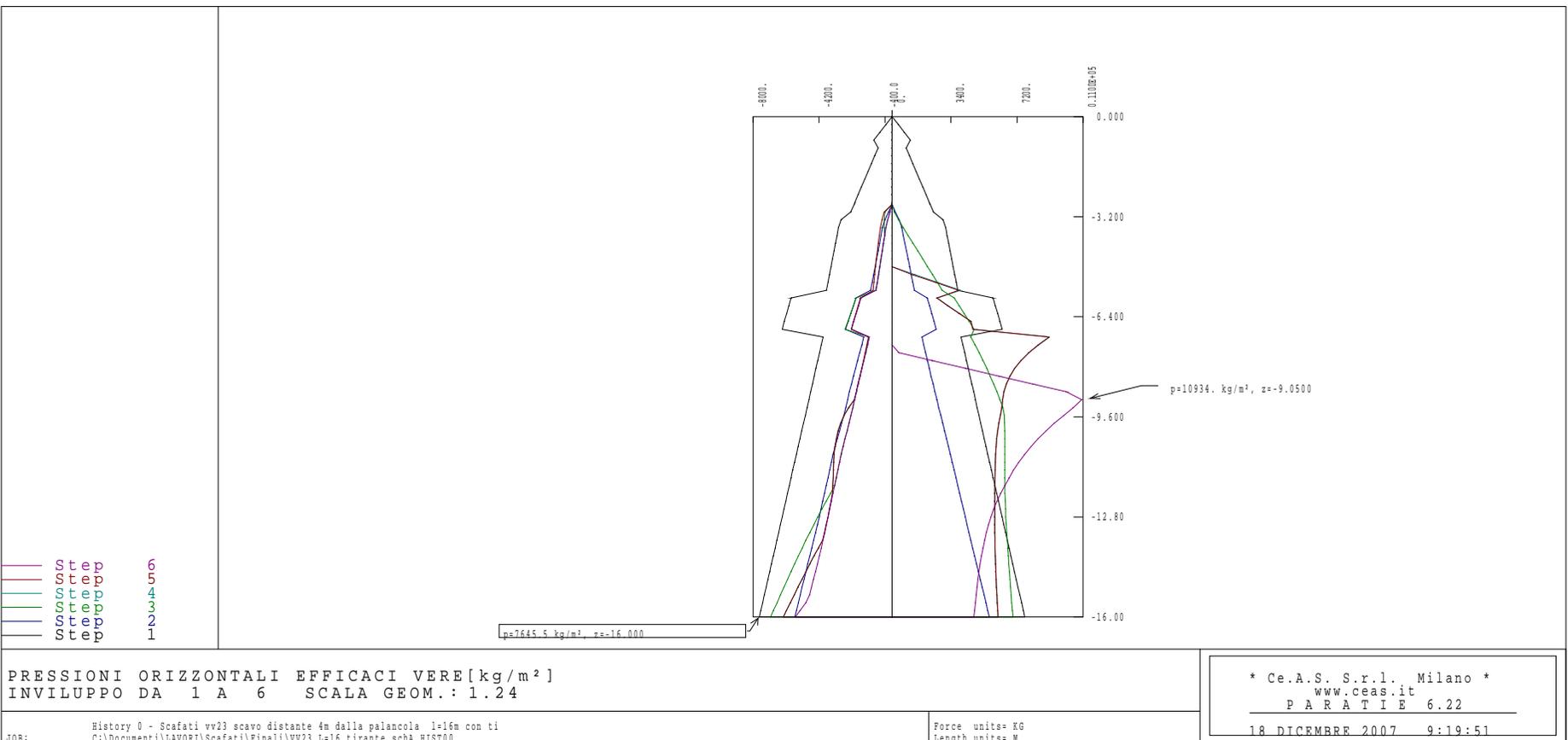


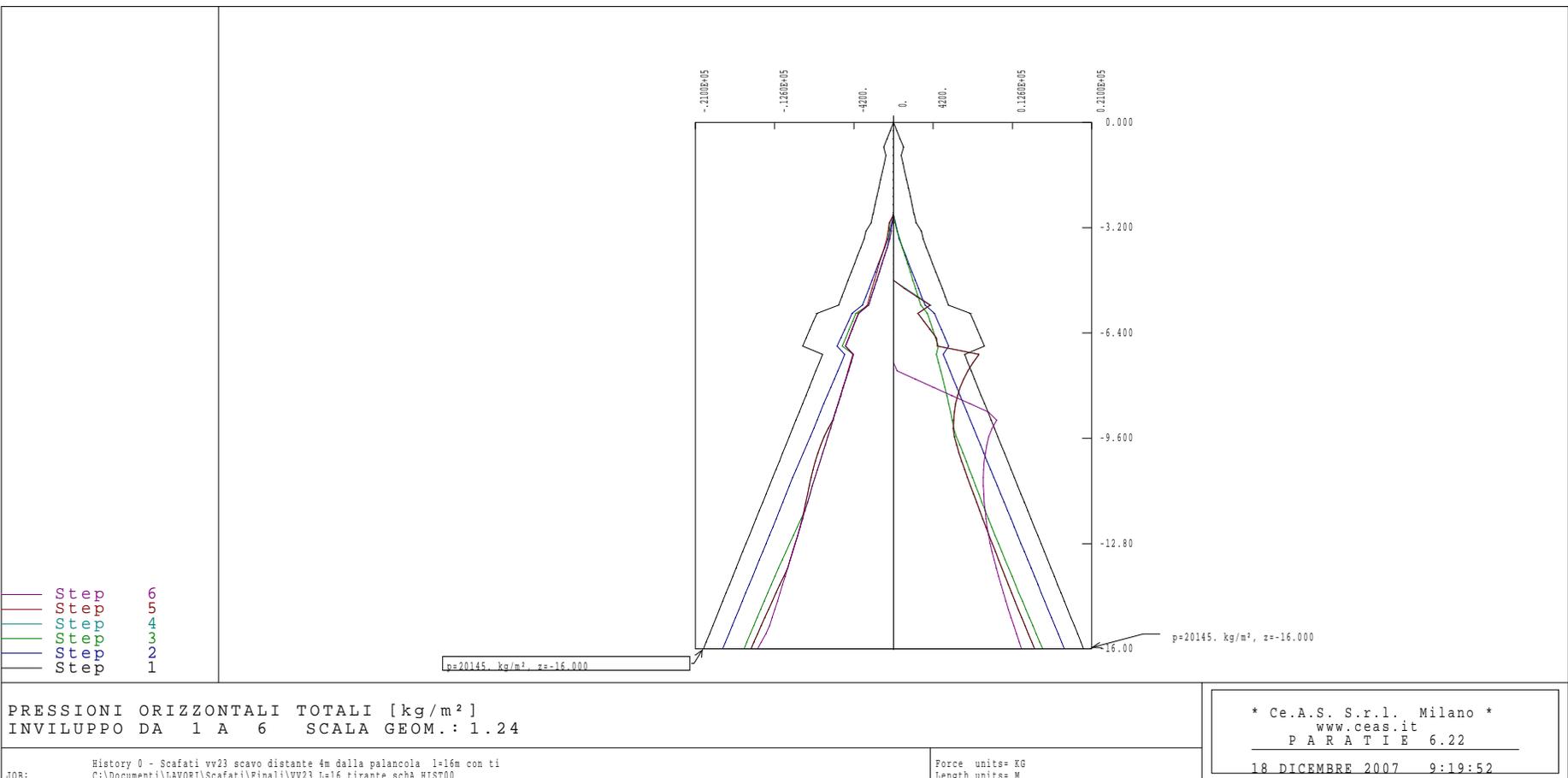
OUTPUT PLOTS :

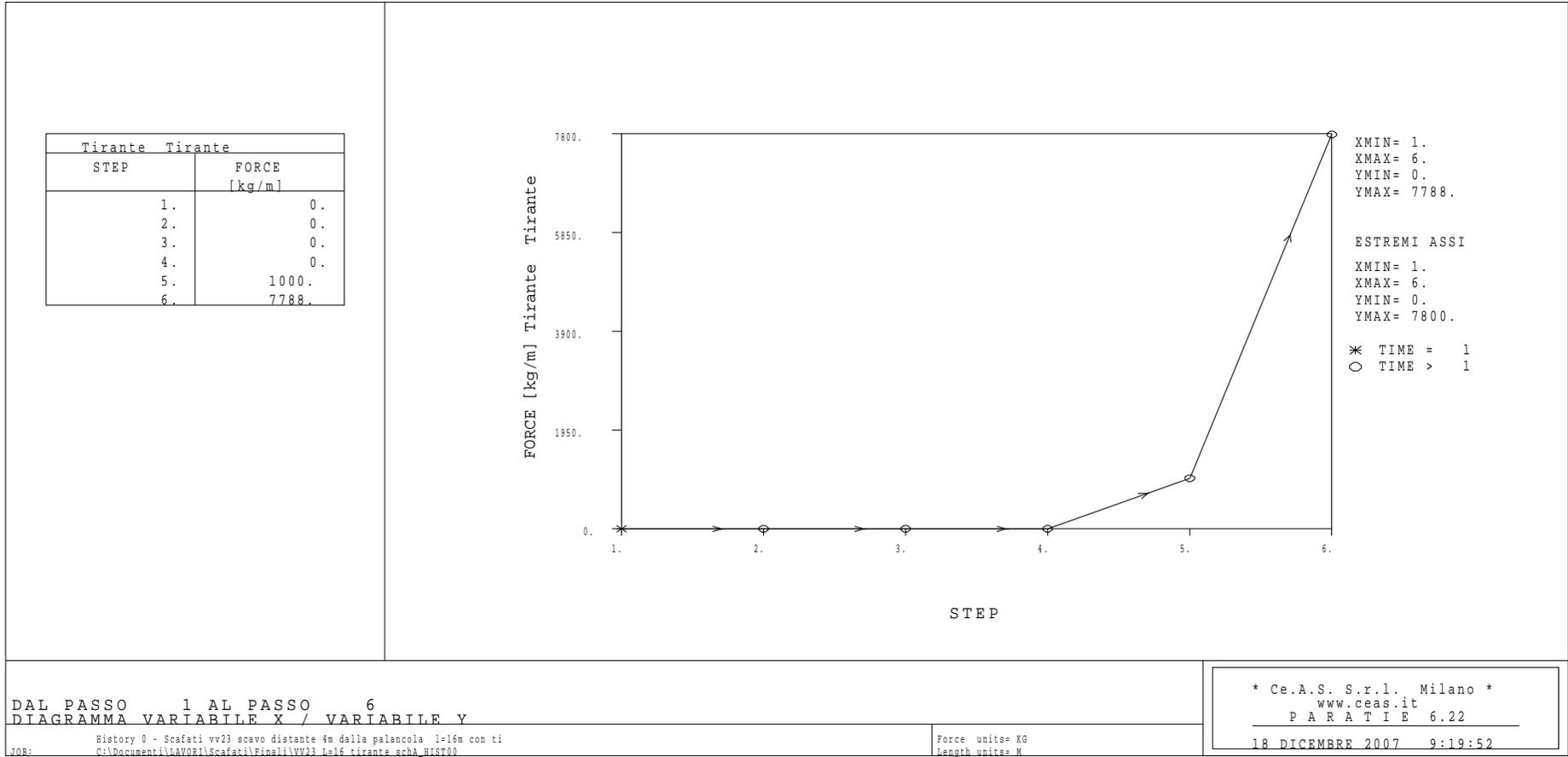












### 13.1.2 Calcolo palancola schema “B”

```
*****
**
**          P A R A T I E          **
**
**          RELEASE 6.22  VERSIONE WIN  **
**
** Ce.A.S. s.r.l. - Viale Giustiniano, 10  **
**                20129 MILANO          **
**
**
*****
```

JOBNAME C:\Documenti\LAVORI\Scafati\Finali\VV23 L=16 tirante schB\_HIST00

18 DICEMBRE 2007 9:25:16

ELENCO DEI DATI DI INPUT(PARAGEN)

Per il significato dei vari comandi  
si faccia riferimento al manuale di  
input PARAGEN, versione 6.22.

N. comando

```
1: * Paratie for Windows version 6.2
2: * Filename= <c:\documenti\lavori\scafati\finali\vv23 l=16 tirante
schb_hist00.d>
3: * project with "run time" parameters
4: * Force=kg Lenght=m
5: *
6: units m kg
7: title History 0 - Scafati vv23 scavo distante 4m dalla palancola
l=16m con tira
8: delta 0.25
9: option param itemax 30
10: option noprint echo
11: option noprint displ
12: option noprint react
13: option noprint stresses
14: option control TSPonly
15: wall LeftWall 0 -16 0
16: *
17: soil UHLeft LeftWall -16 0 1 0
18: soil DHLeft LeftWall -16 0 2 180
19: *
20: material Acciaio_palancole 2.1E+010
```

```

21: material Tiranti 2.1E+010
22: *
23: beam beam LeftWall -16 -2.8 Acciaio_palancole 0.1385 00 00
24: *
25: wire Tirante LeftWall -4.3 Tiranti 4.33333E-005 1000 25
26: wire Tirante2 LeftWall -7 Tiranti 3.54545E-005 1000 20
27: *
28: strip LeftWall 2 8 8 15 -2.8 5300 45
29: strip LeftWall 2 8 6 2 -2.8 3600 45
30: strip LeftWall 2 8 4 2 -2.8 1300 45
31: *
32: * Soil Profile
33: *
34:     ldata           Vegetale 0
35:         weight      1900 1100 1000
36:         atrest       0.741181 0 1
37:         resistance   0 15 0.539 1.953
38:         permeabil    0.0001
39:         young        500000 600000
40:     endlayer
41:     ldata           Cenere_rimaneggiata -1
42:         weight      1800 800 1000
43:         atrest       0.426424 0 1
44:         resistance   0 30.5 0.282 4.298
45:         permeabil    0.0001
46:         young        2E+006 2.5E+006
47:     endlayer
48:     ldata           Cenere_cementata -3.1
49:         weight      1400 700 1000
50:         atrest       0.492462 0 1
51:         resistance   0 29.5 0.313 3.753
52:         permeabil    0.0001
53:         young        2E+006 2.5E+006
54:     endlayer
55:     ldata           Paleosuolo -5.8
56:         weight      1400 700 1000
57:         atrest       0.741181 0 1
58:         resistance   0 15 0.557 1.856
59:         permeabil    0.0001
60:         young        500000 700000
61:     endlayer
62:     ldata           Sabbie_piroclastiche -7
63:         weight      1900 900 1000
64:         atrest       0.455361 0 1
65:         resistance   0 31 0.294 4.064
66:         permeabil    5E-005
67:         young        3E+006 3.5E+006

```

```

68:     endlayer
69: *
70: option find safety
71: *
72: step 1 :
73:     setwall LeftWall
74:         geom 0 0
75:         water -3.5 0
76: endstep
77: *
78: step 2 : Scavo a -2.80
79:     setwall LeftWall
80:         geom -2.8 -2.8
81:         add beam
82: endstep
83: *
84: step 3 : Abbassamento falda a -9.40
85:     setwall LeftWall
86:         water -3.5 5.9
87: endstep
88: *
89: step 4 : Scavo a -4.8
90:     setwall LeftWall
91:         geom -2.8 -4.8
92: endstep
93: *
94: step 5 :
95:     setwall LeftWall
96:         add Tirante
97: endstep
98: *
99: step 6 : Scavo a -7.5
100:     setwall LeftWall
101:         geom -2.8 -7.5
102: endstep
103: *
104: step 7 :
105:     setwall LeftWall
106:         add Tirante2
107: endstep
108: *
109: step 8 : Scavo a -9.4
110:     setwall LeftWall
111:         geom -2.8 -9.4
112: endstep
113: *
114: *

```

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER Vegetale

natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
quota superiore	=	0.0000	m	
quota inferiore	=	-1.0000	m	
peso fuori falda	=	1900.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	=	1100.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito	=	15.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.53900		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.9530		(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.74118		
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000		
modello di rigidezza	=	1.0000		
modulo el. compr. vergine	=	0.50000E+06	kg/m <sup>2</sup>	
modulo el. scarico/ricarico	=	0.60000E+06	kg/m <sup>2</sup>	
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	=	15.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.53900		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.9530		(A VALLE)
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A VALLE)

LAYER Cenere\_rimaneggiata

natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
quota superiore	=	-1.0000	m	
quota inferiore	=	-3.1000	m	
peso fuori falda	=	1800.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	=	800.00	kg/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito	=	30.500	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.28200		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	4.2980		(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.42642		
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000		
modello di rigidezza	=	1.0000		
modulo el. compr. vergine	=	0.20000E+07	kg/m <sup>2</sup>	
modulo el. scarico/ricarico	=	0.25000E+07	kg/m <sup>2</sup>	
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	=	30.500	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.28200		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	4.2980		(A VALLE)
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A VALLE)

LAYER Cenero_cementata			
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	
quota superiore	=	-3.1000	m
quota inferiore	=	-5.8000	m
peso fuori falda	=	1400.0	kg/m <sup>3</sup>
peso efficace in falda	=	700.00	kg/m <sup>3</sup>
peso dell'acqua	=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>
angolo di attrito	=	29.500	DEG (A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.31300	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.7530	(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.49246	
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000	
modello di rigidezza	=	1.0000	
modulo el. compr. vergine	=	0.20000E+07	kg/m <sup>2</sup>
modulo el. scarico/ricarico	=	0.25000E+07	kg/m <sup>2</sup>
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time (A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	(A VALLE)
angolo di attrito	=	29.500	DEG (A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.31300	(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.7530	(A VALLE)
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time (A VALLE)

LAYER Paleosuolo			
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	
quota superiore	=	-5.8000	m
quota inferiore	=	-7.0000	m
peso fuori falda	=	1400.0	kg/m <sup>3</sup>
peso efficace in falda	=	700.00	kg/m <sup>3</sup>
peso dell'acqua	=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>
angolo di attrito	=	15.000	DEG (A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.55700	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.8560	(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.74118	
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000	
modello di rigidezza	=	1.0000	
modulo el. compr. vergine	=	0.50000E+06	kg/m <sup>2</sup>
modulo el. scarico/ricarico	=	0.70000E+06	kg/m <sup>2</sup>
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time (A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	(A VALLE)
angolo di attrito	=	15.000	DEG (A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.55700	(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.8560	(A VALLE)
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time (A VALLE)

LAYER Sabbie_piroclastiche			
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	

quota superiore	= -7.0000	m	
quota inferiore	= -0.10000E+31	m	
peso fuori falda	= 1900.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	= 900.00	kg/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	= 1000.0	kg/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito	= 31.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.29400		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 4.0640		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.45536		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 0.30000E+07	kg/m <sup>2</sup>	
modulo el. scarico/ricarico	= 0.35000E+07	kg/m <sup>2</sup>	
permeabilita'	= 0.50000E-04	m/time	(A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	= 31.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.29400		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 4.0640		(A VALLE)
permeabilita'	= 0.50000E-04	m/time	(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 2

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 3

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 4

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 5

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 6

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 7

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 8

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-2.8000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-2.8000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	5.9000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)

opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 4

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-4.8000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	5.9000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 5

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-4.8000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	5.9000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 6

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-7.5000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	5.9000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)

opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 7

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-7.5000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	5.9000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 8

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-9.4000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	5.9000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO ELEMENTI

=====

```

+-----+-----+-----+-----+-----+
|          RIASSUNTO ELEMENTI SOIL          |
+-----+-----+-----+-----+-----+
| Name   | Wall   | Z1   | Z2   | Flag  | Angle |
+-----+-----+-----+-----+-----+
|        |        | m    | m    |       | deg   |
+-----+-----+-----+-----+-----+
| UHLeft | LeftWall | 0.   | -16.00 | UPHILL | 0.   |
+-----+-----+-----+-----+-----+
| DHLeft | LeftWall | 0.   | -16.00 | DOWNHILL | 180.0 |
+-----+-----+-----+-----+-----+

```

```

+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|                RIASSUNTO ELEMENTI BEAM                |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Name | Wall   |      z1 |      z2 | Mat | thick |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|      |        |      m |      m |    |      m |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| beam | LeftWall | -2.800 | -16.00 | _ | 0.1385 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
    
```

```

+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|                RIASSUNTO ELEMENTI WIRE                |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Name   | Wall   |      Zeta | Mat |      A/L | Pinit | Angle |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|        |        |      m   |    |          | kg/m  | deg   |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Tirante | LeftWall | -4.300 | _ | 0.4333E-04 | 1000. | 25.00 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Tirante2 | LeftWall | -7.000 | _ | 0.3545E-04 | 1000. | 20.00 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
    
```

RIASSUNTO DATI VARI  
 =====

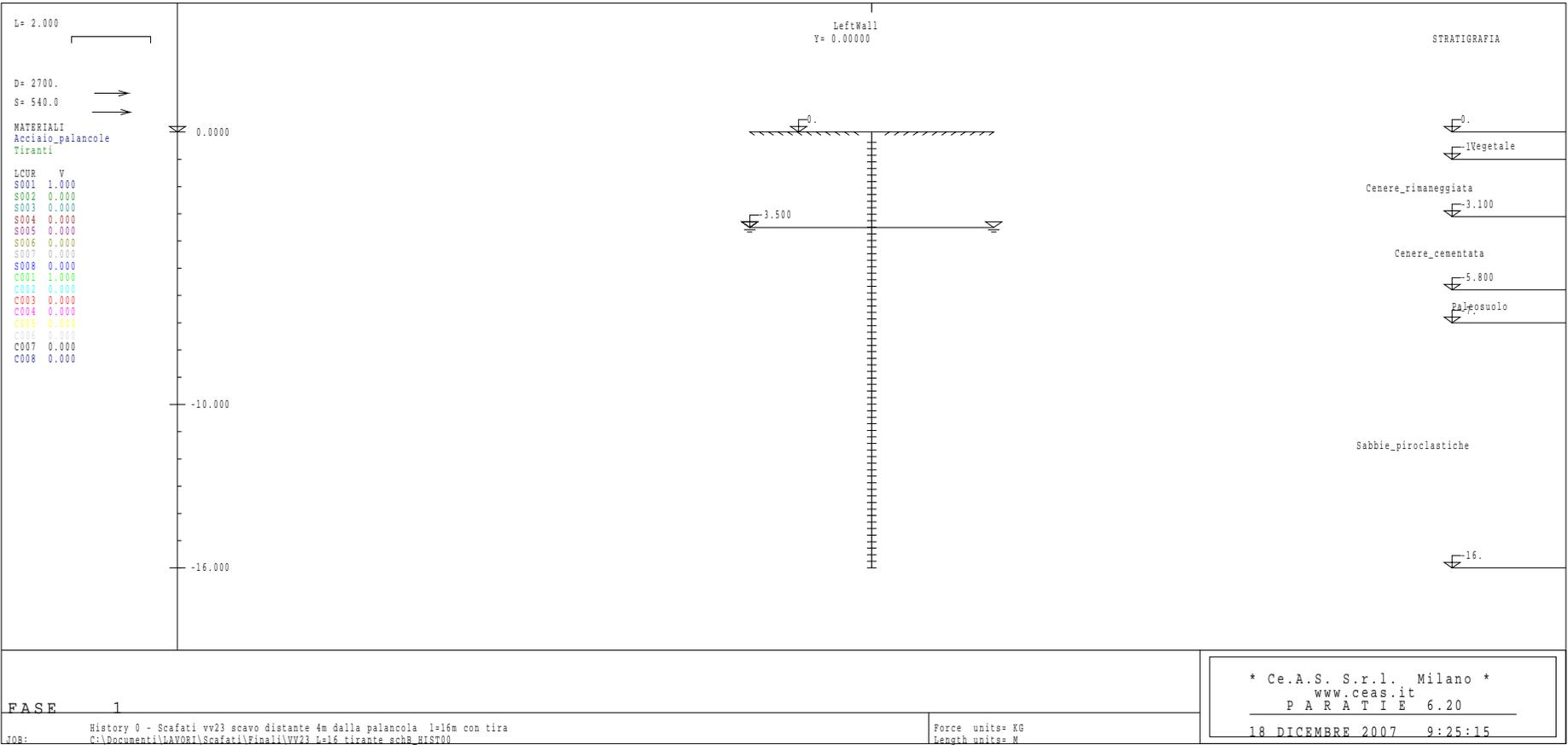
```

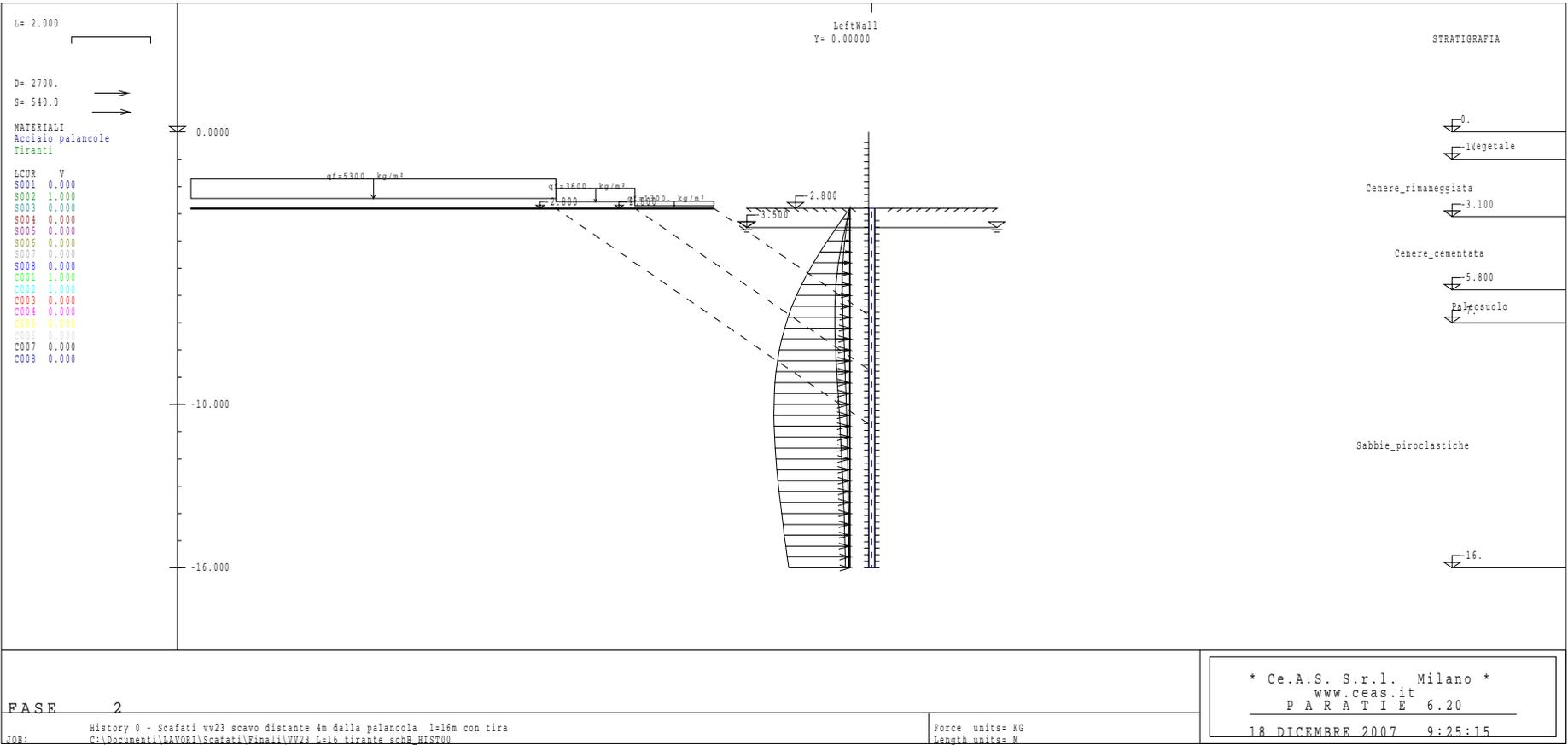
+-----+-----+
|                MATERIALI                |
+-----+-----+
| Name | YOUNG MODULUS |
+-----+-----+
|      | kg/m²          |
+-----+-----+
| Acci | 2.1E+010      |
+-----+-----+
| Tira | 2.1E+010      |
+-----+-----+
    
```

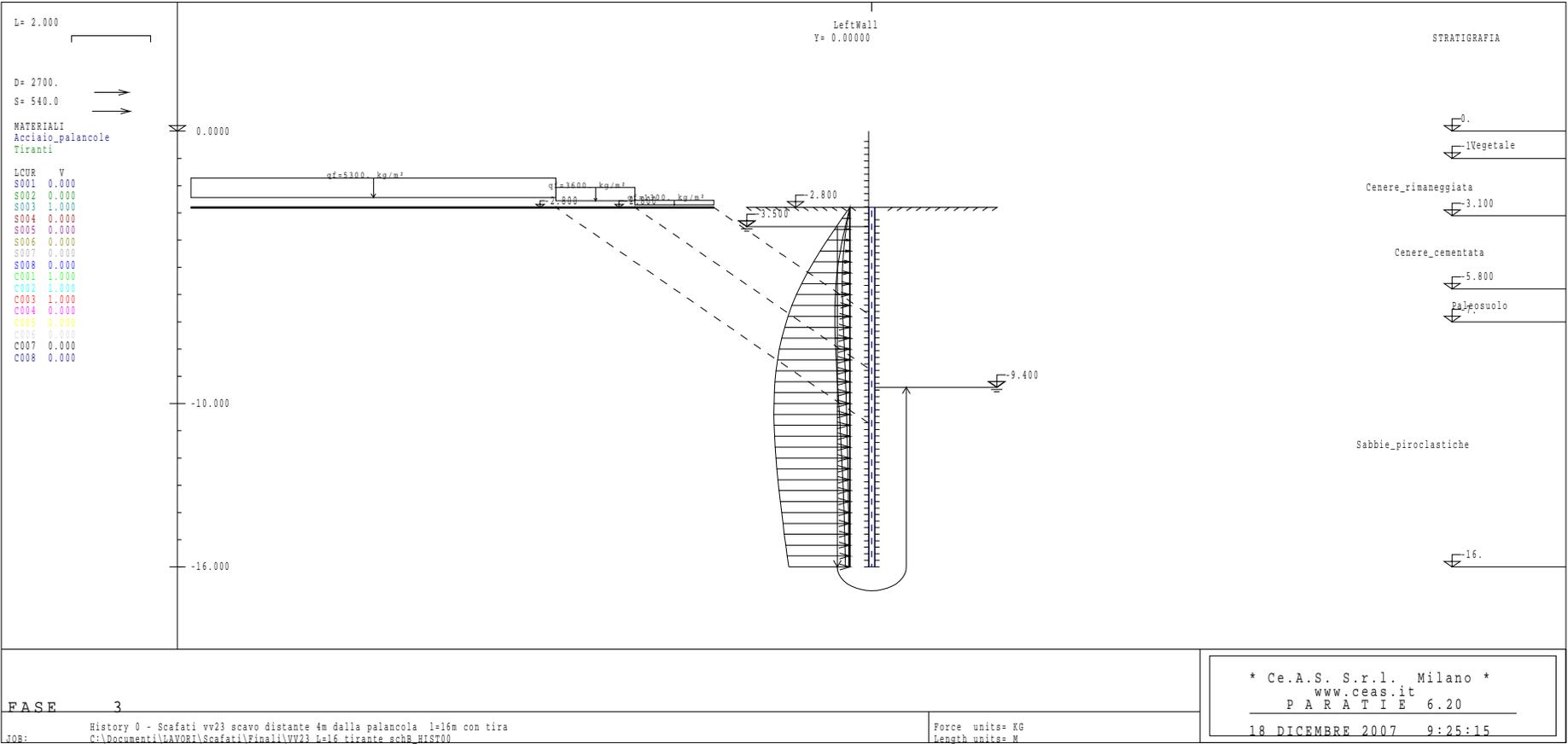
RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

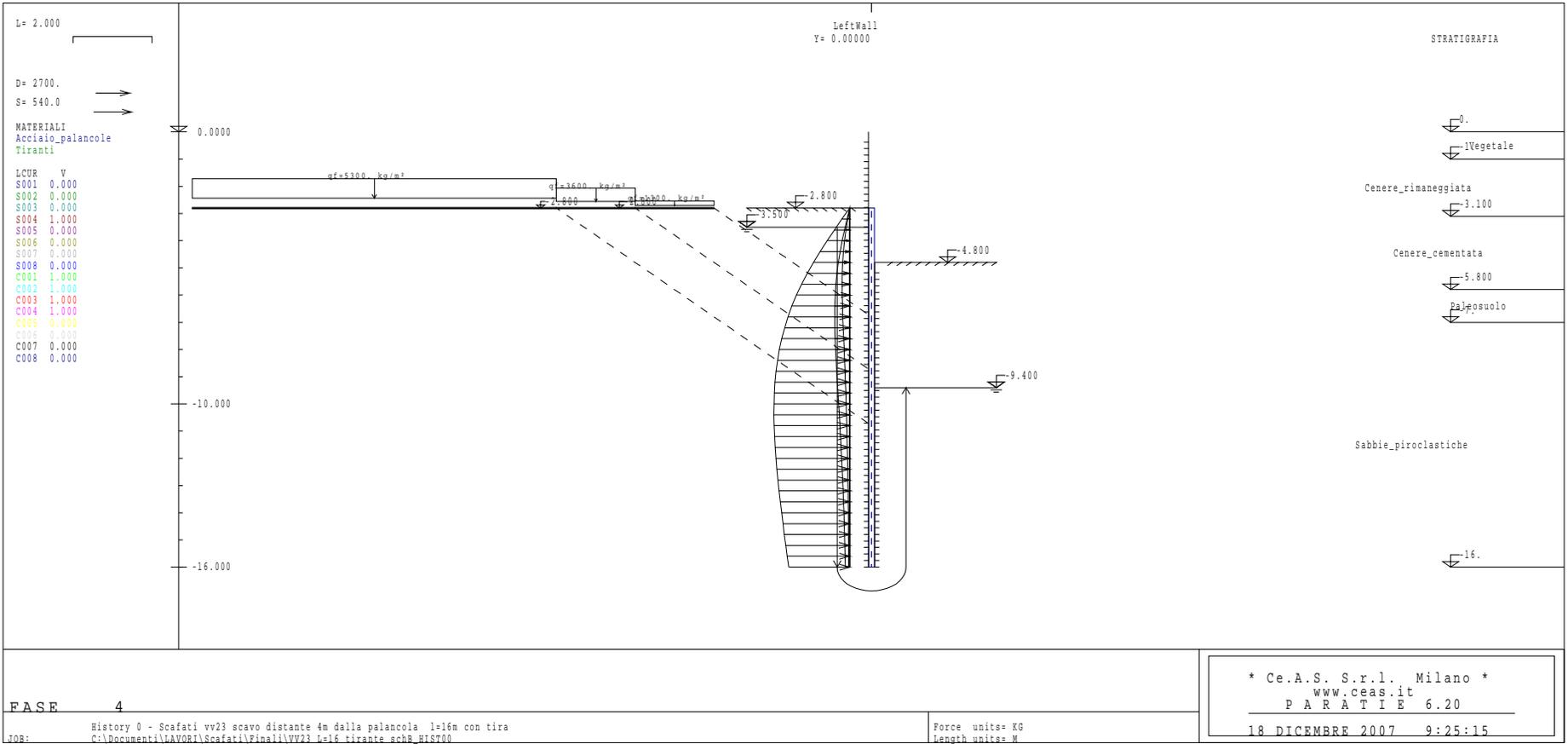
FASE	N. DI ITERAZIONI	CONVERGENZA
1	2	SI
2	2	SI
3	4	SI
4	6	SI
5	2	SI
6	5	SI
7	3	SI
8	6	SI

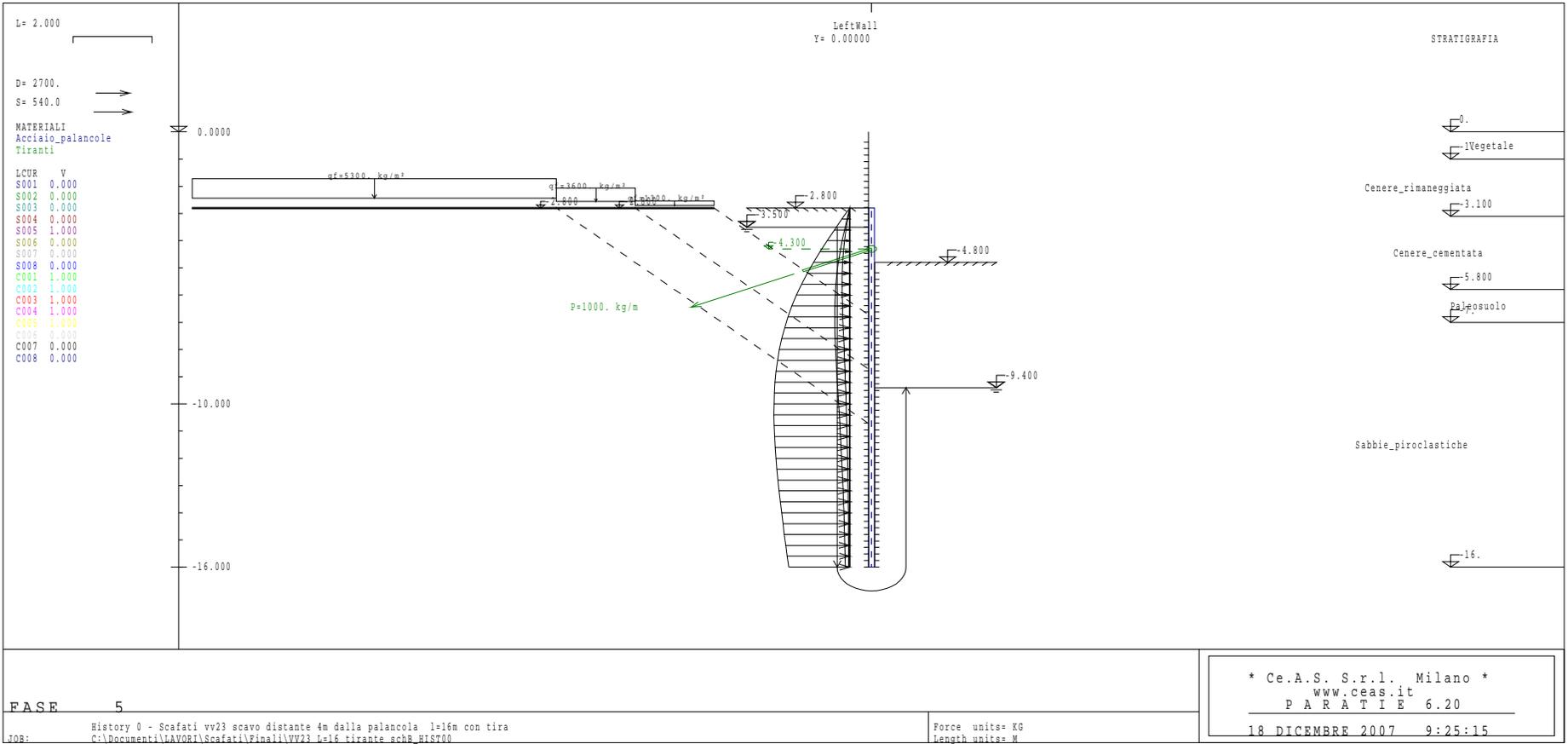
INPUT PLOTS :









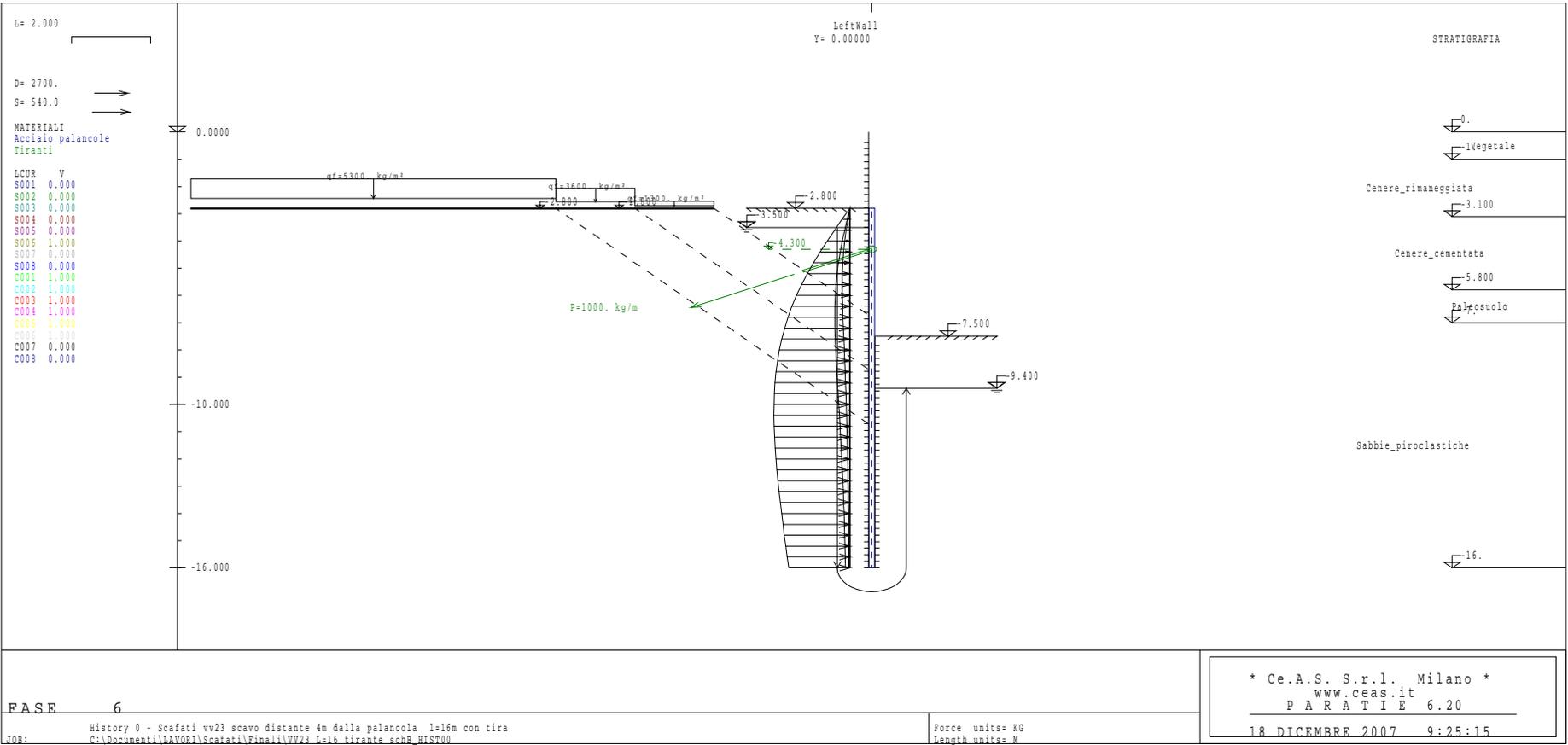


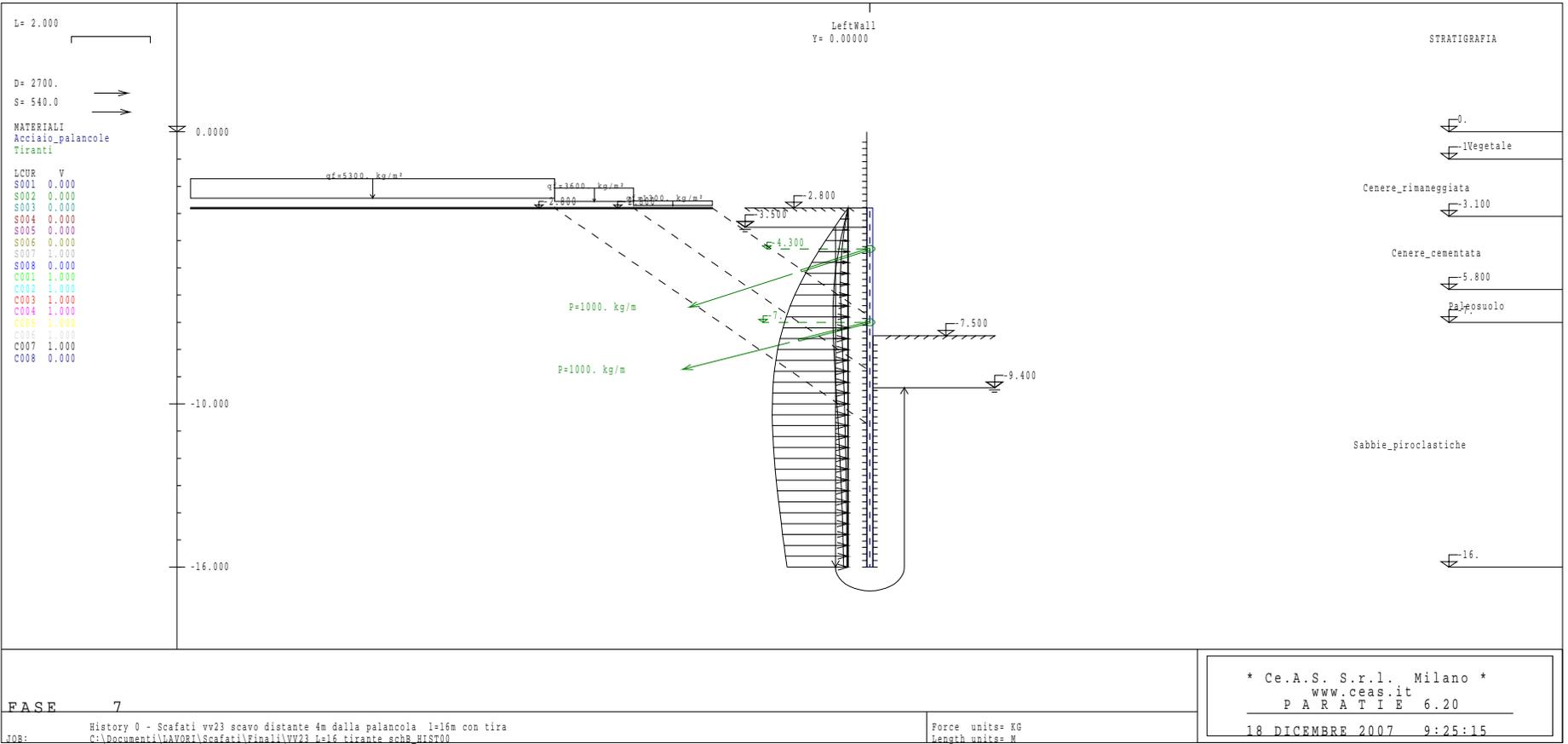
FASE 5

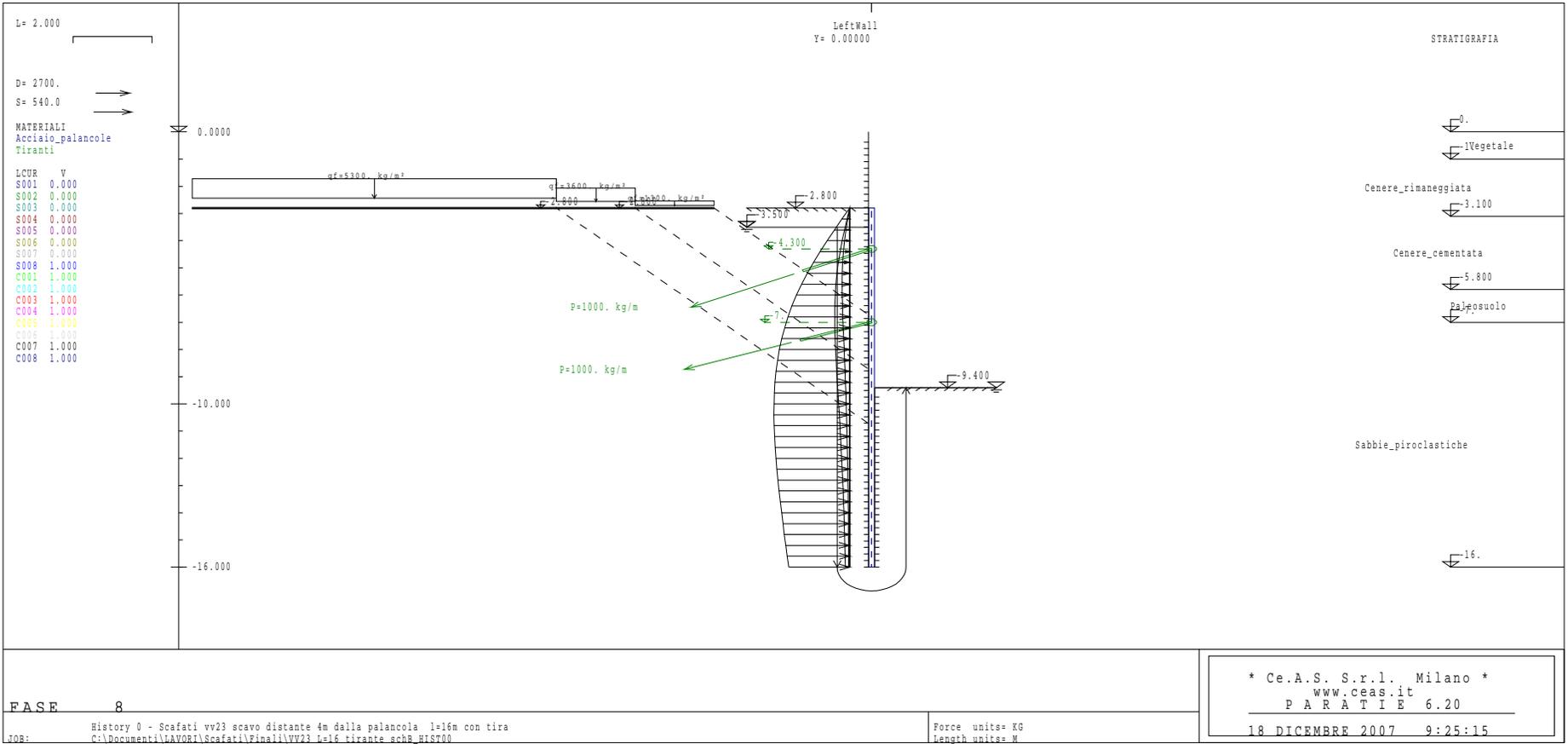
History 0 - Scafati vv23 scavo distante 4m dalla palanca l=16m con tira  
 C:\Documenti\AVORI\Scafati\Finali\VV23 l=16 tirante schB\_HIST00

Force units= KG  
 Length units= M

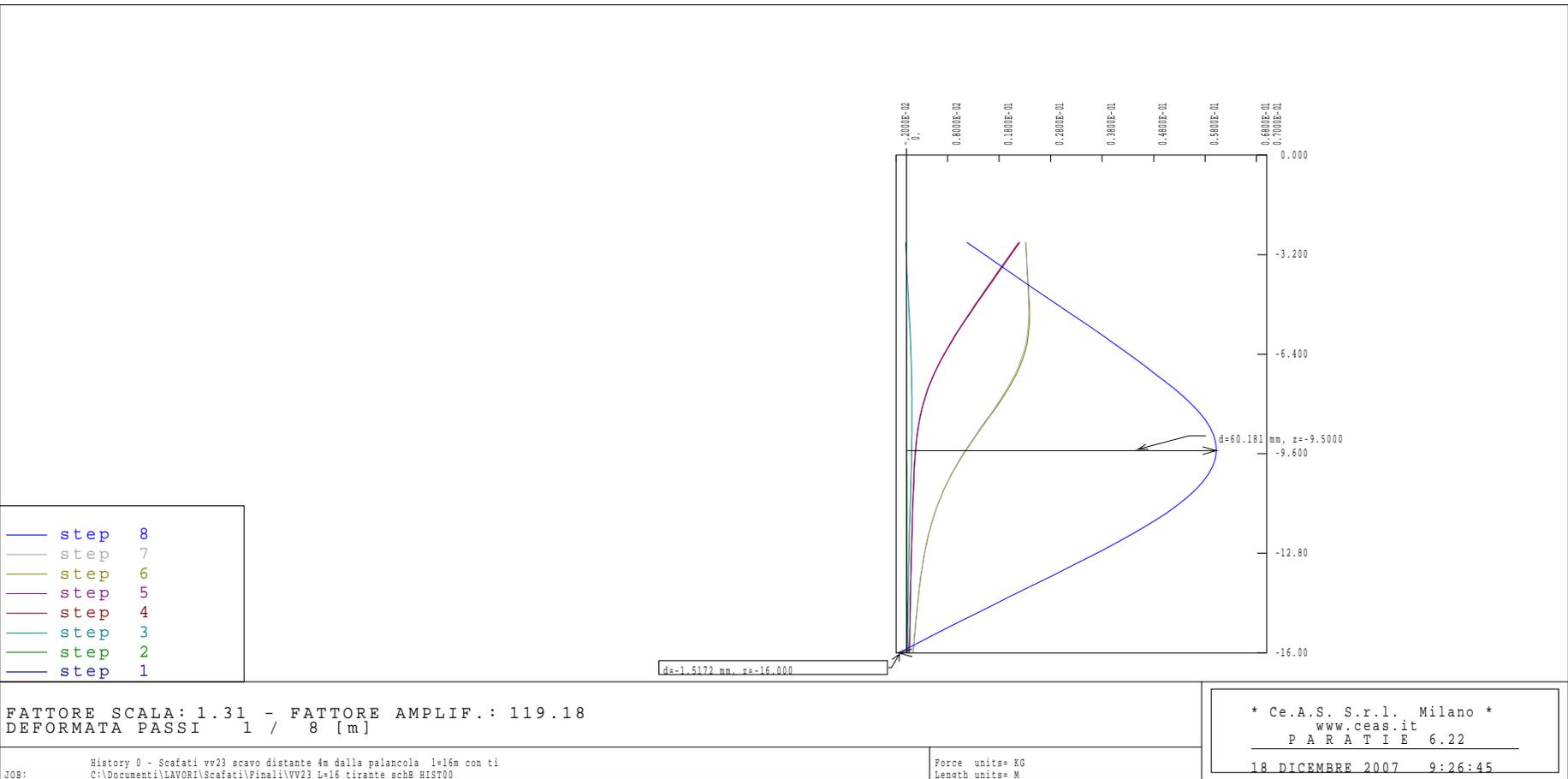
\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
 www.ceas.it  
 P A R A T I E 6.20  
 18 DICEMBRE 2007 9:25:15

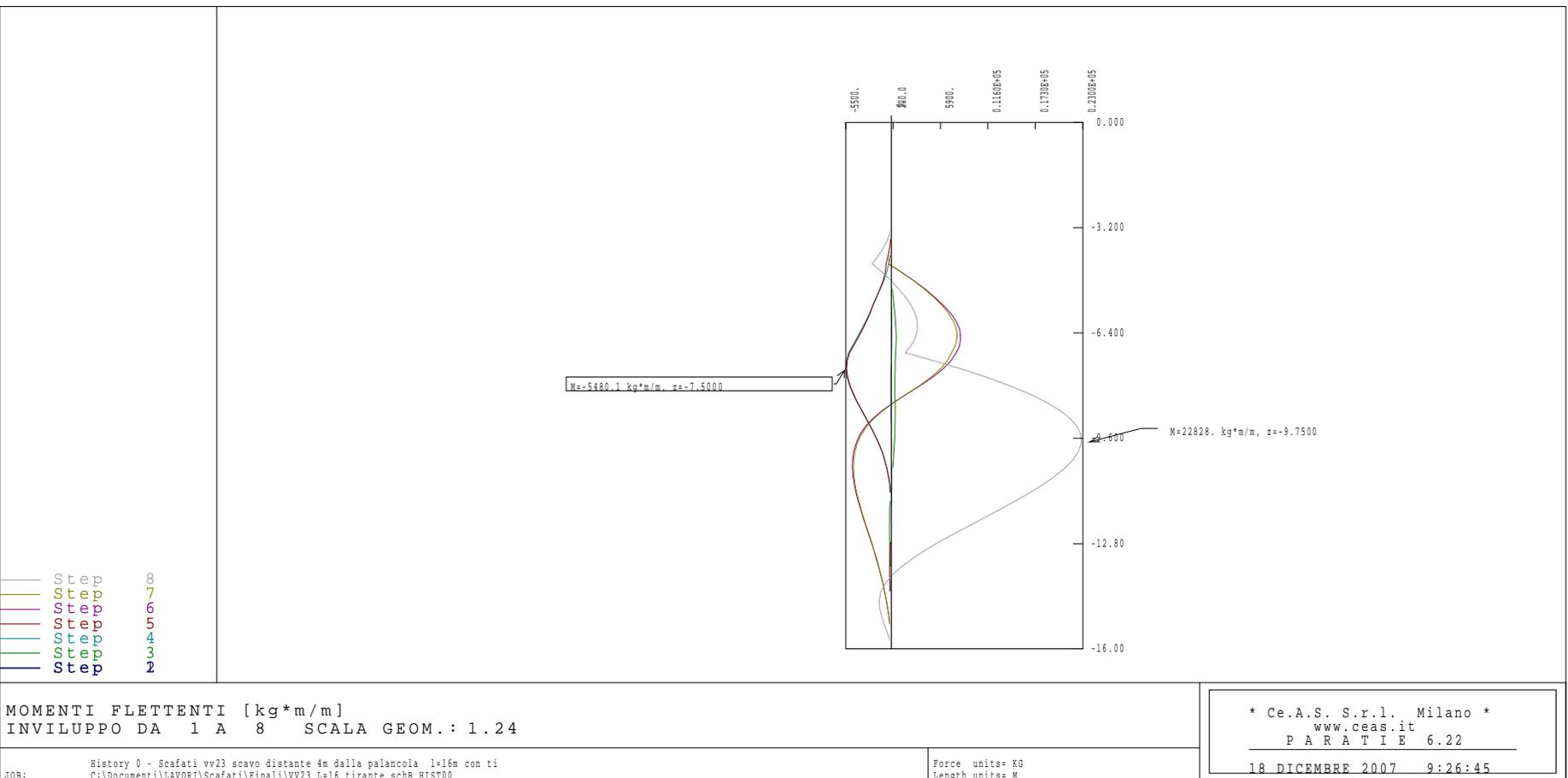


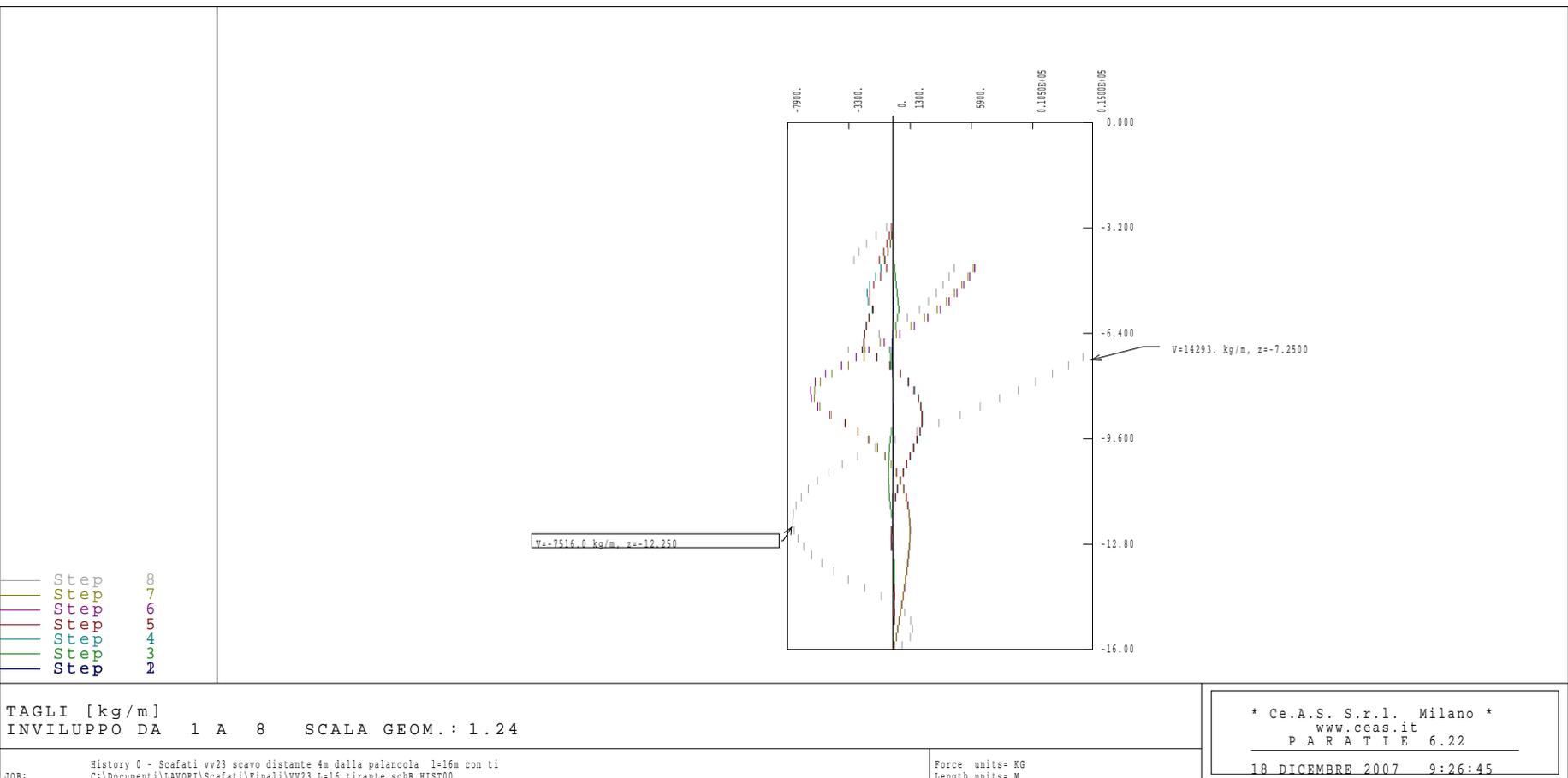


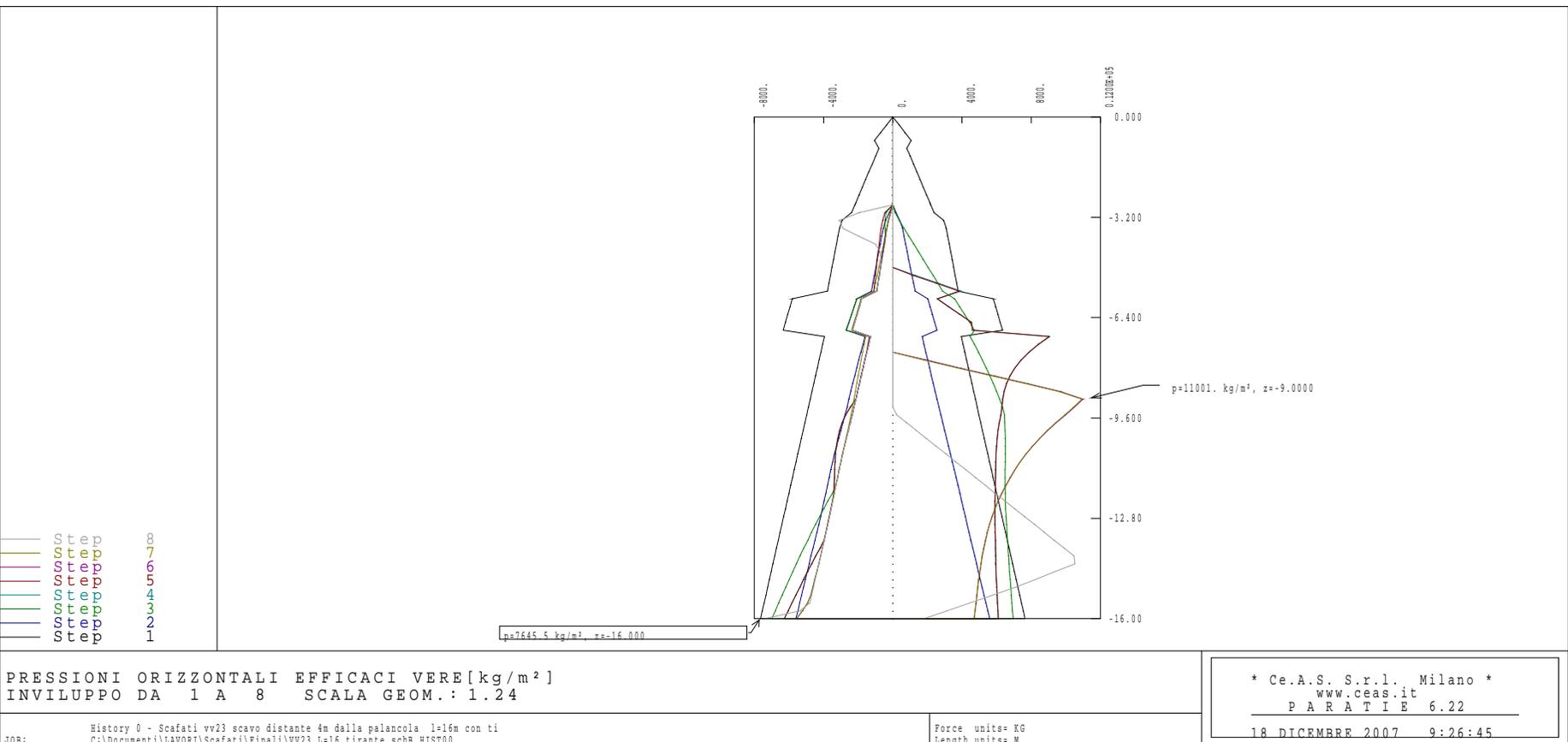


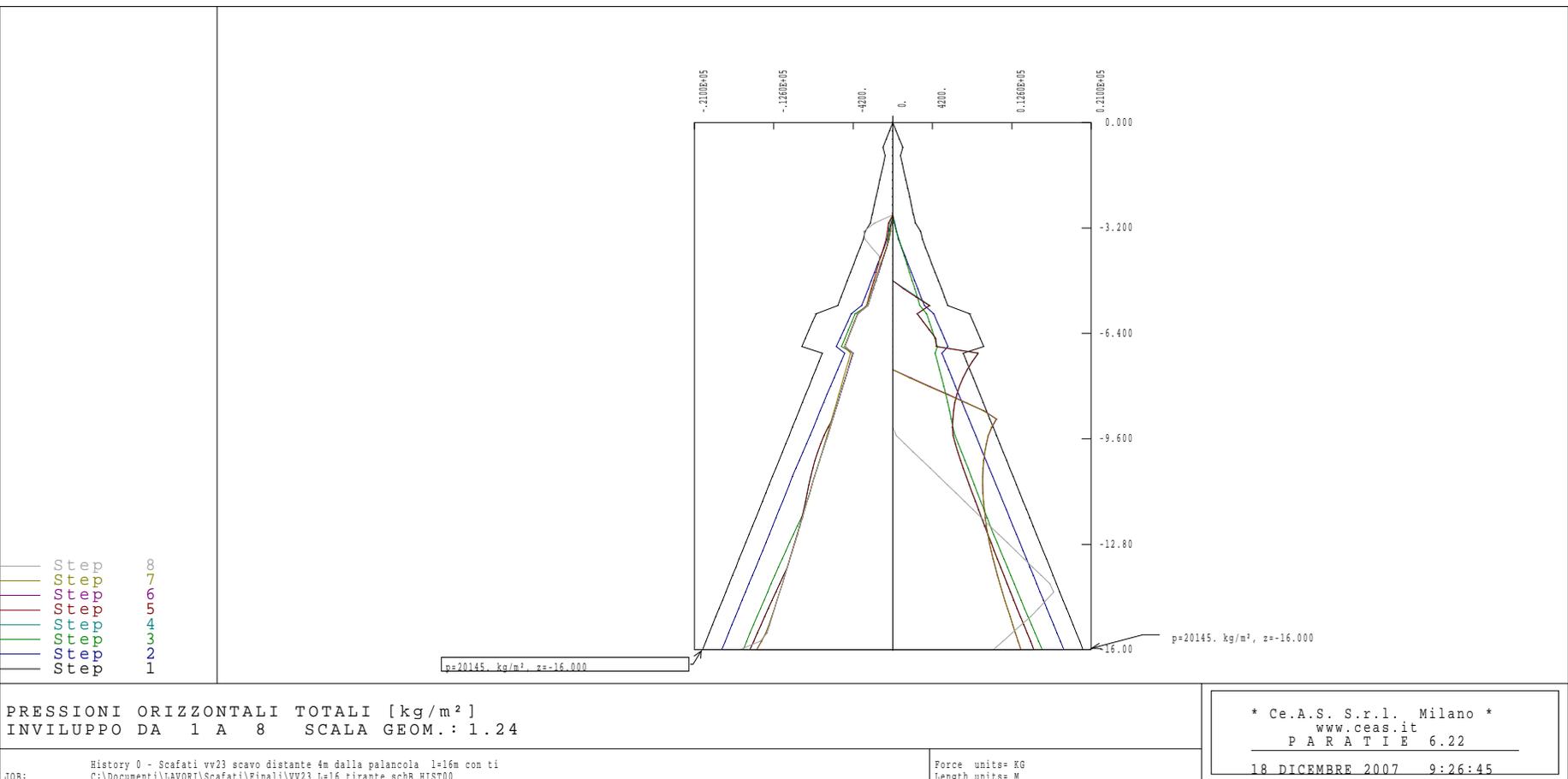
OUTPUT PLOTS :

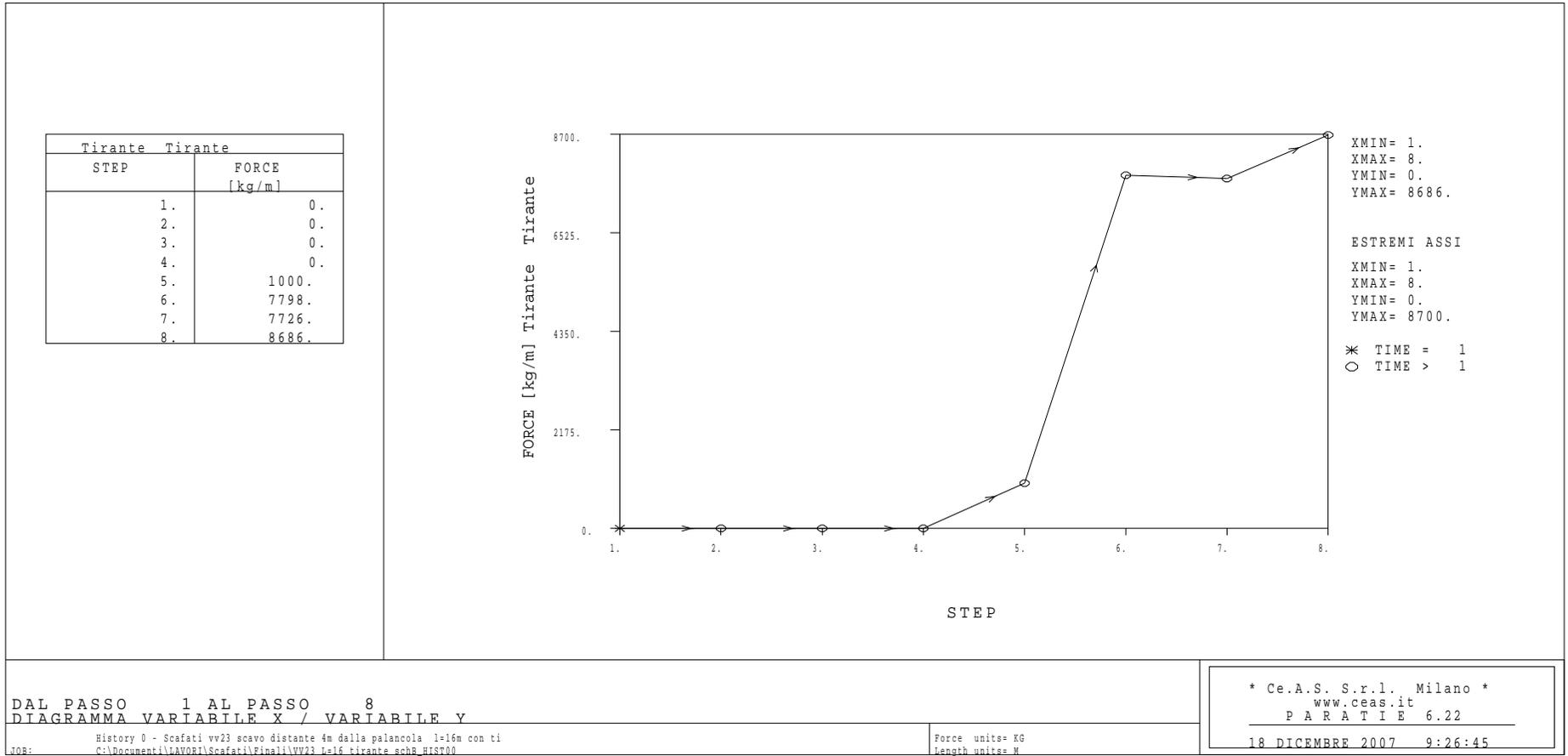


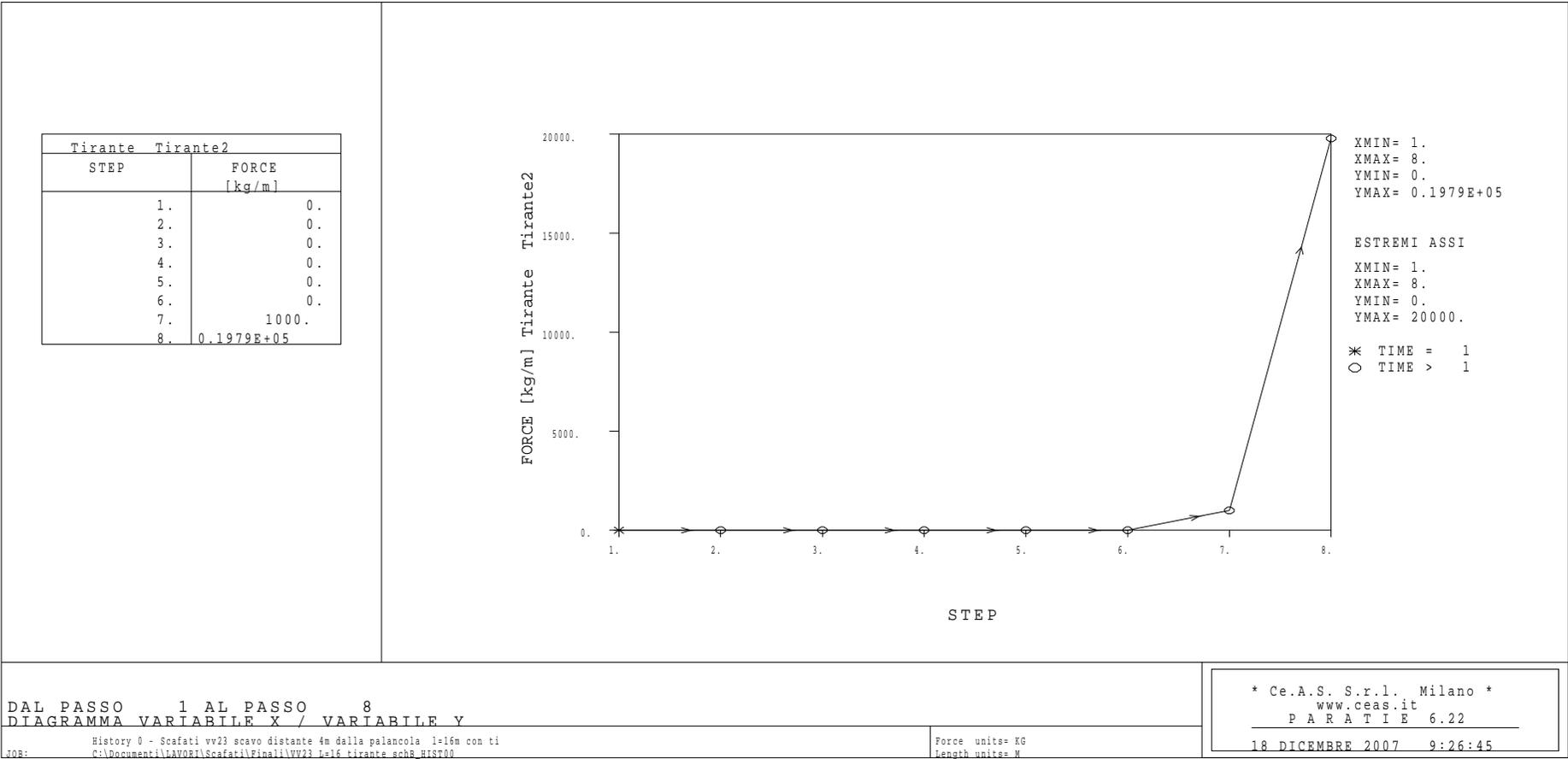












### 13.1.3 Calcolo palancola schema “C”

```

*****
**
**          P A R A T I E          **
**
**          RELEASE 6.22  VERSIONE WIN  **
**
**  Ce.A.S. s.r.l. - Viale Giustiniano, 10  **
**                20129 MILANO          **
**
**
*****

```

JOBNAME C:\Documenti\LAVORI\Scafati\Finali\VV23 L=16 tirante schC\_HIST00

18 DICEMBRE 2007 9:42:49

ELENCO DEI DATI DI INPUT(PARAGEN)

Per il significato dei vari comandi  
 si faccia riferimento al manuale di  
 input PARAGEN, versione 6.22.

N. comando

```

1: * Paratie for Windows version 6.2
2: * Filename= <c:\documenti\lavori\scafati\finali\vv23 l=16 tirante
schc_hist00.d>
3: * project with "run time" parameters
4: * Force=kg Lenght=m
5: *
6: units m kg
7: title History 0 - Scafati vv23 scavo distante 4m dalla palancola
l=16m con tira
8: delta 0.25
9: option param itemax 30
10: option noprint echo
11: option noprint displ
12: option noprint react
13: option noprint stresses
14: option control TSPonly
15: wall LeftWall 0 -16 0
16: *
17: soil UHLeft LeftWall -16 0 1 0
18: soil DHLeft LeftWall -16 0 2 180
19: *
20: material Acciaio_palancole 2.1E+010

```

```

21: material Tiranti 2.1E+010
22: *
23: beam beam LeftWall -16 -2.8 Acciaio_palancole 0.1385 00 00
24: *
25: wire Tirante LeftWall -4.3 Tiranti 4.33333E-005 1000 25
26: *
27: strip LeftWall 2 6 8 15 -2.8 5300 45
28: strip LeftWall 2 6 6 2 -2.8 3600 45
29: strip LeftWall 2 6 4 2 -2.8 1300 45
30: *
31: * Soil Profile
32: *
33:   ldata           Vegetale 0
34:     weight       1900 1100 1000
35:     atrest       0.741181 0 1
36:     resistance   0 15 0.539 1.953
37:     permeabil   0.0001
38:     young        500000 600000
39:   endlayer
40:   ldata           Cenere_rimaneggiata -1
41:     weight       1800 800 1000
42:     atrest       0.426424 0 1
43:     resistance   0 30.5 0.282 4.298
44:     permeabil   0.0001
45:     young        2E+006 2.5E+006
46:   endlayer
47:   ldata           Cenere_cementata -3.1
48:     weight       1400 700 1000
49:     atrest       0.492462 0 1
50:     resistance   0 29.5 0.313 3.753
51:     permeabil   0.0001
52:     young        2E+006 2.5E+006
53:   endlayer
54:   ldata           Paleosuolo -5.8
55:     weight       1400 700 1000
56:     atrest       0.741181 0 1
57:     resistance   0 15 0.557 1.856
58:     permeabil   0.0001
59:     young        500000 700000
60:   endlayer
61:   ldata           Sabbie_piroclastiche -7
62:     weight       1900 900 1000
63:     atrest       0.455361 0 1
64:     resistance   0 31 0.294 4.064
65:     permeabil   5E-005
66:     young        3E+006 3.5E+006
67:   endlayer

```

```

68: *
69: option find safety
70: *
71: step 1 :
72:     setwall LeftWall
73:         geom 0 0
74:         water -3.5 0
75: endstep
76: *
77: step 2 : Scavo a -2.80
78:     setwall LeftWall
79:         geom -2.8 -2.8
80:         add beam
81: endstep
82: *
83: step 3 : Abbassamento falda a -9.4
84:     setwall LeftWall
85:         water -3.5 5.9
86: endstep
87: *
88: step 4 : Scavo a -4.8
89:     setwall LeftWall
90:         geom -2.8 -4.8
91: endstep
92: *
93: step 5 :
94:     setwall LeftWall
95:         add Tirante
96: endstep
97: *
98: step 6 : Scavo a -6.2
99:     setwall LeftWall
100:         geom -2.8 -6.2
101: endstep
102: *
103: *

```

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER Vegetale

natura	1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	
quota superiore		=	0.0000	m
quota inferiore		=	-1.0000	m
peso fuori falda		=	1900.0	kg/m <sup>3</sup>
peso efficace in falda		=	1100.0	kg/m <sup>3</sup>
peso dell'acqua		=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>

angolo di attrito	=	15.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.53900		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.9530		(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.74118		
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000		
modello di rigidezza	=	1.0000		
modulo el. compr. vergine	=	0.50000E+06	kg/m <sup>2</sup>	
modulo el. scarico/ricarico	=	0.60000E+06	kg/m <sup>2</sup>	
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	=	15.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.53900		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.9530		(A VALLE)
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A VALLE)
 LAYER Cenere_rimaneggiata				
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
quota superiore	=	-1.0000	m	
quota inferiore	=	-3.1000	m	
peso fuori falda	=	1800.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	=	800.00	kg/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito	=	30.500	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.28200		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	4.2980		(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.42642		
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000		
modello di rigidezza	=	1.0000		
modulo el. compr. vergine	=	0.20000E+07	kg/m <sup>2</sup>	
modulo el. scarico/ricarico	=	0.25000E+07	kg/m <sup>2</sup>	
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	=	30.500	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.28200		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	4.2980		(A VALLE)
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A VALLE)
 LAYER Cenere_cementata				
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
quota superiore	=	-3.1000	m	
quota inferiore	=	-5.8000	m	
peso fuori falda	=	1400.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	=	700.00	kg/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito	=	29.500	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.31300		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.7530		(A MONTE)

Konc normal consolidato	=	0.49246	
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000	
modello di rigidezza	=	1.0000	
modulo el. compr. vergine	=	0.20000E+07	kg/m <sup>2</sup>
modulo el. scarico/ricarico	=	0.25000E+07	kg/m <sup>2</sup>
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time (A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	(A VALLE)
angolo di attrito	=	29.500	DEG (A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.31300	(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.7530	(A VALLE)
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time (A VALLE)
 LAYER Paleosuolo			
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	
quota superiore	=	-5.8000	m
quota inferiore	=	-7.0000	m
peso fuori falda	=	1400.0	kg/m <sup>3</sup>
peso efficace in falda	=	700.00	kg/m <sup>3</sup>
peso dell'acqua	=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>
angolo di attrito	=	15.000	DEG (A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.55700	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.8560	(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.74118	
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000	
modello di rigidezza	=	1.0000	
modulo el. compr. vergine	=	0.50000E+06	kg/m <sup>2</sup>
modulo el. scarico/ricarico	=	0.70000E+06	kg/m <sup>2</sup>
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time (A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	(A VALLE)
angolo di attrito	=	15.000	DEG (A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.55700	(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.8560	(A VALLE)
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time (A VALLE)
 LAYER Sabbie_piroclastiche			
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	
quota superiore	=	-7.0000	m
quota inferiore	=	-0.10000E+31	m
peso fuori falda	=	1900.0	kg/m <sup>3</sup>
peso efficace in falda	=	900.00	kg/m <sup>3</sup>
peso dell'acqua	=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>
angolo di attrito	=	31.000	DEG (A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.29400	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	4.0640	(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.45536	
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000	
modello di rigidezza	=	1.0000	

modulo el. compr. vergine	=	0.30000E+07 kg/m <sup>2</sup>	
modulo el. scarico/ricarico	=	0.35000E+07 kg/m <sup>2</sup>	
permeabilita'	=	0.50000E-04 m/time	(A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	(A VALLE)
angolo di attrito	=	31.000 DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.29400	(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	4.0640	(A VALLE)
permeabilita'	=	0.50000E-04 m/time	(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 2

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 3

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 4

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 5

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 6

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m

quota della falda	= -3.5000	m
sovraccarico a monte	= 0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	= -0.99900E+30	m
quota di taglio	= -0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -16.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	= 0.0000	[g]
angolo beta a monte	= 0.0000	[°]
delta/phi a monte	= 0.0000	
angolo beta a valle	= 0.0000	[°]
delta/phi a valle	= 0.0000	
opzione dyn. acqua	= 0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	= 0.0000	
Wood bottom pressure	= 0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	= 0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	= 0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	= 0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= -2.8000	m
quota del fondo scavo	= -2.8000	m
quota della falda	= -3.5000	m
sovraccarico a monte	= 0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 0.0000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	= -0.99900E+30	m
quota di taglio	= -0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -16.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	= 0.0000	[g]
angolo beta a monte	= 0.0000	[°]
delta/phi a monte	= 0.0000	
angolo beta a valle	= 0.0000	[°]

delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(l=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-2.8000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	5.9000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.0000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(l=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(l=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(l=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 4

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-4.8000	m
quota della falda	=	-3.5000	m

sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	5.9000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 5

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-4.8000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	5.9000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	

opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 6

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	-2.8000	m
quota del fondo scavo	=	-6.2000	m
quota della falda	=	-3.5000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	5.9000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-16.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO ELEMENTI

=====

RIASSUNTO ELEMENTI SOIL						
Name	Wall	Z1	Z2	Flag	Angle	
		m	m		deg	
UHLeft	LeftWall	0.	-16.00	UPHILL	0.	
DHLeft	LeftWall	0.	-16.00	DOWNHILL	180.0	

RIASSUNTO ELEMENTI BEAM						
Name	Wall	Z1	Z2	Mat	thick	
		m	m		m	
beam	LeftWall	-2.800	-16.00	_	0.1385	

RIASSUNTO ELEMENTI WIRE						
Name	Wall	Zeta	Mat	A/L	Pinit	Angle
		m			kg/m	deg
Tirante	LeftWall	-4.300	_	0.4333E-04	1000.	25.00

RIASSUNTO DATI VARI

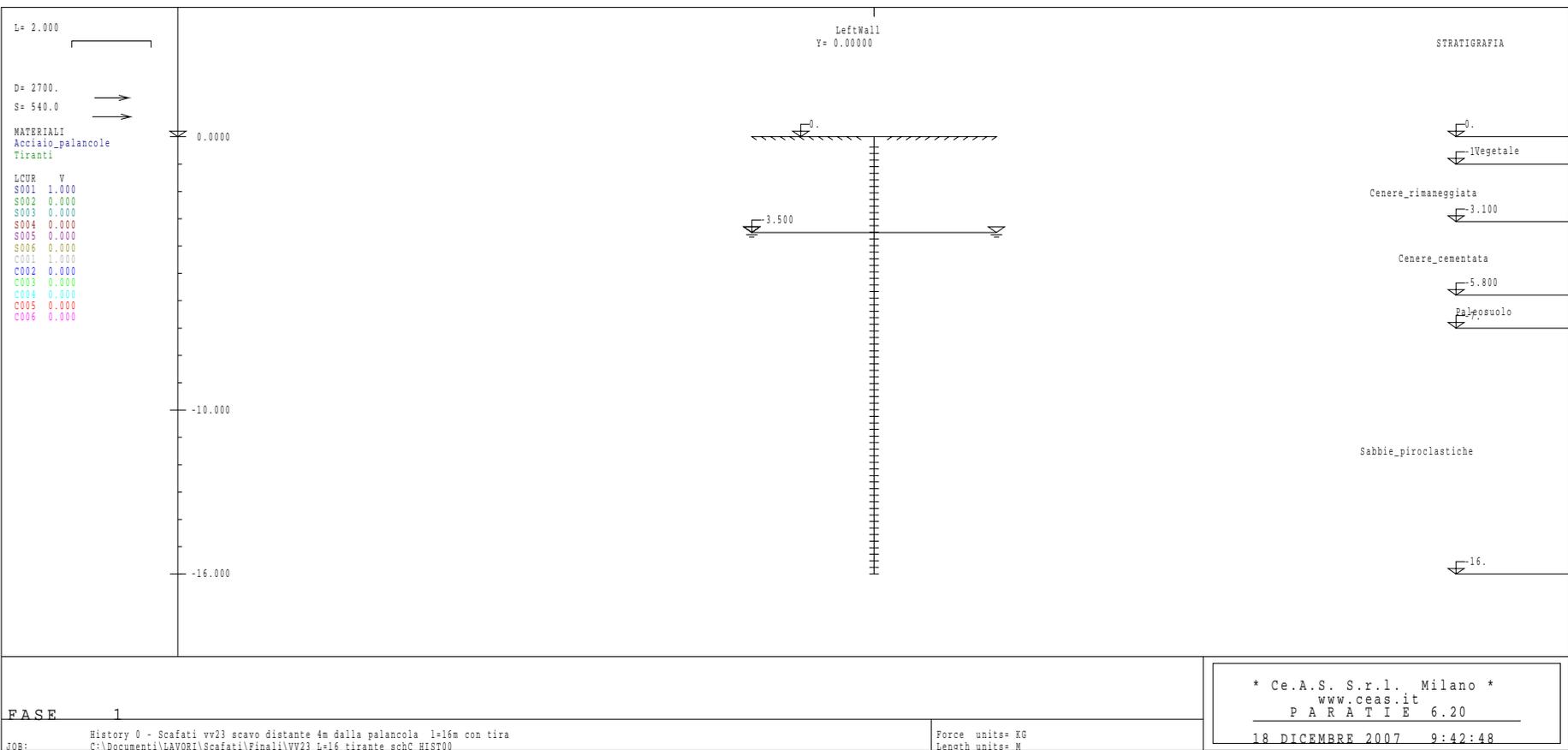
=====

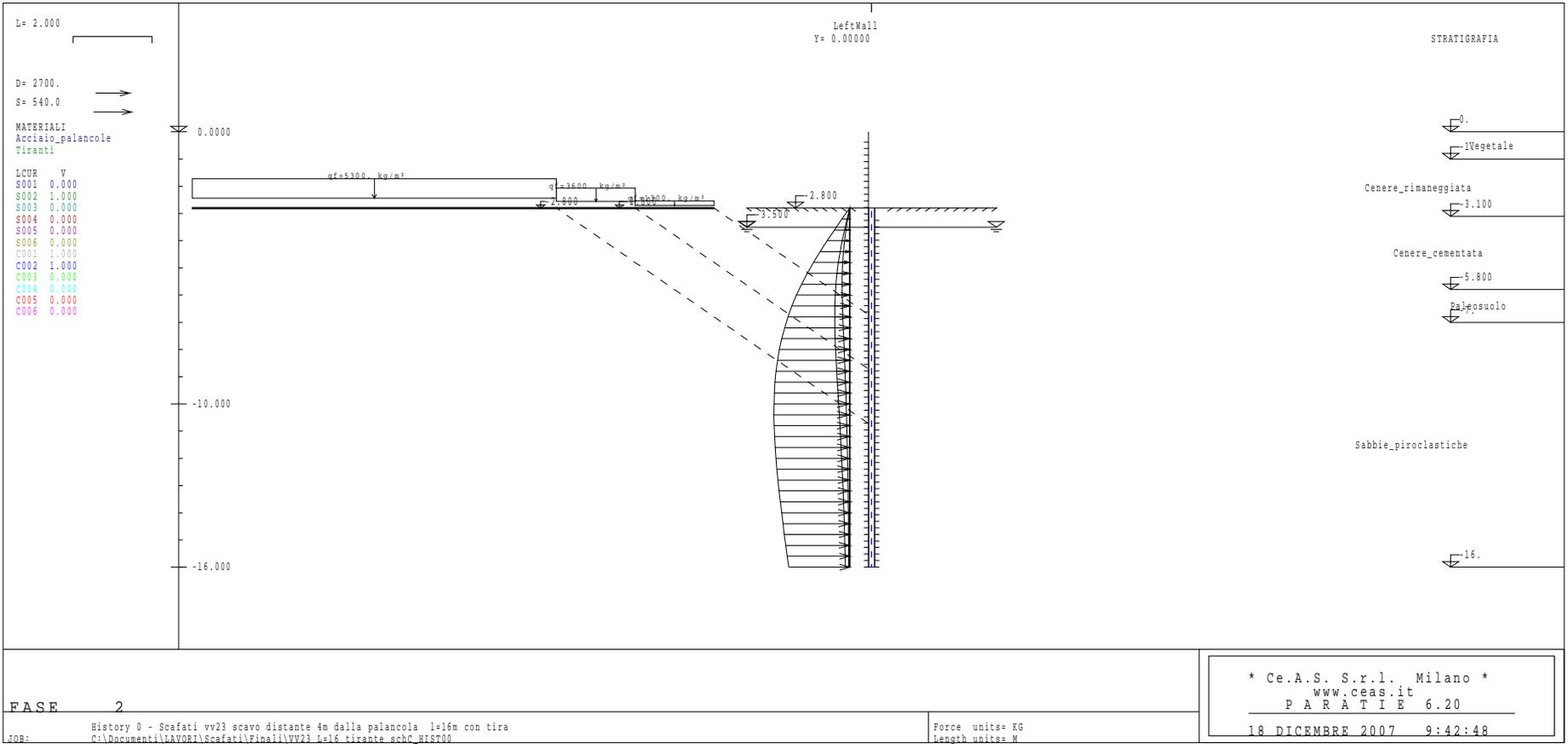
MATERIALI	
Name	YOUNG MODULUS
	kg/m <sup>2</sup>
Acci	2.1E+010
Tira	2.1E+010

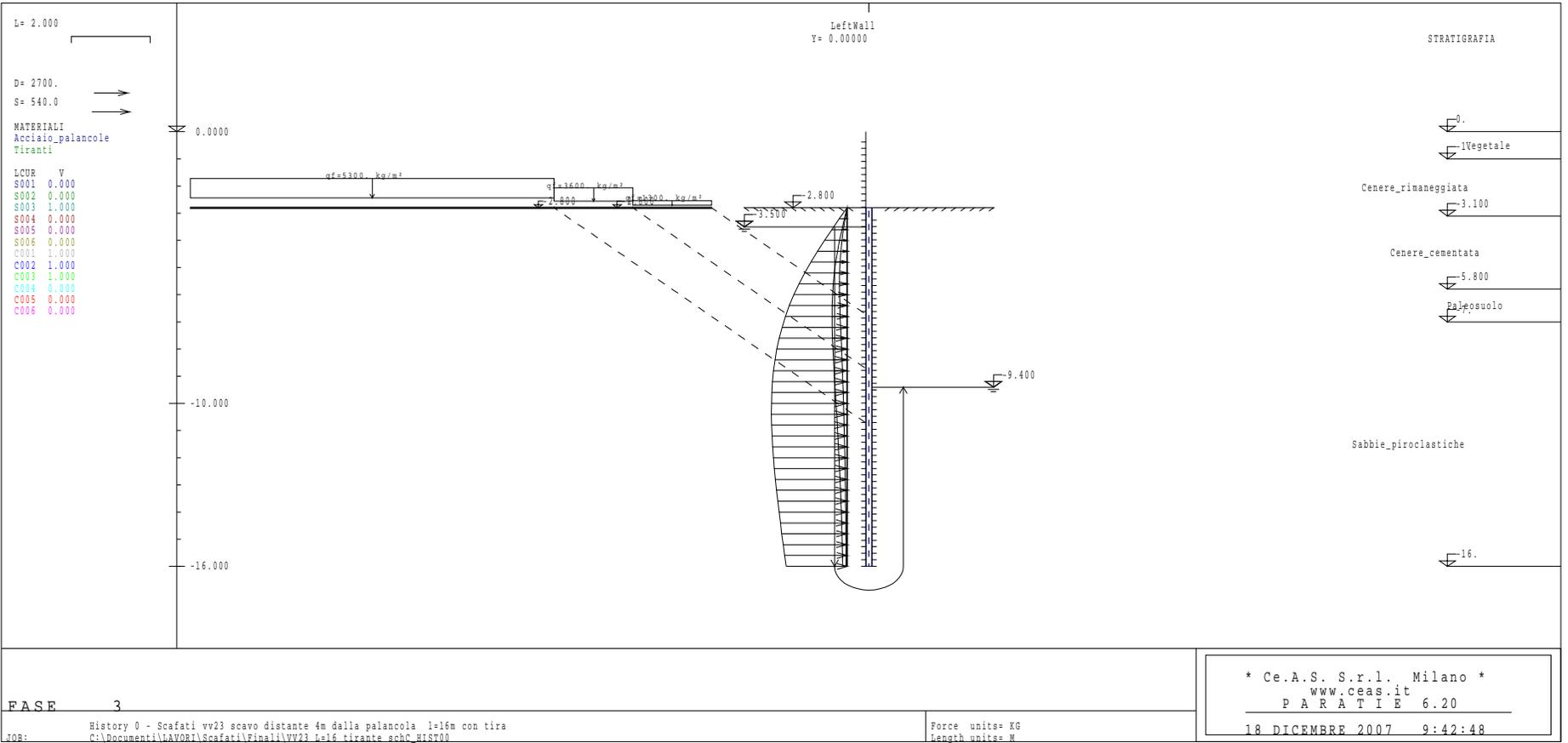
RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

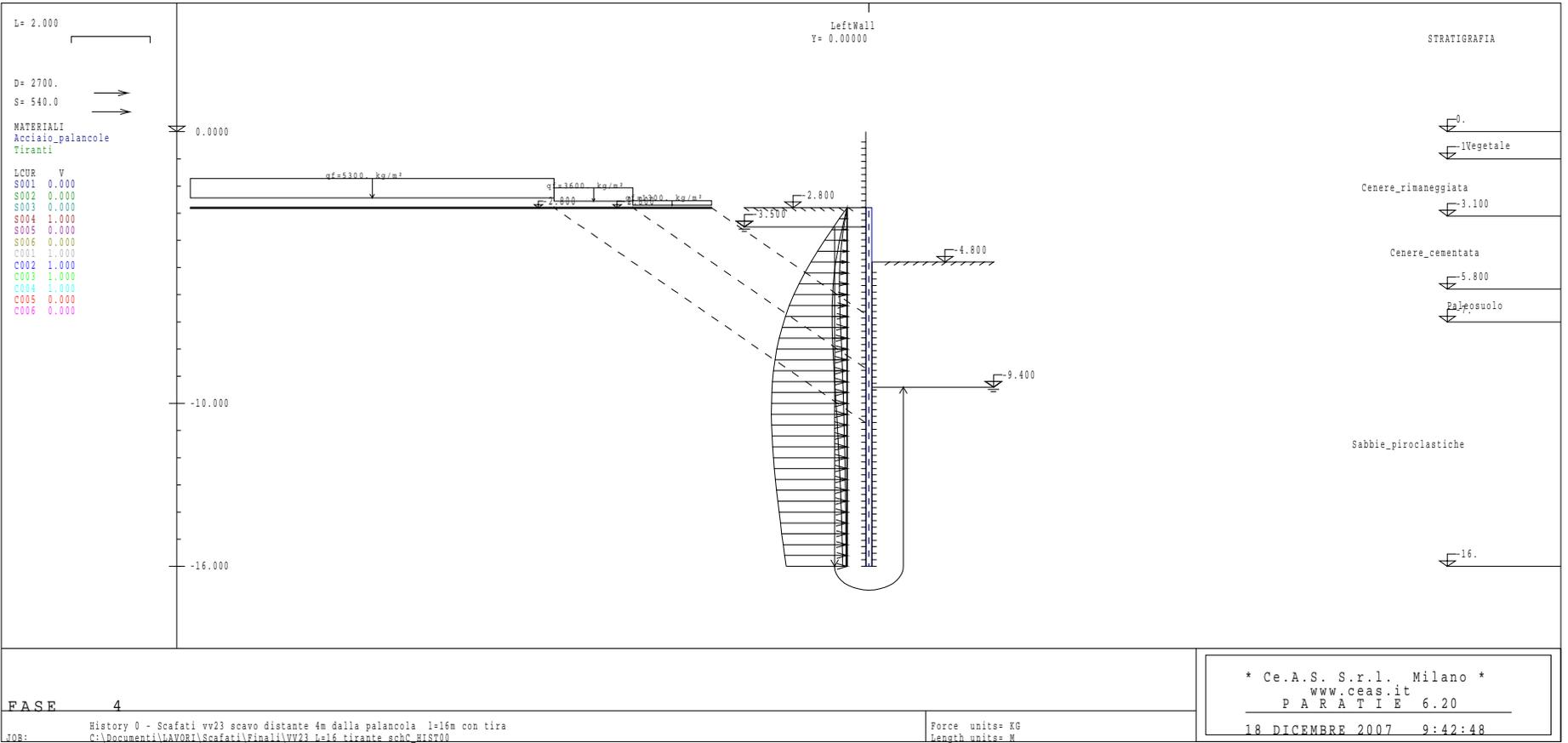
FASE	N. DI ITERAZIONI	CONVERGENZA
1	2	SI
2	2	SI
3	5	SI
4	6	SI
5	3	SI
6	5	SI

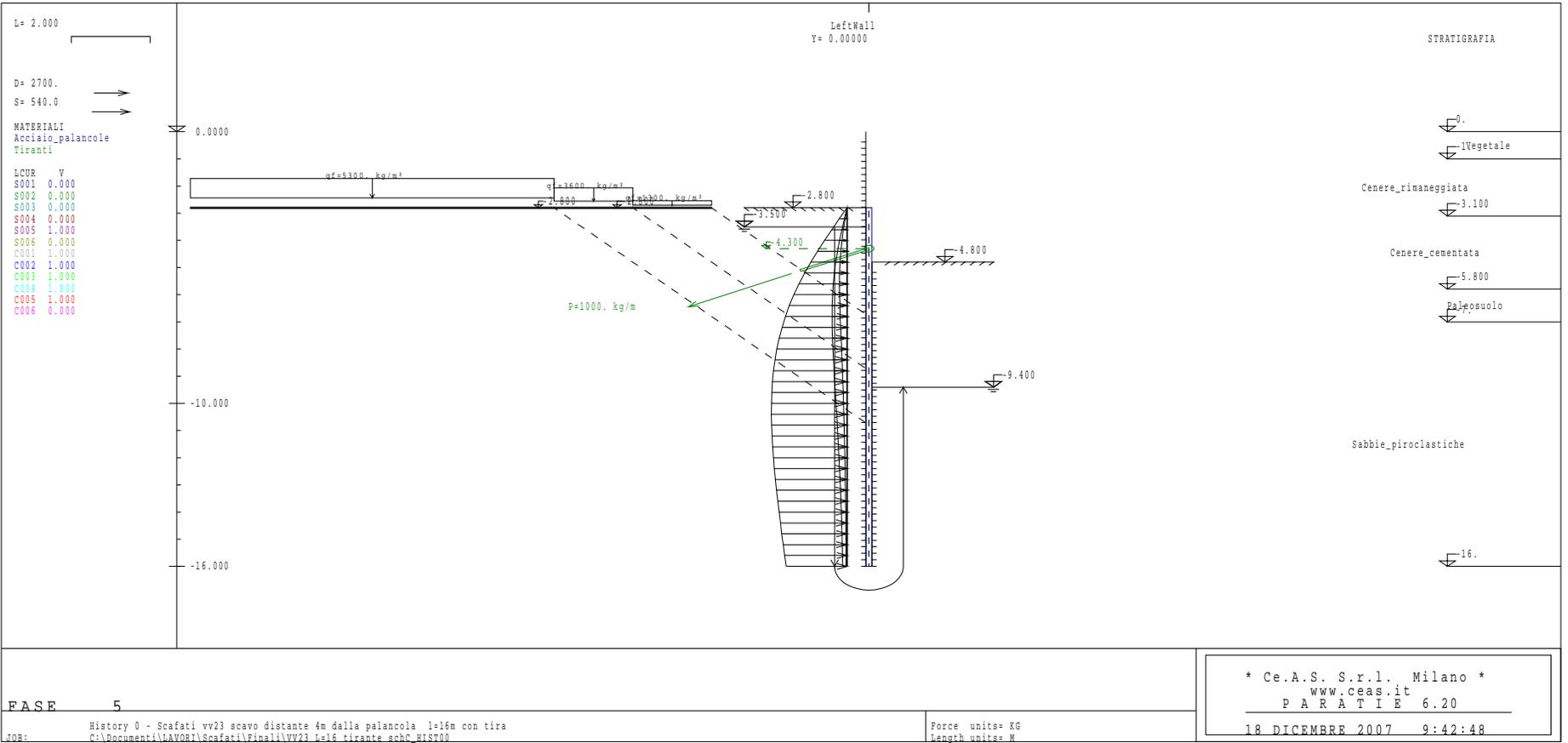
INPUT PLOTS:

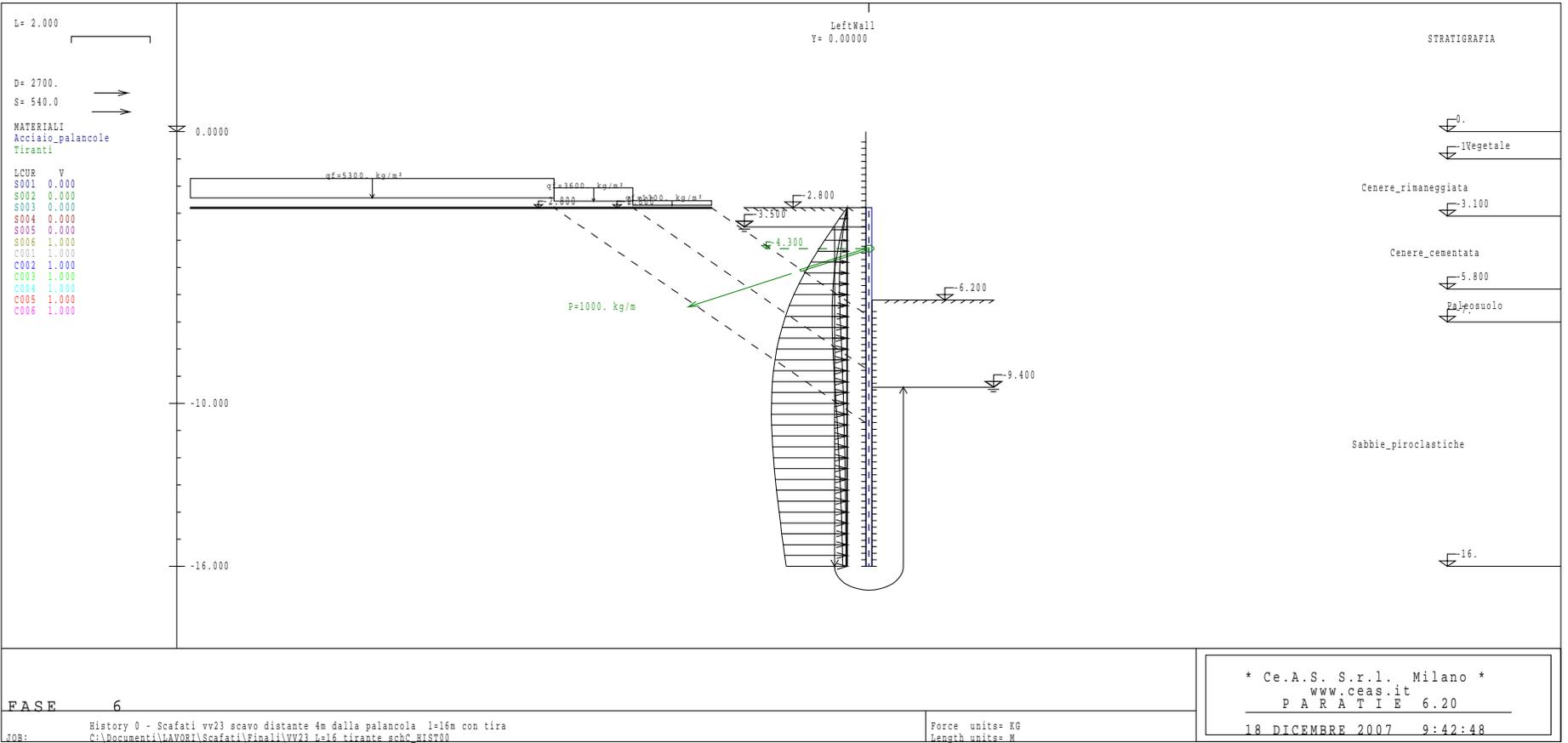




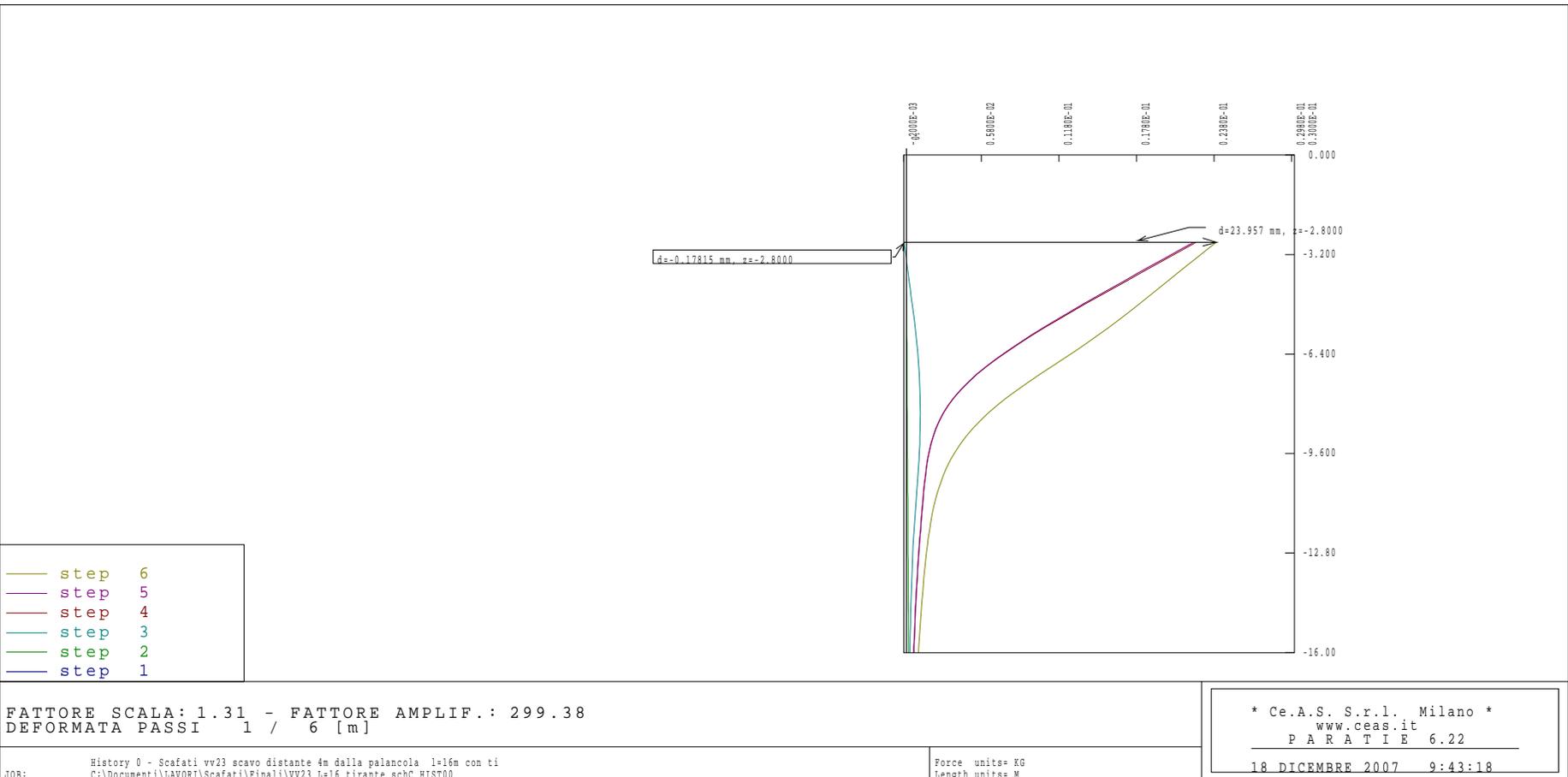


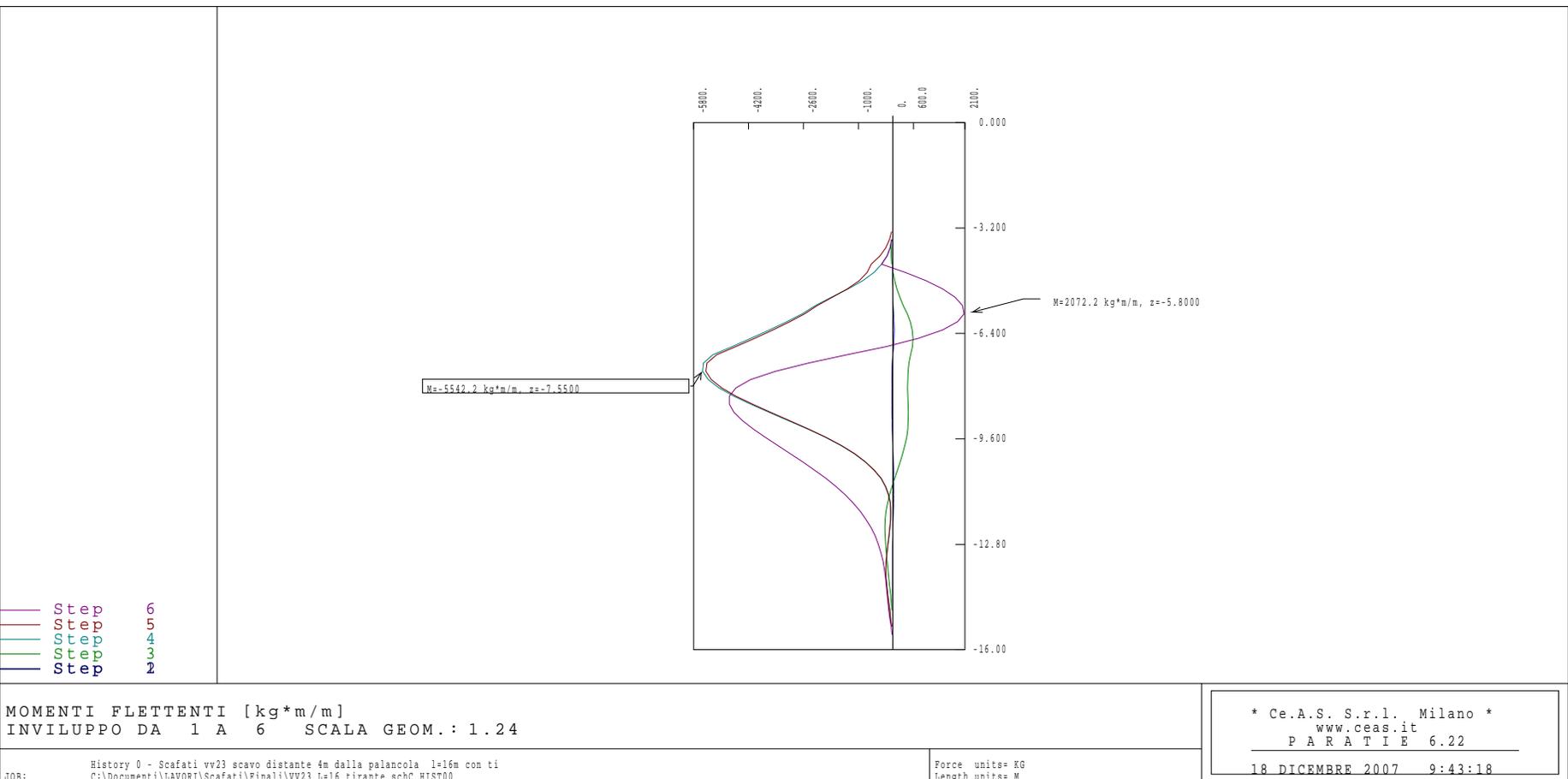


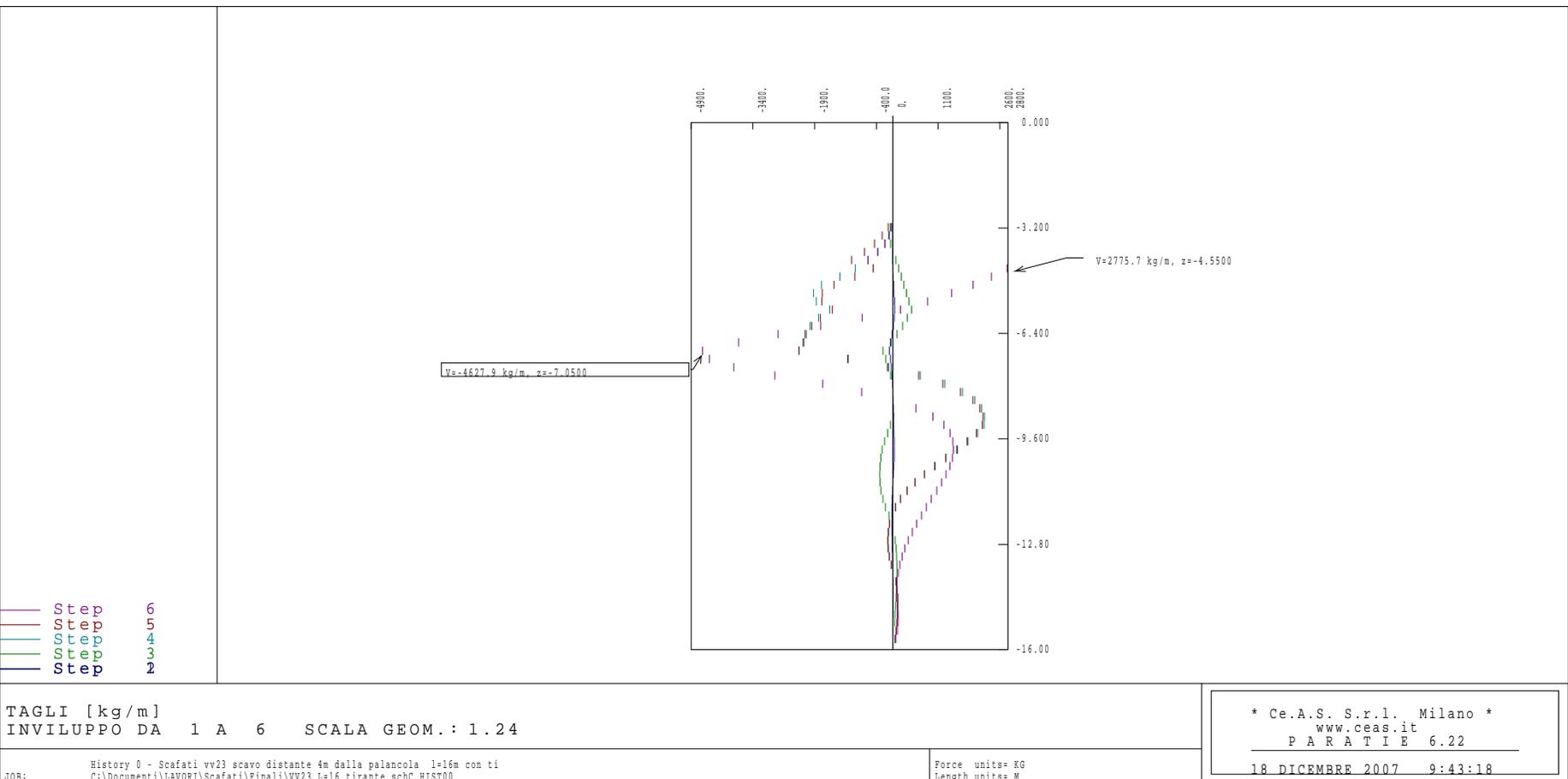


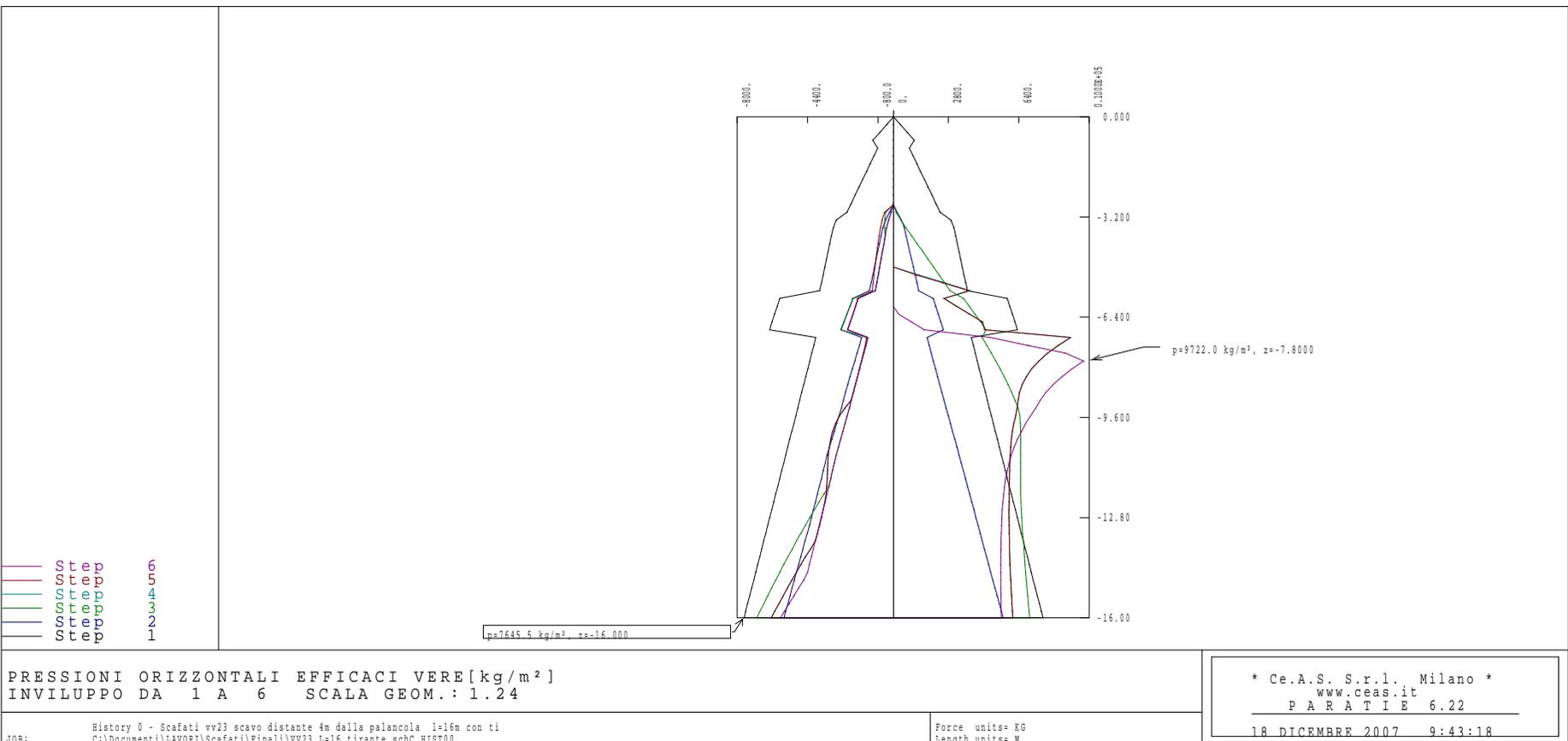


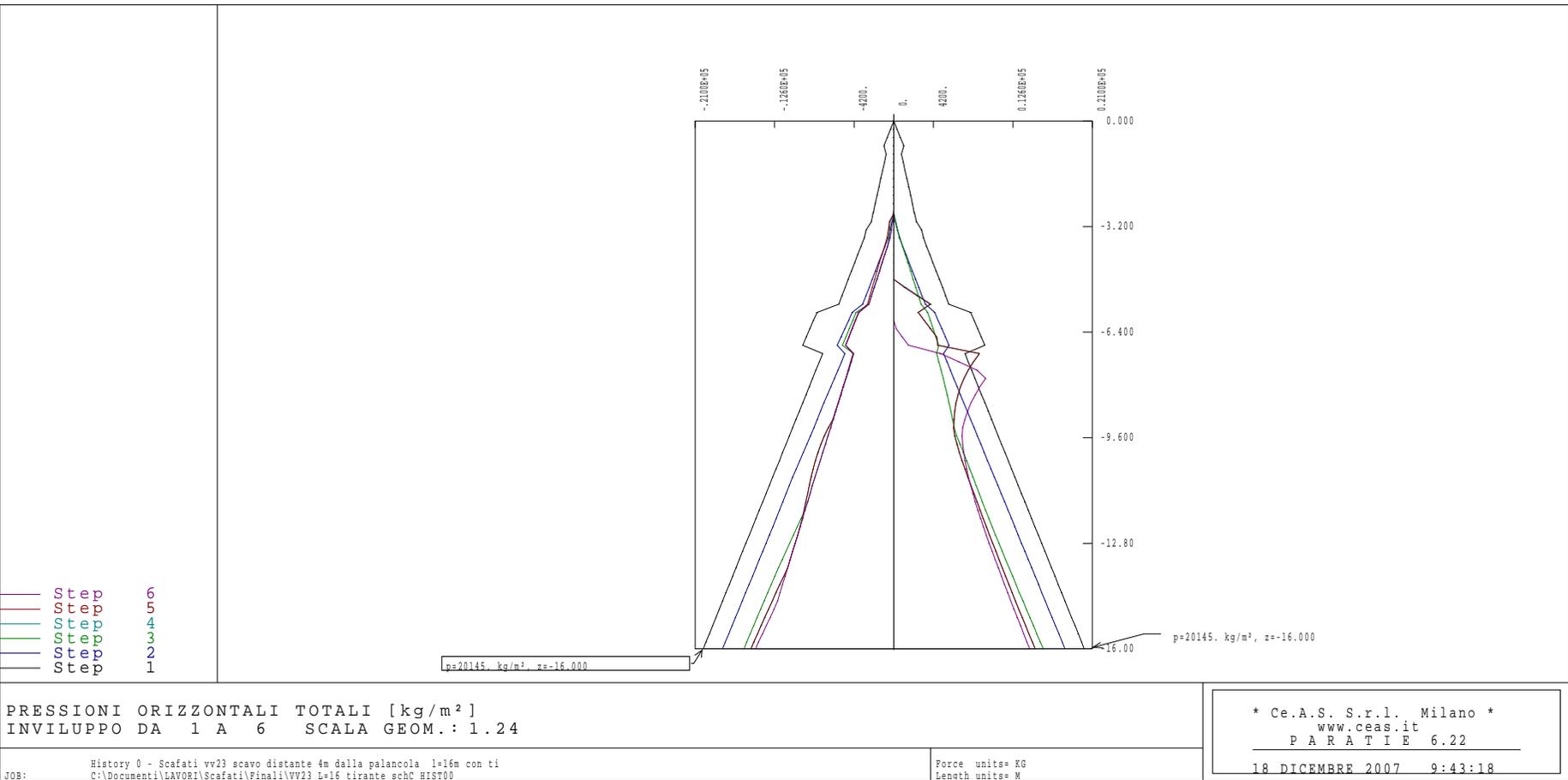
OUTPUT PLOTS :

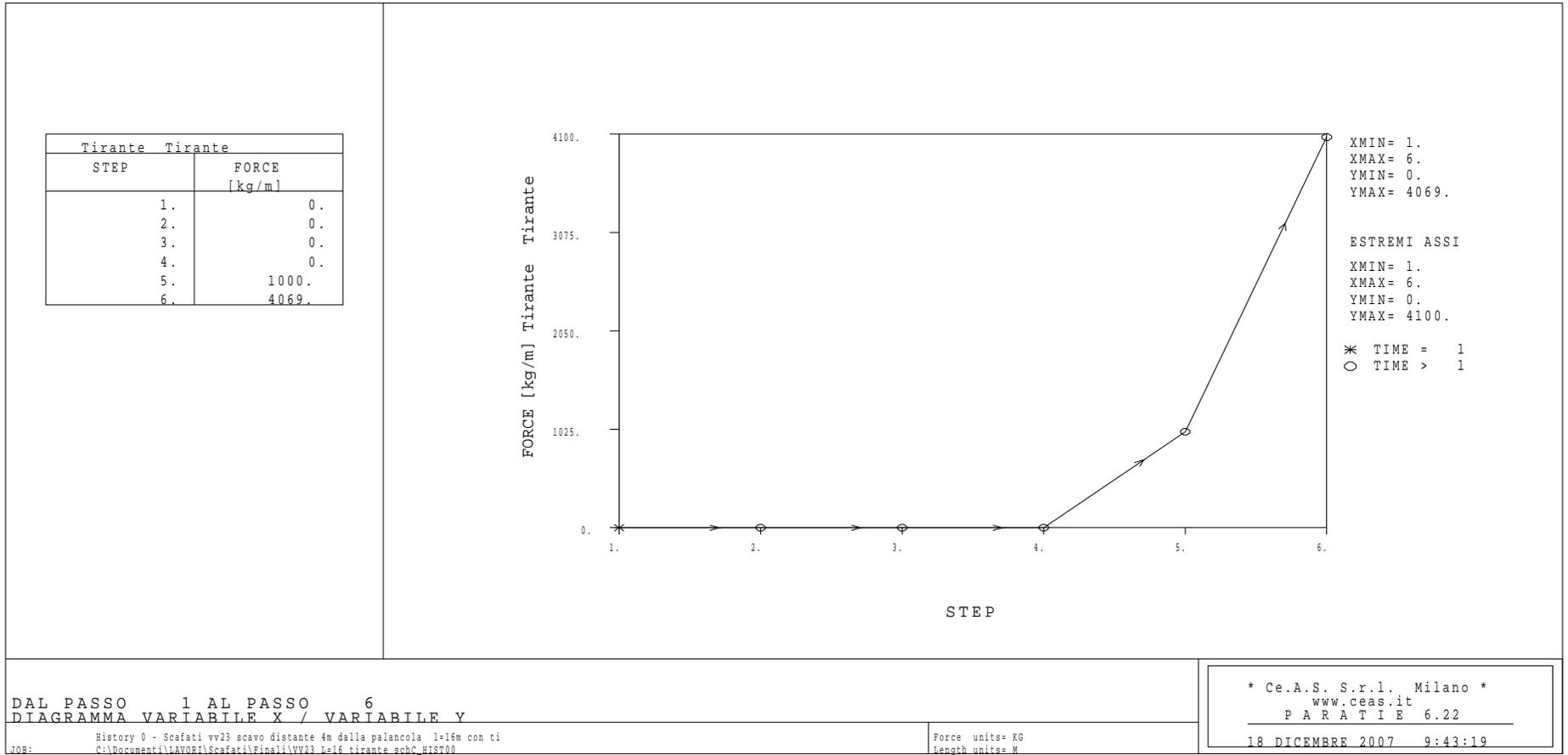












### 13.2 Verifica palancole

Le palancole utilizzate sono del tipo PU32 in acciaio Fe430. Il modulo di resistenza, a metro di lunghezza, è  $W = 3200 \text{ cm}^3/\text{m}$ . Il massimo valore del momento flettente è pari a 22830 Kgm per metro lineare di palancole.

Si ottiene:

$$\sigma_f = \frac{M}{W} = \frac{2283000}{3200} = 714 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{amm} = 1900 \text{ Kg/cm}^2$$

### 13.3 Calcolo delle lunghezze di ancoraggio dei tiranti

Per la determinazione delle lunghezze di ancoraggio si fa riferimento ai massimi sforzi di trazione presenti sui tiranti durante le fasi di scavo. Si applica la seguente formula valida per terreni coerenti:

$$N_u = \pi D L K \gamma t$$

Dove:

$N_u$  è la resistenza ultima a trazione;

$D$  è il diametro di perforazione = 10 cm;

$L$  è la lunghezza dell'ancoraggio;

$\gamma$  è il peso specifico del terreno

$t$  è la profondità media dell'ancoraggio dal piano campagna;

$K$  assume valori tabellati in funzione dell'angolo di attrito del terreno (vedi Carlo Cestelli Guidi).

Per  $\phi = 28$  si assume  $K = 4.5$

Il coefficiente di sicurezza viene assunto pari a 3.

La falda si assume a circa 3.5 m da p.c. per cui si assume per il peso del terreno:

$\gamma_t = 1800 \text{ Kg/m}^3$  peso terreno

$\gamma'_t = 800 \text{ Kg/m}^3$  peso terreno immerso

#### 13.3.1 Tirante schema "A", schema "C" e 1° ordine schema "B"

Dal calcolo risulta che il massimo tiro su questi tiranti è di circa 8700 Kg./m, essendo posti a passo 2m si ha un tiro pari a 17400 Kg. La lunghezza dell'ancoraggio si pone pari a 5 m con una profondità media di circa 8.5 m.

Sostituendo questi valori nella formula, si ottiene:

$$N_u = \pi \times 0.10 \times 5.0 \times 4.5 \times (1800 \times 3.5 + 800 \times 5.0) = 72800 \text{ Kg}$$

Coefficiente di sicurezza:

$$\eta_s = \frac{72800}{17400} = 4.18$$

### 13.3.2 Tirante 2°ordine schema “B”

Dal calcolo risulta che il massimo tiro su questo ordine di tiranti è di circa 19800 Kg/m, essendo posti a passo 2m si ha un tiro pari a 39600 Kg. La lunghezza dell’ancoraggio si pone pari a 7 m con una profondità media di circa 12.5 m.

Sostituendo questi valori nella formula, si ottiene:

$$N_u = \pi \times 0.10 \times 7.0 \times 4.5 \times (1800 \times 3.5 + 800 \times 9.0) = 133590 \text{ Kg}$$

Coefficiente di sicurezza:

$$\eta_s = \frac{133590}{39600} = 3.37$$

### 13.4 Verifica dei tiranti

Si prevede di impiegare barre tipo Dywidag il cui acciaio ha le seguenti caratteristiche:

acciaio tipo 85/105

$$F_u = 10.500 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{rottura}) \quad F_y = 8.500 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{snervamento})$$

$$\text{tensione di esercizio: } \sigma_{f \text{ amm}} = 0,6 \times F_u = 6.300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{barre tipo R 38/15 con } A_f = 7,8 \text{ cm}^2$$

Il tiro massimo risulta  $F_{\max} = 39600 \text{ Kg}$ , per cui:

$$\sigma_f = \frac{39600}{7.8} = 5077 \text{ Kg/cm}^2$$

### 13.5 Verifica travi di correa

#### 13.5.1 Schema “A”, schema “C” e 1° ordine schema “B”

In prossimità della testa delle palancole è prevista l’applicazione di travi metalliche orizzontali che distribuiscono lo sforzo dei tiranti (travi di correa). Il carico distribuito cui sono sottoposte è pari al carico lineare che devono fornire ai tiranti come reazione ovvero 8700 Kg/m proiettati in orizzontale (inclinazione 25° sull’orizzontale). Si utilizzano 2 profili tipo UPN180 ( $W = 150 \text{ cm}^3$ ), la lunghezza libera è pari al passo dei tiranti ( $p = 2.00 \text{ m}$ ).

$$M = \frac{q \times l^2}{12} = \frac{8700 \times \cos 25 \times 2^2}{12} = 2630 \text{ Kgm}$$

$$T = 2 \times \frac{q \times l}{2} = 2 \times \frac{8700 \times \cos 25 \times 2}{2} = 15760 \text{ Kg}$$

$$\sigma_f = \frac{263000}{2 \times 150} = 877 \text{ Kg/cm}^2 \qquad \tau_f = \frac{15760}{2 \times 18.0 \times 0.8} = 548 \text{ Kg/cm}^2$$

### 13.5.2 2° ordine schema “B”

In prossimità della testa delle palancole è prevista l'applicazione di travi metalliche orizzontali che distribuiscono lo sforzo dei tiranti (travi di correa). Il carico distribuito cui sono sottoposte è pari al carico lineare che devono fornire ai tiranti come reazione ovvero 19800 Kg/m proiettati in orizzontale (inclinazione 25° sull'orizzontale). Si utilizzano 2 profili tipo UPN220 ( $W = 245 \text{ cm}^3$ ), la lunghezza libera è pari al passo dei tiranti ( $p = 2.00 \text{ m}$ ).

$$M = \frac{q \times l^2}{12} = \frac{19800 \times \cos 25 \times 2^2}{12} = 5990 \text{ Kgm}$$

$$T = 2 \times \frac{q \times l}{2} = 2 \times \frac{19800 \times \cos 25 \times 2}{2} = 35890 \text{ Kg}$$

$$\sigma_f = \frac{599000}{2 \times 245} = 1223 \text{ Kg/cm}^2 \qquad \tau_f = \frac{35890}{2 \times 22.0 \times 0.9} = 907 \text{ Kg/cm}^2$$

## 14 Opere provvisionali S22

### 14.1 Palancole

Il comportamento della palancole viene studiato mediante “Paratie”, un apposito programma di calcolo della ditta CEAS di Milano. In base alle necessità di scavo si individua un solo schema di calcolo di cui si riportano i risultati più rilevanti. Il caso con un solo ordine di tiranti non viene esaminato perché risulta uguale ad uno dei passi dello schema considerato.

#### 14.1.1 Calcolo palancole

```
*****
**                                     **
**           P   A   R   A   T   I   E           **
**                                     **
**           RELEASE 6.22   VERSIONE WIN           **
**                                     **
** Ce.A.S. s.r.l. - Viale Giustiniano, 10           **
**                                     **
**                               20129 MILANO           **
**                                     **
*****
```

JOBNAME C:\Documenti\LAVORI\Scafati\Finali\S22 L=20 3tiranti+jet\_HIST00

18 DICEMBRE 2007 17:05:22

ELENCO DEI DATI DI INPUT(PARAGEN)

Per il significato dei vari comandi  
si faccia riferimento al manuale di  
input PARAGEN, versione 6.22.

N. comando

```
1: * Paratie for Windows version 6.2
2: * Filename= <c:\documenti\lavori\scafati\finali\s22 l=20
  3tiranti+jet_hist00.d>
3: * project with "run time" parameters
4: * Force=kg Lenght=m
5: *
6: units m kg
7: title History 0 - Scafati S22 scavo filo palancole l=20m con 3 ordini
  tiranti+j
8: delta 0.25
9: option param itemax 30
```

```

10: option noprint echo
11: option noprint displ
12: option noprint react
13: option noprint stresses
14: option control TSPonly
15:     wall LeftWall 0 -20 0
16: *
17: soil UHLeft LeftWall -20 0 1 0
18: soil DHLeft LeftWall -20 0 2 180
19: *
20: material Acciaio_palancole 2.1E+010
21: material Tiranti 2.1E+010
22: *
23: beam beam LeftWall -20 0 Acciaio_palancole 0.1385 00 00
24: *
25: wire Tirante LeftWall -1.5 Tiranti 3.545E-005 5000 25
26: wire Tirante2 LeftWall -4.2 Tiranti 3.545E-005 5000 25
27: wire Tirante3 LeftWall -5.7 Tiranti 3.545E-005 5000 25
28: *
29: * Soil Profile
30: *
31:     ldata           Vegetale 0
32:         weight      1900 1100 1000
33:         atrest       0.741181 0 1
34:         resistance   0 15 0.539 1.953
35:         permeabil    0.0001
36:         young        500000 600000
37:     endlayer
38:     ldata           Cenere_rimaneggiata -1
39:         weight      1800 800 1000
40:         atrest       0.5 0 1
41:         resistance   0 28.5 0.326 3.566
42:         permeabil    0.0001
43:         young        2E+006 2.5E+006
44:     endlayer
45:     ldata           Cenere_cementata -3
46:         weight      1400 700 1000
47:         atrest       0.419297 0 1
48:         resistance   0 30 0.306 3.852
49:         permeabil    0.0001
50:         young        2.2E+006 2.7E+006
51:     endlayer
52:     ldata           Paleosuolo -5
53:         weight      1400 700 1000
54:         atrest       0.609269 0 1
55:         resistance   0 22 0.423 2.601
56:         permeabil    0.0001

```

```

57:      young      300000 500000
58:      endlayer
59:      ldata      Jet_grouting -7
60:      weight     1800 1100 1000
61:      atrest     0.419297 0 1
62:      resistance 0 35 0.235 6.199
63:      permeabil  1E-006
64:      young      5E+006 6E+006
65:      endlayer
66:      ldata      Paleosuolo2 -11
67:      weight     1400 700 1000
68:      atrest     0.609269 0 1
69:      resistance 0 22 0.423 2.601
70:      permeabil  0.0001
71:      young      300000 500000
72:      endlayer
73:      ldata      Sabbie_piroclastiche -16
74:      weight     1900 900 1000
75:      atrest     0.484962 0 1
76:      resistance 0 28 0.333 3.479
77:      permeabil  5E-005
78:      young      2.8E+006 3.2E+006
79:      endlayer
80:      *
81: option find safety
82:      *
83: step 1 :
84:      setwall LeftWall
85:      geom 0 0
86:      water -1 0
87: endstep
88:      *
89: step 2 :
90:      setwall LeftWall
91:      geom 0 0
92:      add beam
93: endstep
94:      *
95: step 3 :
96:      setwall LeftWall
97:      water -1 6.1
98: endstep
99:      *
100: step 4 : Scavo a -2.0
101:      setwall LeftWall
102:      geom 0 -2
103: endstep

```

```

104: *
105: step 5 :
106:     setwall LeftWall
107:         add Tirante
108: endstep
109: *
110: step 6 : Scavo a -4.7
111:     setwall LeftWall
112:         geom 0 -4.7
113: endstep
114: *
115: step 7 :
116:     setwall LeftWall
117:         add Tirante2
118: endstep
119: *
120: step 8 : Scavo a -6.2
121:     setwall LeftWall
122:         geom 0 -6.2
123: endstep
124: *
125: step 9 :
126:     setwall LeftWall
127:         add Tirante3
128: endstep
129: *
130: step 10 :
131:     setwall LeftWall
132:         geom 0 -7
133: endstep
134: *
135: *

```

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER Vegetale

natura	1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
quota superiore		=	0.0000	m	
quota inferiore		=	-1.0000	m	
peso fuori falda		=	1900.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda		=	1100.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua		=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito		=	15.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka		=	0.53900		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp		=	1.9530		(A MONTE)
Konc normal consolidato		=	0.74118		

OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000		
modello di rigidezza	=	1.0000		
modulo el. compr. vergine	=	0.50000E+06	kg/m <sup>2</sup>	
modulo el. scarico/ricarico	=	0.60000E+06	kg/m <sup>2</sup>	
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	=	15.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.53900		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.9530		(A VALLE)
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A VALLE)
 LAYER Cenere_rimaneggiata				
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
quota superiore	=	-1.0000	m	
quota inferiore	=	-3.0000	m	
peso fuori falda	=	1800.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	=	800.00	kg/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito	=	28.500	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.32600		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.5660		(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.50000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000		
modello di rigidezza	=	1.0000		
modulo el. compr. vergine	=	0.20000E+07	kg/m <sup>2</sup>	
modulo el. scarico/ricarico	=	0.25000E+07	kg/m <sup>2</sup>	
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	=	28.500	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.32600		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.5660		(A VALLE)
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A VALLE)
 LAYER Cenere_cementata				
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
quota superiore	=	-3.0000	m	
quota inferiore	=	-5.0000	m	
peso fuori falda	=	1400.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	=	700.00	kg/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito	=	30.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.30600		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.8520		(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.41930		
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000		
modello di rigidezza	=	1.0000		
modulo el. compr. vergine	=	0.22000E+07	kg/m <sup>2</sup>	

modulo el. scarico/ricarico	=	0.27000E+07 kg/m <sup>2</sup>	
permeabilita'	=	0.10000E-03 m/time	(A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	(A VALLE)
angolo di attrito	=	30.000 DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.30600	(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.8520	(A VALLE)
permeabilita'	=	0.10000E-03 m/time	(A VALLE)

LAYER Paleosuolo

natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	
quota superiore	=	-5.0000 m	
quota inferiore	=	-7.0000 m	
peso fuori falda	=	1400.0 kg/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	=	700.00 kg/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	=	1000.0 kg/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito	=	22.000 DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.42300	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	2.6010	(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.60927	
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000	
modello di rigidezza	=	1.0000	
modulo el. compr. vergine	=	0.30000E+06 kg/m <sup>2</sup>	
modulo el. scarico/ricarico	=	0.50000E+06 kg/m <sup>2</sup>	
permeabilita'	=	0.10000E-03 m/time	(A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	(A VALLE)
angolo di attrito	=	22.000 DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.42300	(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	2.6010	(A VALLE)
permeabilita'	=	0.10000E-03 m/time	(A VALLE)

LAYER Jet\_grouting

natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	
quota superiore	=	-7.0000 m	
quota inferiore	=	-11.000 m	
peso fuori falda	=	1800.0 kg/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	=	1100.0 kg/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	=	1000.0 kg/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito	=	35.000 DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.23500	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	6.1990	(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.41930	
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000	
modello di rigidezza	=	1.0000	
modulo el. compr. vergine	=	0.50000E+07 kg/m <sup>2</sup>	
modulo el. scarico/ricarico	=	0.60000E+07 kg/m <sup>2</sup>	
permeabilita'	=	0.10000E-05 m/time	(A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000	(A VALLE)

angolo di attrito	=	35.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.23500		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	6.1990		(A VALLE)
permeabilita'	=	0.10000E-05	m/time	(A VALLE)
 LAYER Paleosuolo2				
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
quota superiore	=	-11.000	m	
quota inferiore	=	-16.000	m	
peso fuori falda	=	1400.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	=	700.00	kg/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito	=	22.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.42300		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	2.6010		(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.60927		
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000		
modello di rigidezza	=	1.0000		
modulo el. compr. vergine	=	0.30000E+06	kg/m <sup>2</sup>	
modulo el. scarico/ricarico	=	0.50000E+06	kg/m <sup>2</sup>	
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	=	22.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.42300		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	2.6010		(A VALLE)
permeabilita'	=	0.10000E-03	m/time	(A VALLE)
 LAYER Sabbie_piroclastiche				
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
quota superiore	=	-16.000	m	
quota inferiore	=	-0.10000E+31	m	
peso fuori falda	=	1900.0	kg/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	=	900.00	kg/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	=	1000.0	kg/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito	=	28.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.33300		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.4790		(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.48496		
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000		
modello di rigidezza	=	1.0000		
modulo el. compr. vergine	=	0.28000E+07	kg/m <sup>2</sup>	
modulo el. scarico/ricarico	=	0.32000E+07	kg/m <sup>2</sup>	
permeabilita'	=	0.50000E-04	m/time	(A MONTE)
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	=	28.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.33300		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	3.4790		(A VALLE)

permeabilita' = 0.50000E-04 m/time (A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 2

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 3

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 4

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 5

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 6

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 7

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 8

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 9

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 10

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

NESSUN CAMBIAMENTO RISPETTO AL PASSO PRECEDENTE

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-1.0000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-20.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
--------------	---	--------	---

quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-1.0000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-20.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-1.0000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	6.1000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-20.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]

delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 4

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-2.0000	m
quota della falda	=	-1.0000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	6.1000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-20.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 5

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m

quota del fondo scavo	= -2.0000	m
quota della falda	= -1.0000	m
sovraccarico a monte	= 0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 6.1000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	= -0.99900E+30	m
quota di taglio	= -0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -20.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	= 0.0000	[g]
angolo beta a monte	= 0.0000	[°]
delta/phi a monte	= 0.0000	
angolo beta a valle	= 0.0000	[°]
delta/phi a valle	= 0.0000	
opzione dyn. acqua	= 0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	= 0.0000	
Wood bottom pressure	= 0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	= 0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	= 0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	= 0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 6

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -4.7000	m
quota della falda	= -1.0000	m
sovraccarico a monte	= 0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 6.1000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	= -0.99900E+30	m
quota di taglio	= -0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -20.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	= 0.0000	[g]
angolo beta a monte	= 0.0000	[°]
delta/phi a monte	= 0.0000	

angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 7

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-4.7000	m
quota della falda	=	-1.0000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	6.1000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-20.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 8

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-6.2000	m

quota della falda	= -1.0000	m
sovraccarico a monte	= 0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 6.1000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	= -0.99900E+30	m
quota di taglio	= -0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -20.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	= 0.0000	[g]
angolo beta a monte	= 0.0000	[°]
delta/phi a monte	= 0.0000	
angolo beta a valle	= 0.0000	[°]
delta/phi a valle	= 0.0000	
opzione dyn. acqua	= 0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	= 0.0000	
Wood bottom pressure	= 0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	= 0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	= 0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	= 0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 9

WALL LeftWall

coordinata y	= 0.0000	m
quota piano campagna	= 0.0000	m
quota del fondo scavo	= -6.2000	m
quota della falda	= -1.0000	m
sovraccarico a monte	= 0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	= 0.0000	m
depressione falda a valle	= 6.1000	m
sovraccarico a valle	= 0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	= -0.99900E+30	m
quota di taglio	= -0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	= -20.000	m
indicatore comportamento acqua	= 0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	= 0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	= 0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	= 0.0000	[g]
angolo beta a monte	= 0.0000	[°]
delta/phi a monte	= 0.0000	
angolo beta a valle	= 0.0000	[°]

delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 10

WALL LeftWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	-7.0000	m
quota della falda	=	-1.0000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	6.1000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	-0.99900E+30	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-20.0000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)
accelerazione sismica orizz.	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a monte	=	0.0000	[g]
accel. sismica vert. a valle	=	0.0000	[g]
angolo beta a monte	=	0.0000	[°]
delta/phi a monte	=	0.0000	
angolo beta a valle	=	0.0000	[°]
delta/phi a valle	=	0.0000	
opzione dyn. acqua	=	0.0000	(1=pervious)
rapporto pressioni in eccesso Ru	=	0.0000	
Wood bottom pressure	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure	=	0.0000	m
Wood bottom pressure elev.	=	0.0000	kg/m <sup>2</sup>
Wood top pressure elev.	=	0.0000	m

RIASSUNTO ELEMENTI

=====

RIASSUNTO ELEMENTI SOIL					
Name	Wall	Z1	Z2	Flag	Angle
		m	m		deg
UHLeft	LeftWall	0.	-20.00	UPHILL	0.
DHLeft	LeftWall	0.	-20.00	DOWNHILL	180.0

RIASSUNTO ELEMENTI BEAM					
Name	Wall	Z1	Z2	Mat	thick
		m	m		m
beam	LeftWall	0.	-20.00	_	0.1385

RIASSUNTO ELEMENTI WIRE						
Name	Wall	Zeta	Mat	A/L	Pinit	Angle
		m			kg/m	deg
Tirante	LeftWall	-1.500	_	0.3545E-04	5000.	25.00
Tirante2	LeftWall	-4.200	_	0.3545E-04	5000.	25.00
Tirante3	LeftWall	-5.700	_	0.3545E-04	5000.	25.00

RIASSUNTO DATI VARI

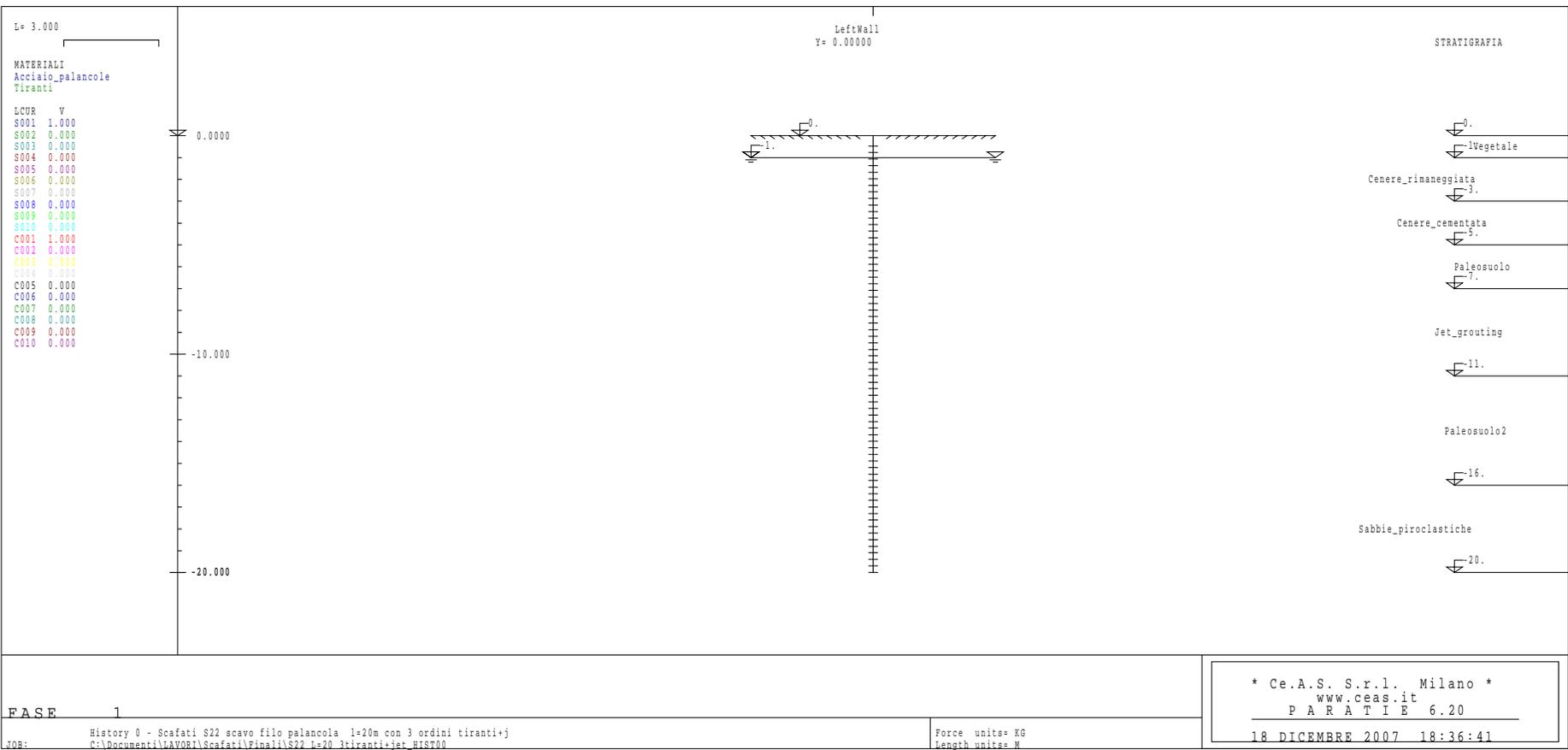
=====

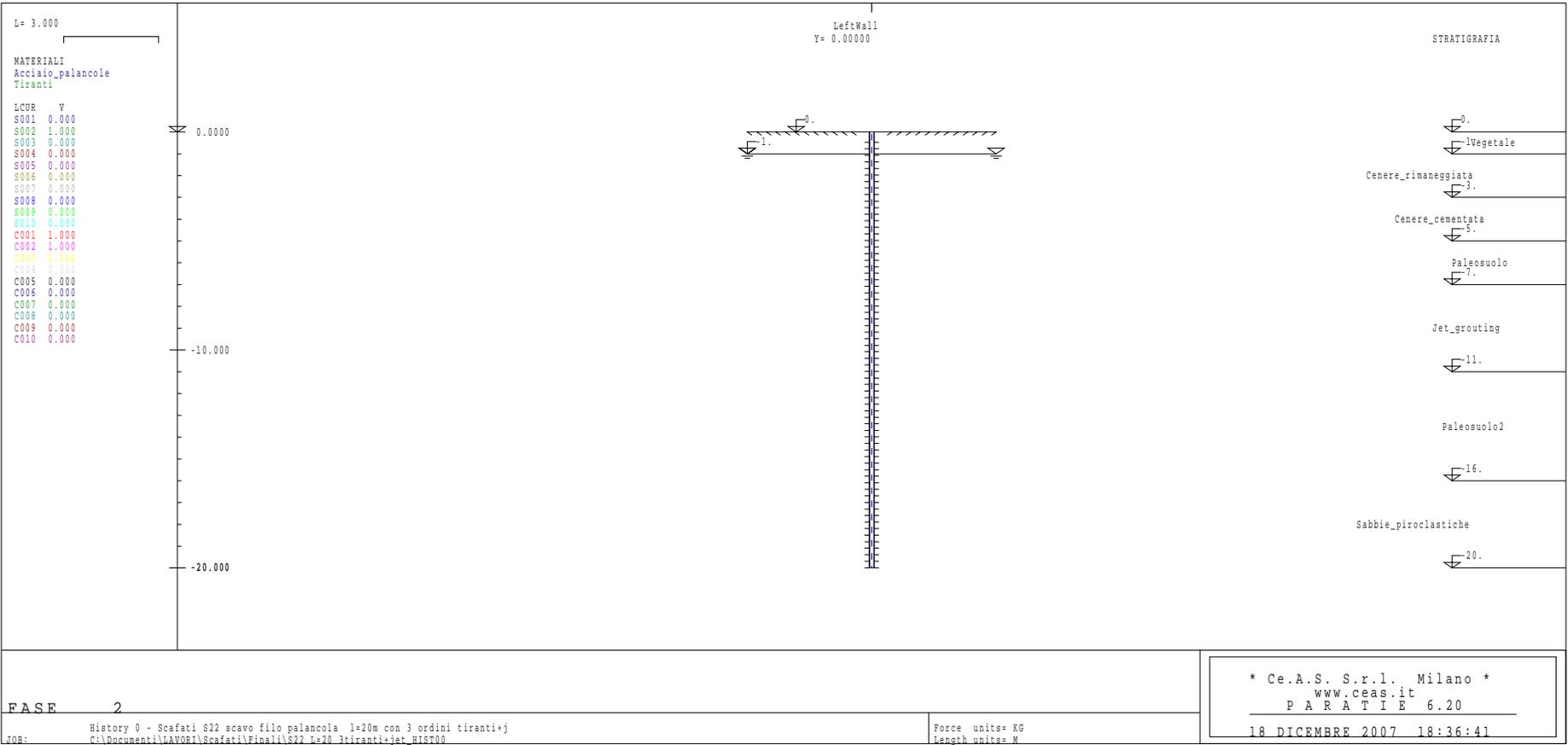
MATERIALI	
Name	YOUNG MODULUS
	kg/m <sup>2</sup>
Acci	2.1E+010
Tira	2.1E+010

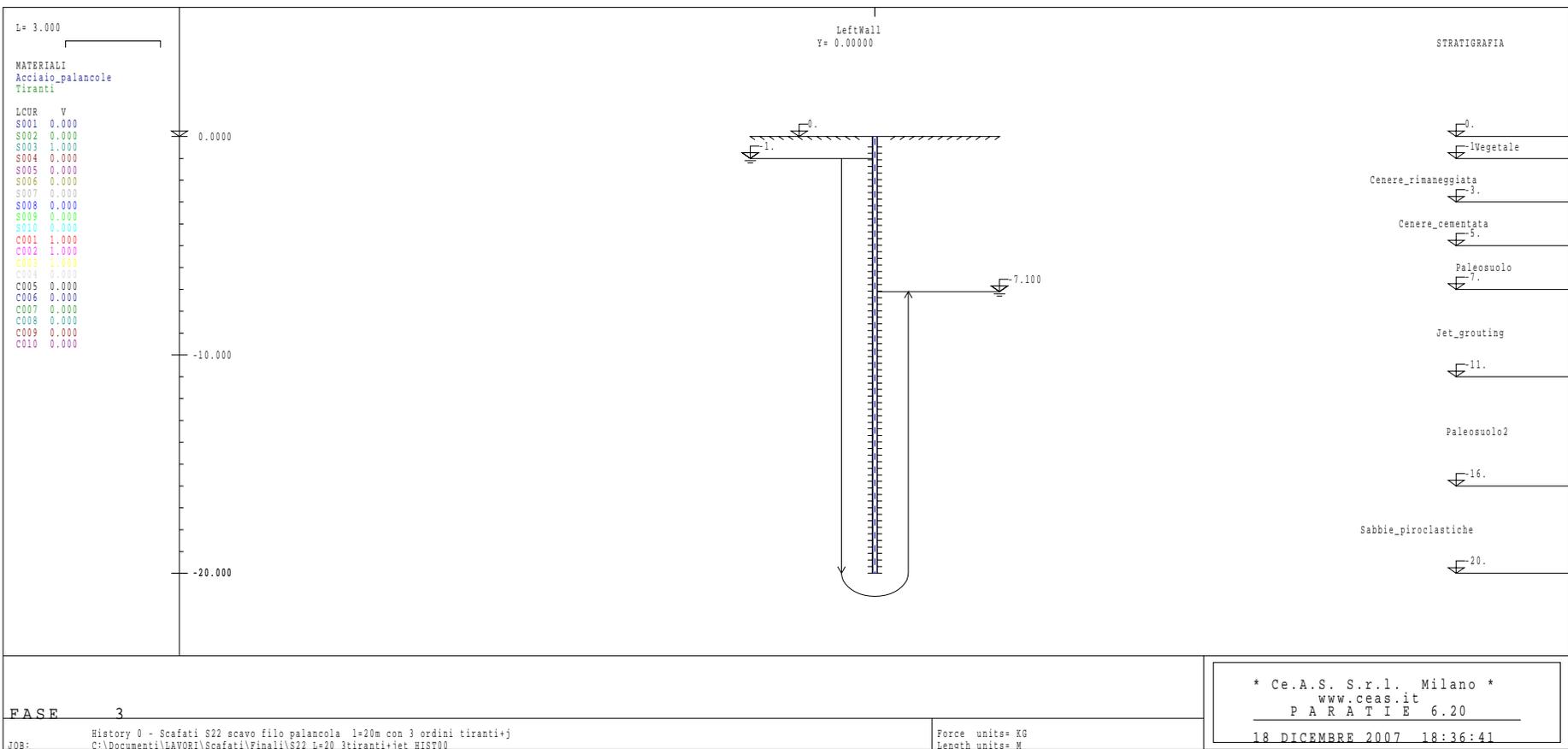
RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

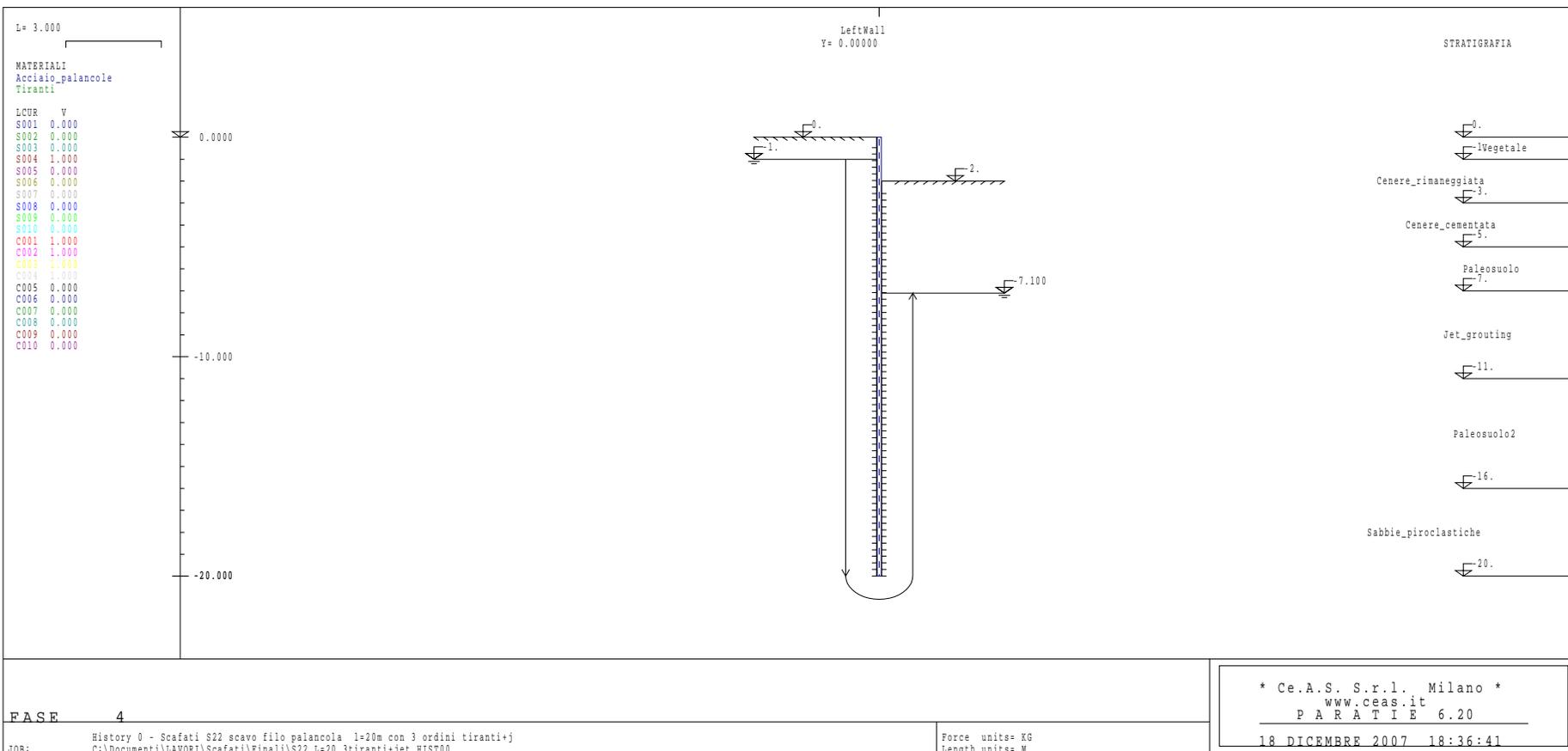
FASE	N. DI ITERAZIONI	CONVERGENZA
1	2	SI
2	2	SI
3	5	SI
4	5	SI
5	4	SI
6	5	SI
7	3	SI
8	5	SI
9	3	SI
10	5	SI

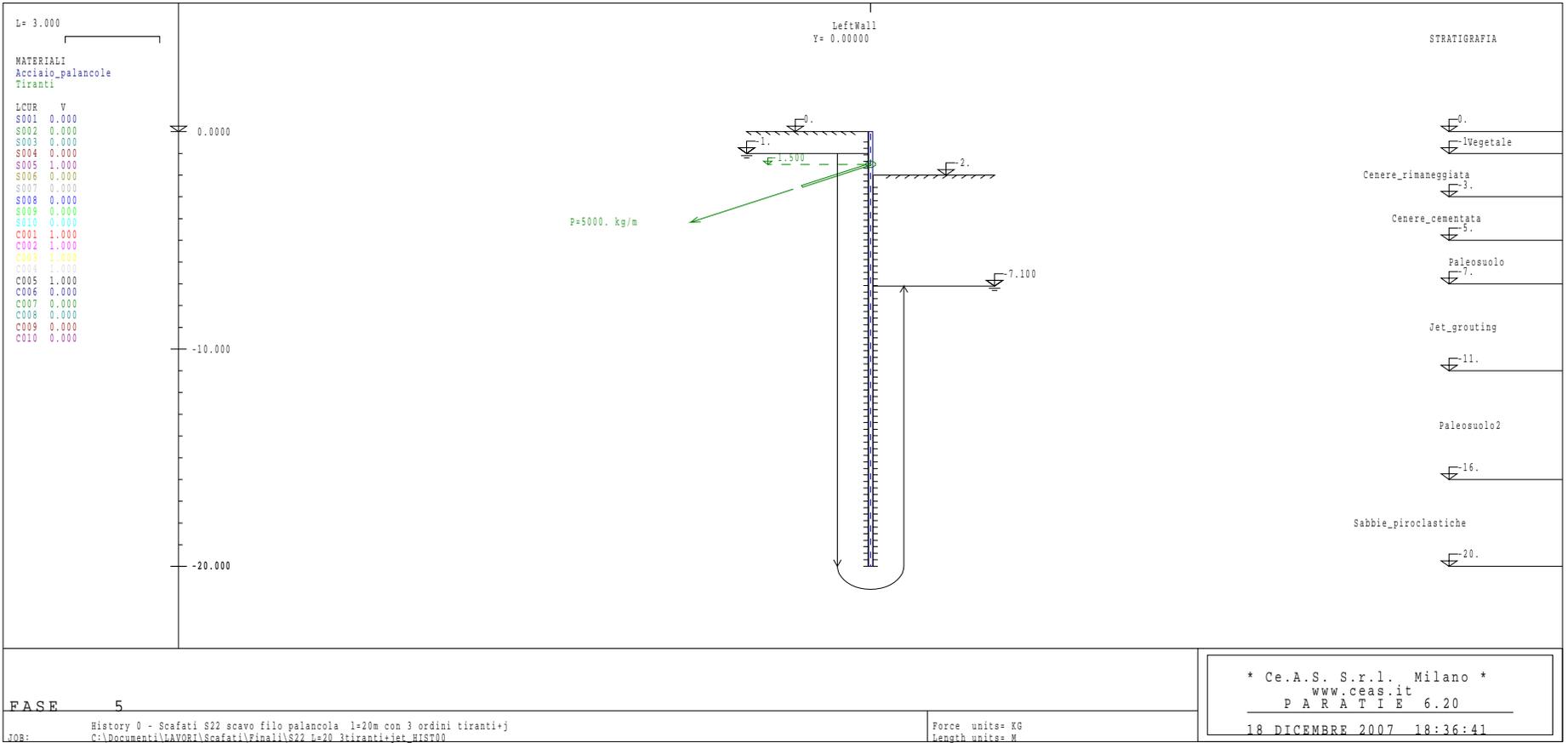
INPUT PLOTS:

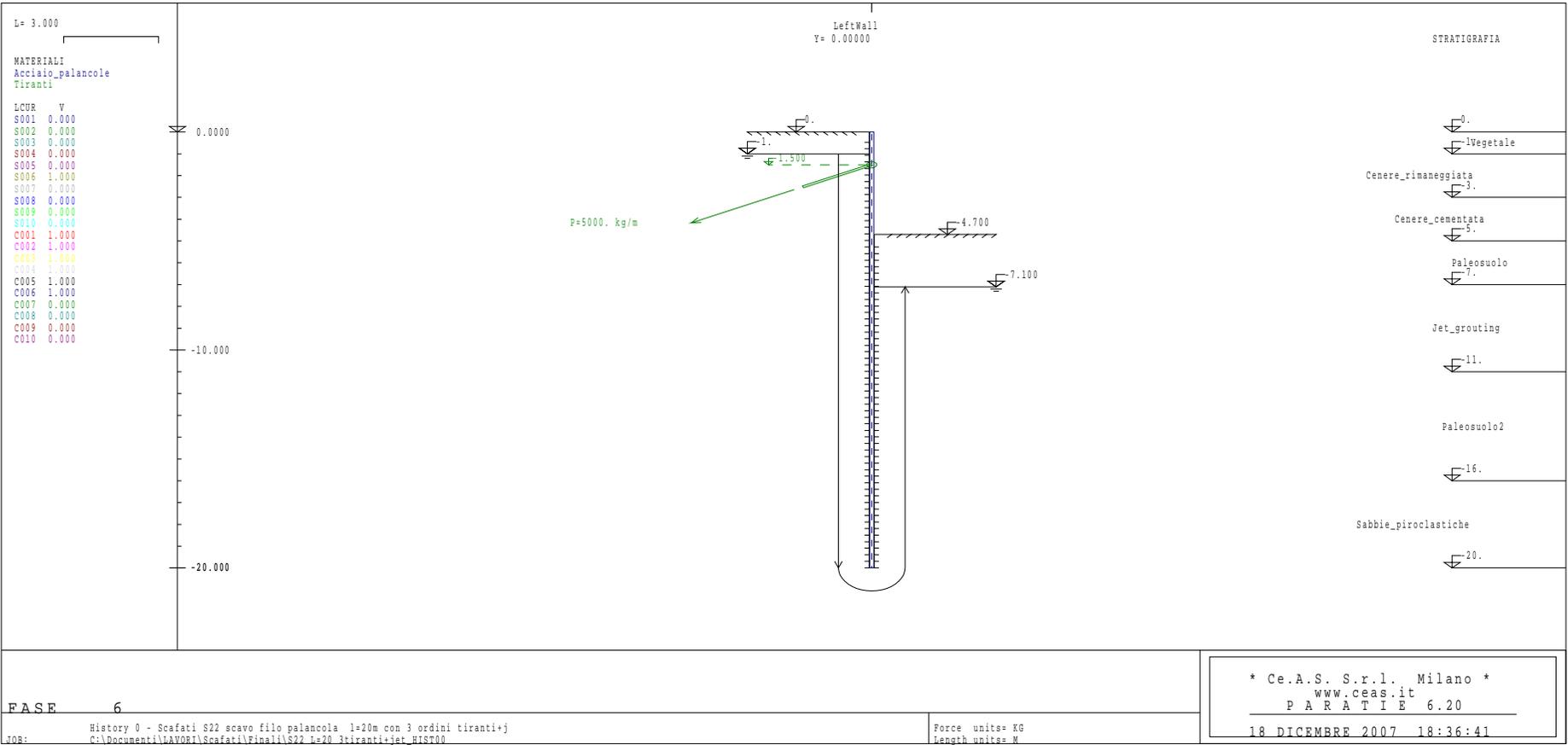


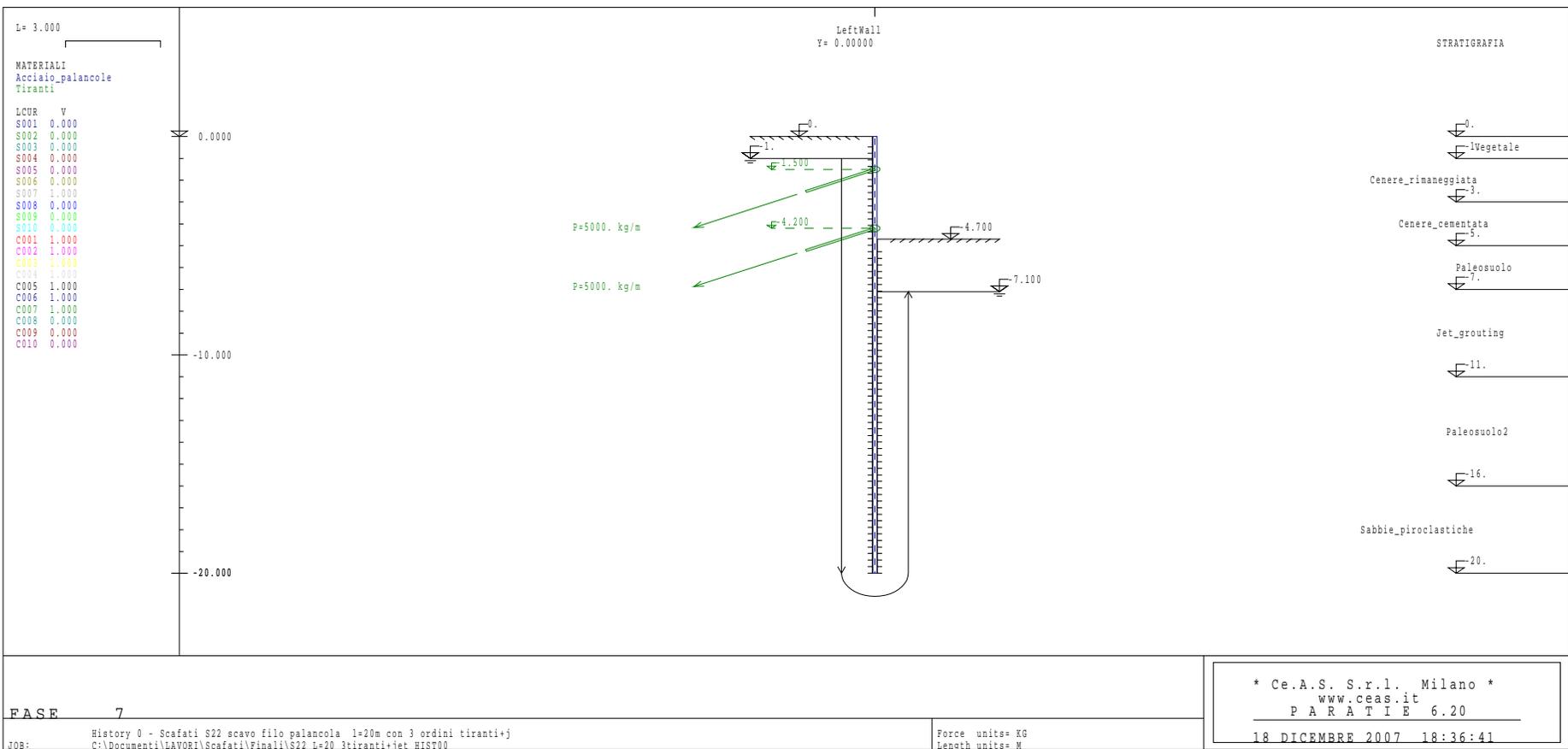


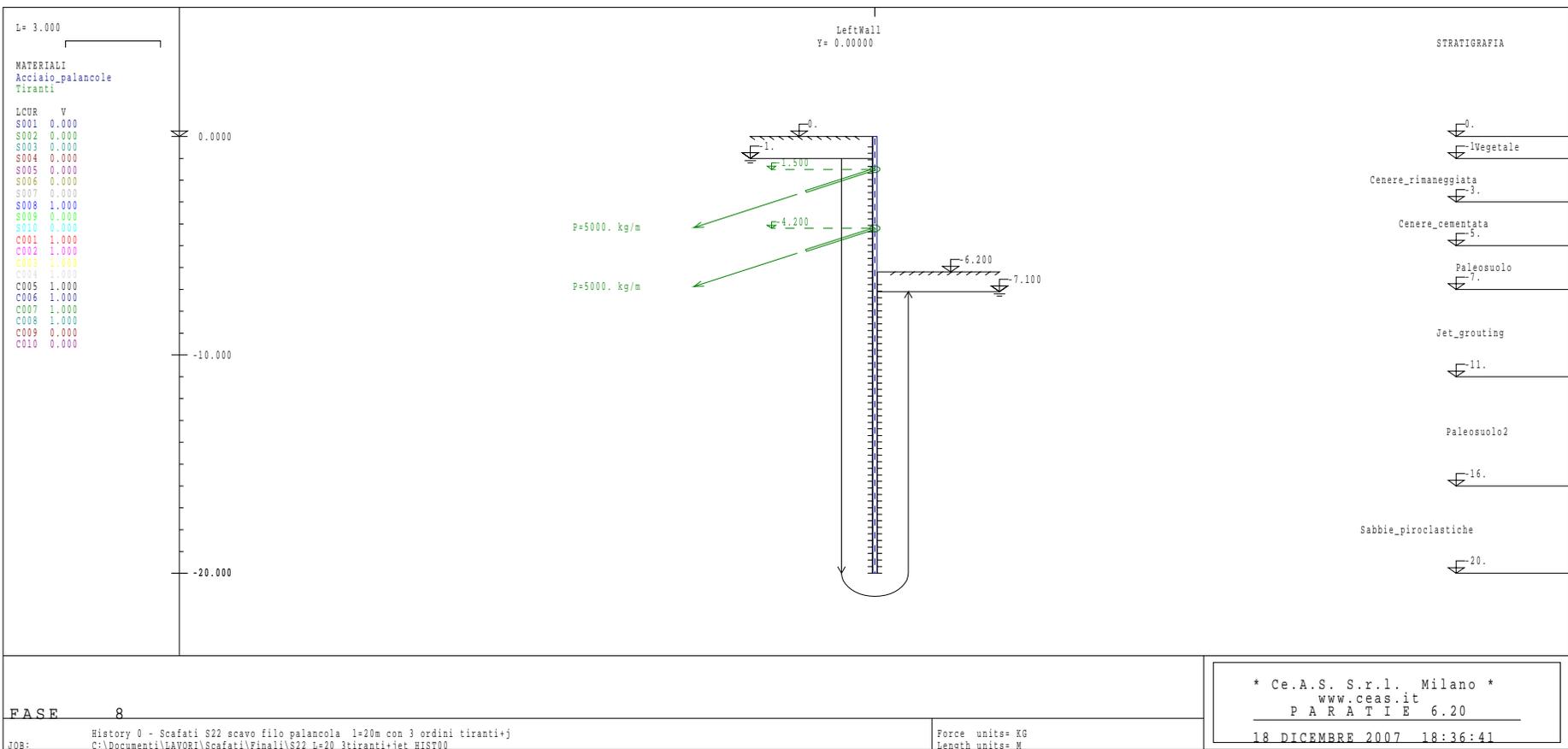


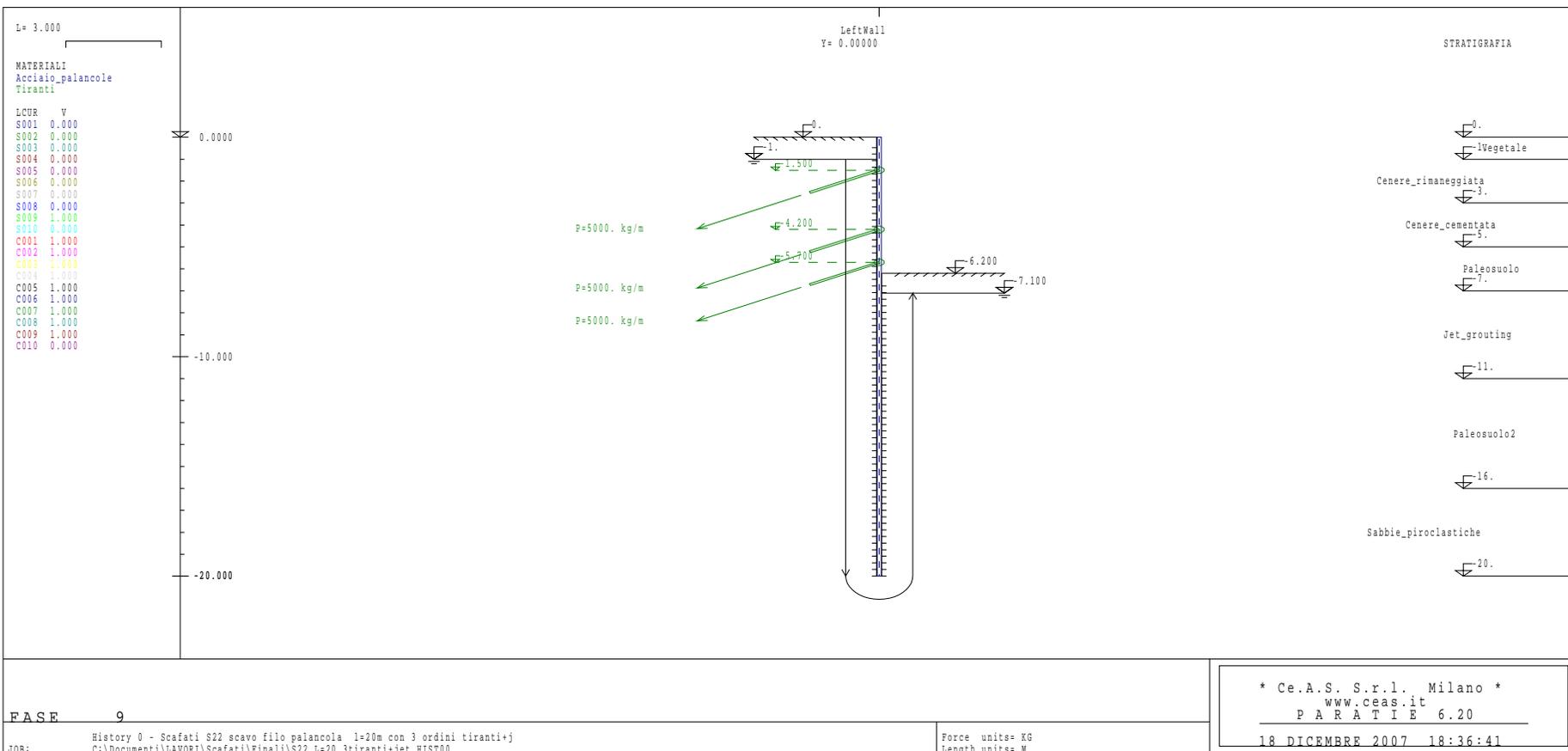


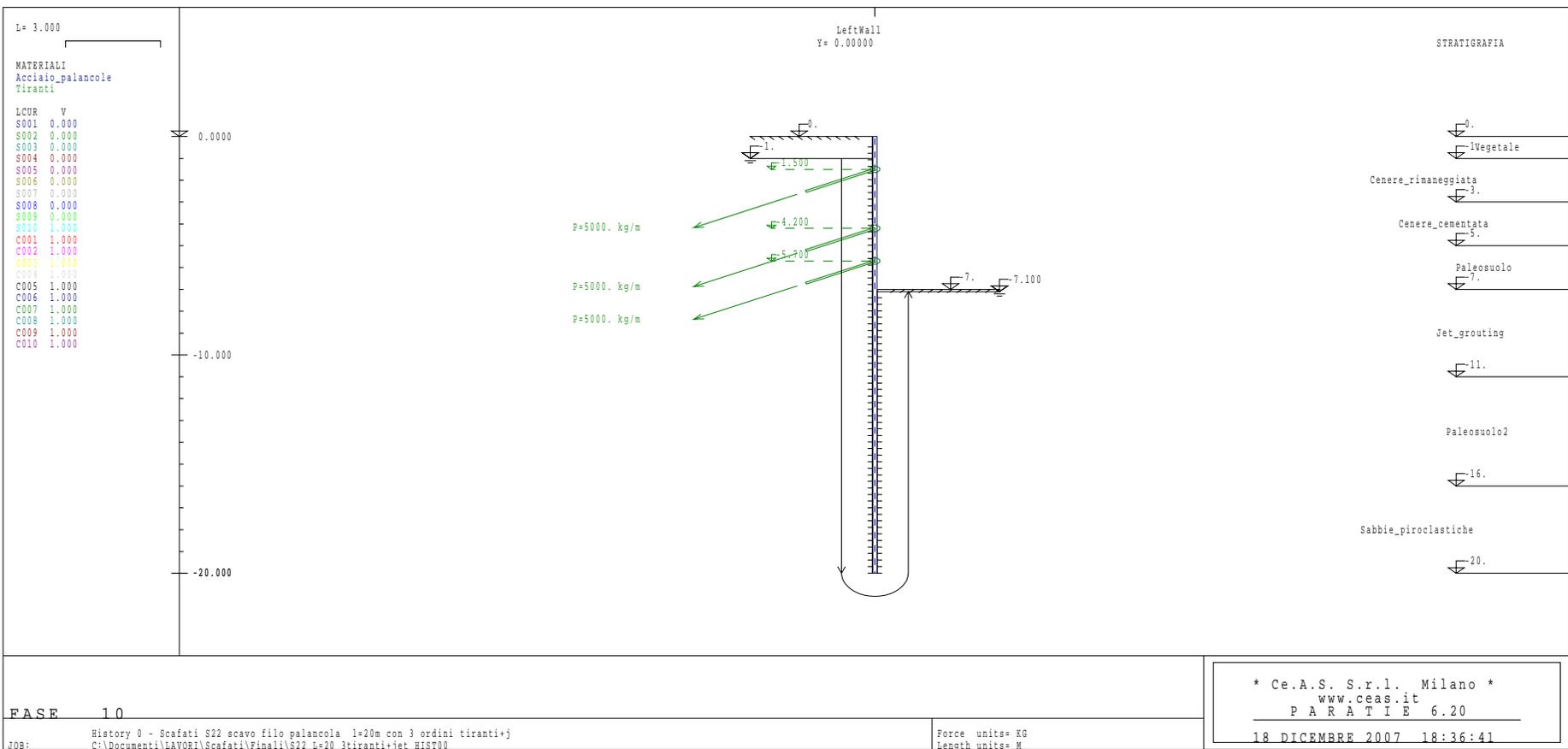




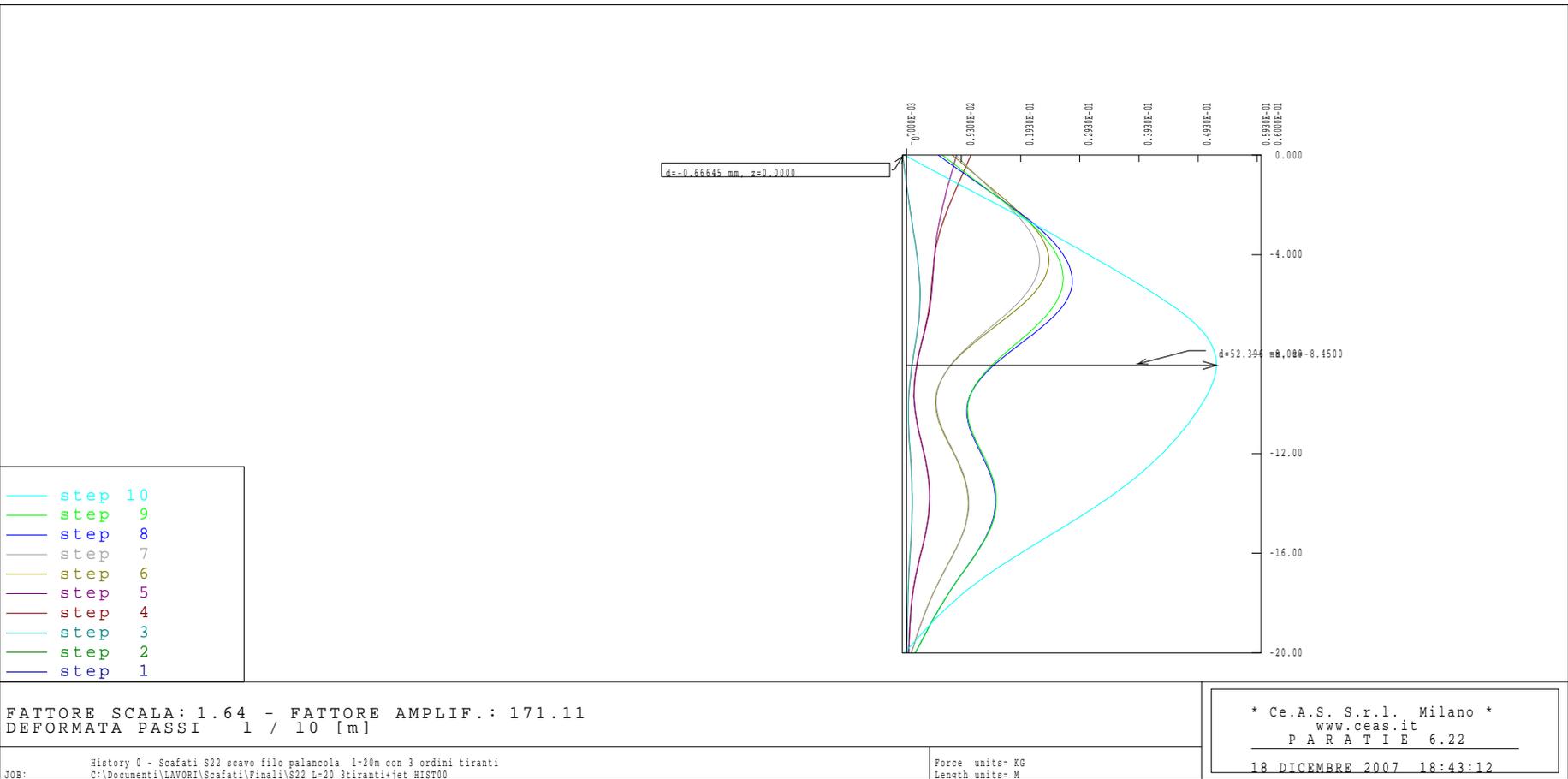


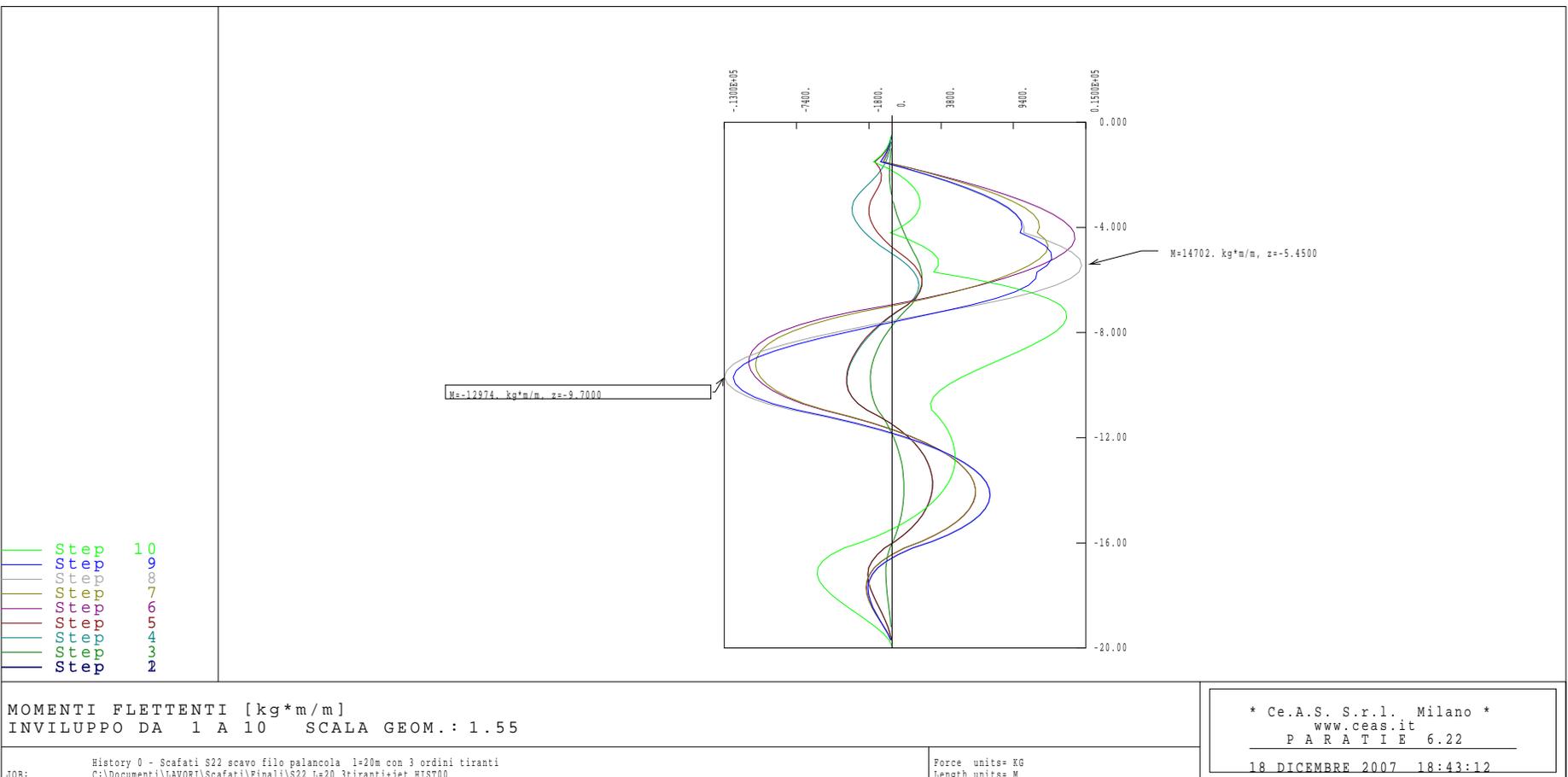


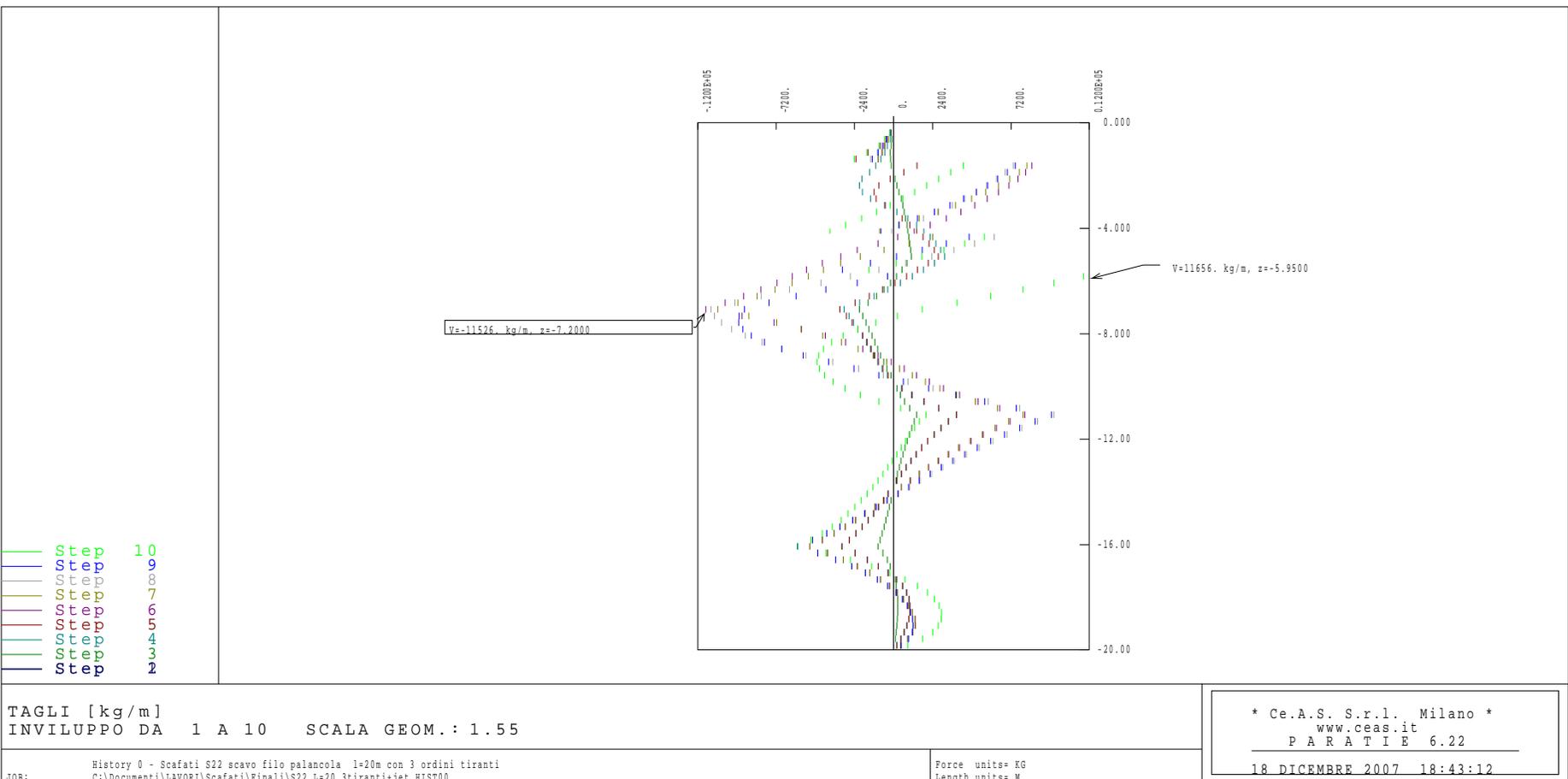


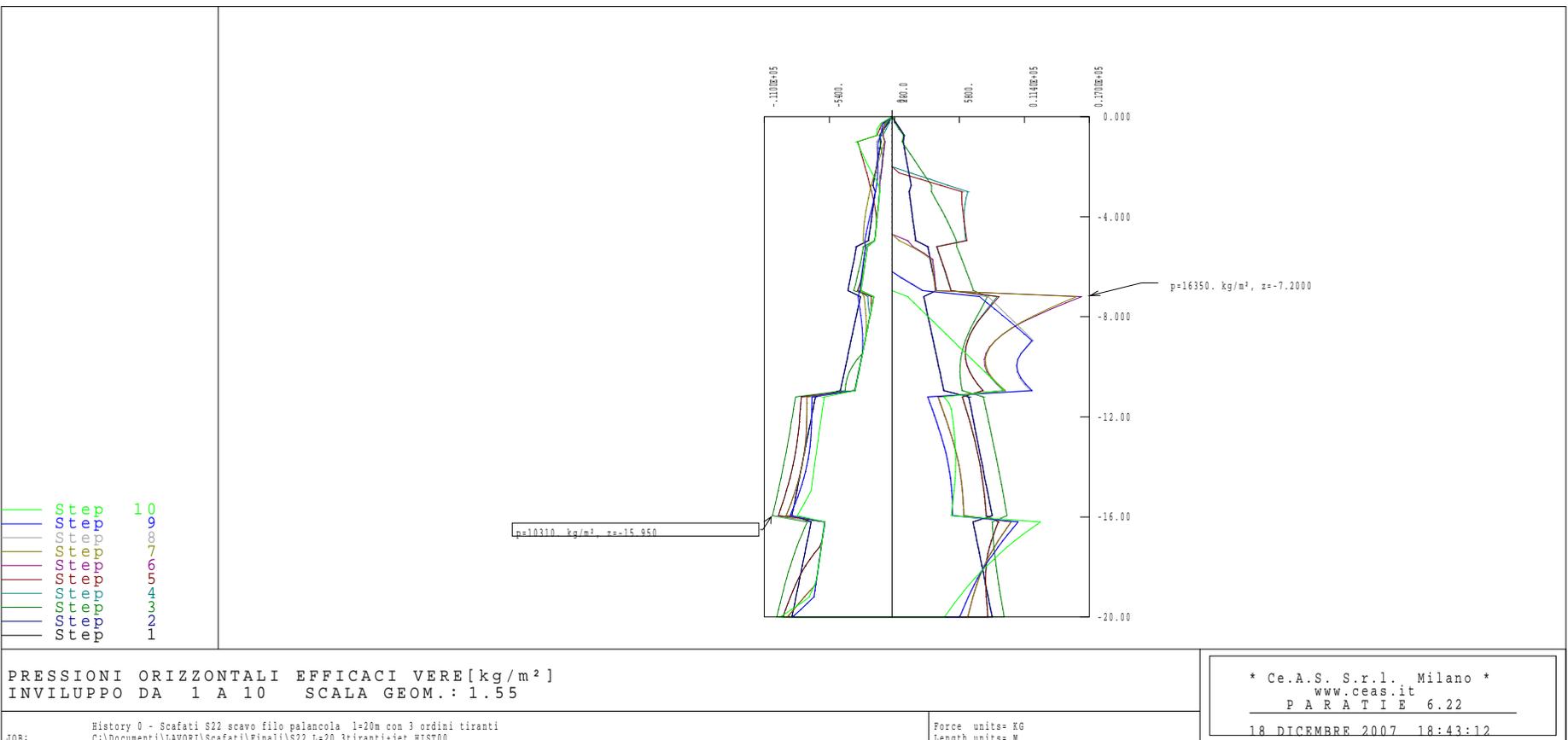


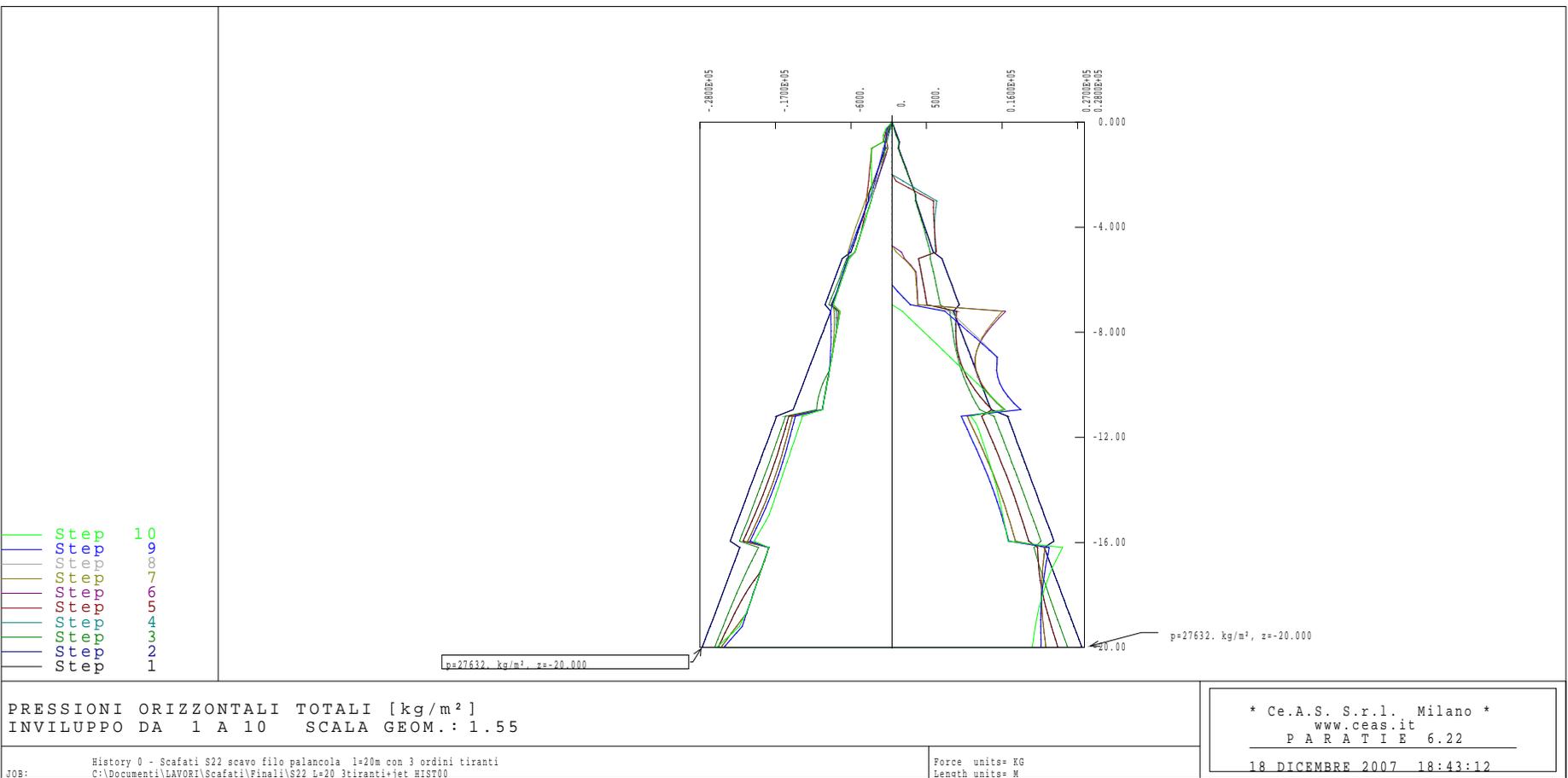
OUTPUT PLOTS :

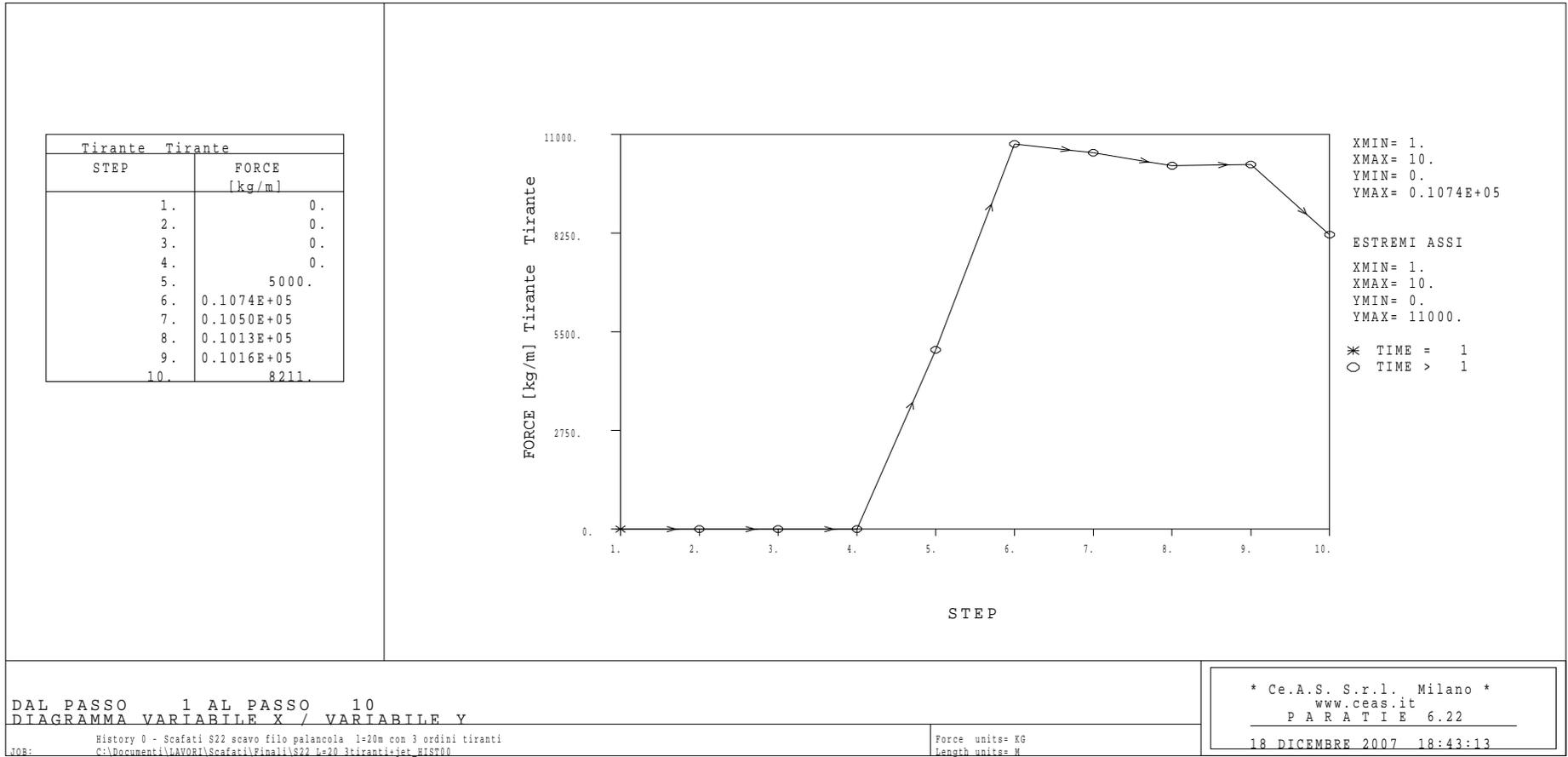




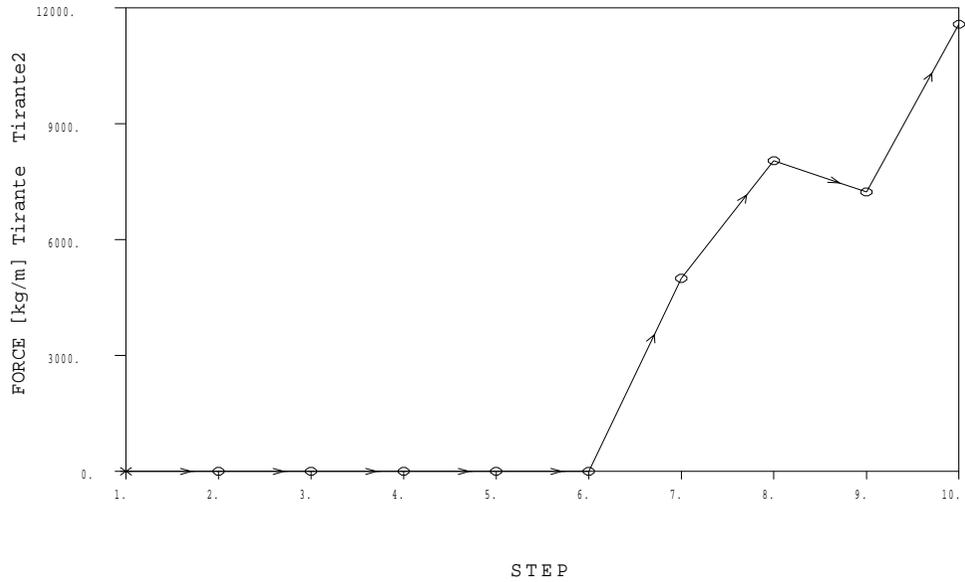








Tirante Tirante2	
STEP	FORCE [kg/m]
1.	0.
2.	0.
3.	0.
4.	0.
5.	0.
6.	0.
7.	5000.
8.	8048.
9.	7235.
10.	0.1158E+05



```

XMIN= 1.
XMAX= 10.
YMIN= 0.
YMAX= 0.1158E+05

ESTREMI ASSI
XMIN= 1.
XMAX= 10.
YMIN= 0.
YMAX= 12000.

* TIME = 1
O TIME > 1
    
```

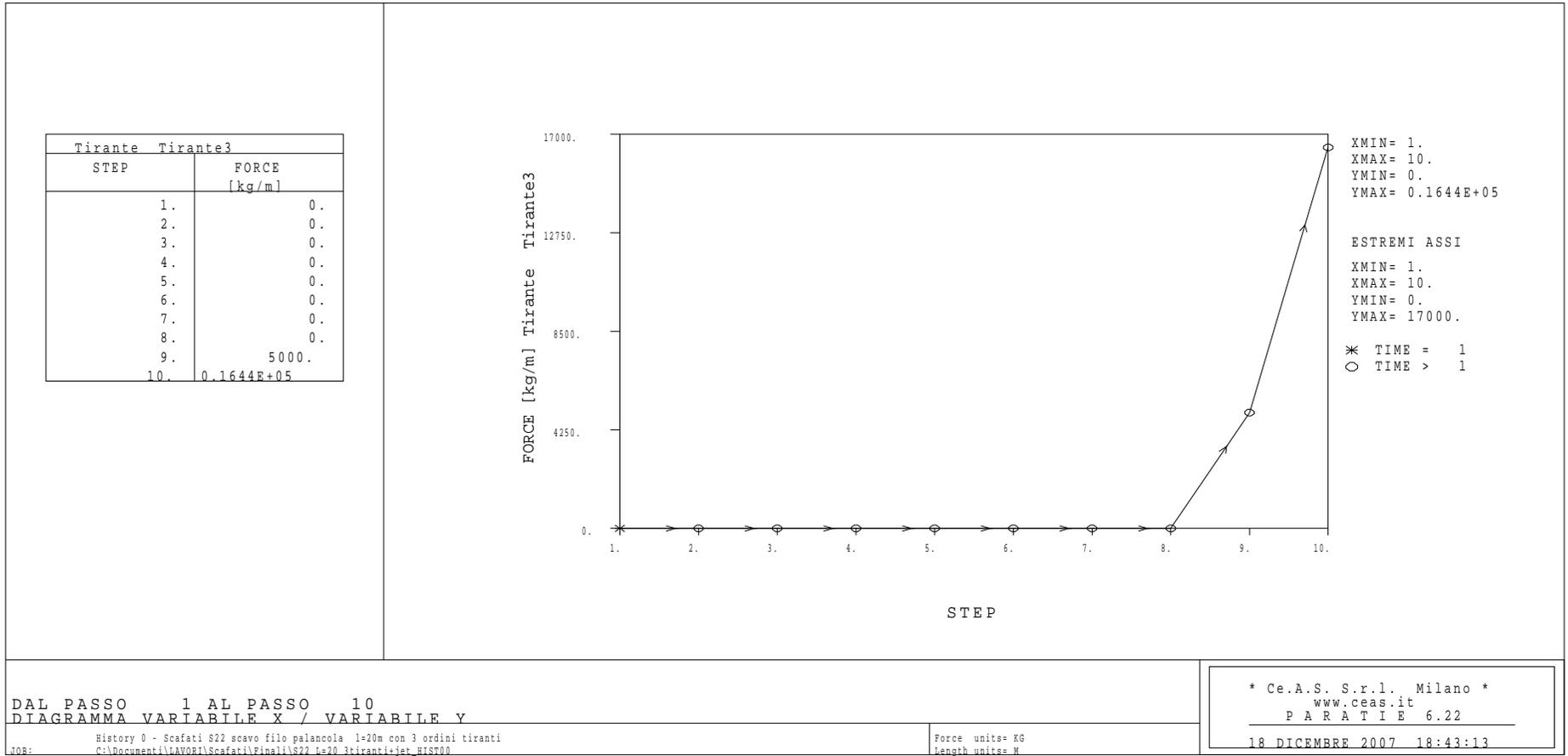
DAL PASSO 1 AL PASSO 10  
 DIAGRAMMA VARIABILE X / VARIABILE Y

History 0 - Scafati S22 scavo filo palancola 1=20m con 3 ordini tiranti  
 C:\Documenti\AVORI\Scafati\Finali\S22 Le20 3tiranti\jet\_HIST00

Force units= KG  
 Length units= M

\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
 www.ceas.it  
 P A R A T I E 6.22

18 DICEMBRE 2007 18:43:13



## 14.2 Verifica palancole

Le palancole utilizzate sono del tipo PU32 in acciaio Fe430. Il modulo di resistenza, a metro di lunghezza, è  $W = 3200 \text{ cm}^3/\text{m}$ . Il massimo valore del momento flettente è pari a 14280 Kgm per metro lineare di palancole.

Si ottiene:

$$\sigma_f = \frac{M}{W} = \frac{1428000}{3200} = 447 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{amm} = 1900 \text{ Kg/cm}^2$$

## 14.3 Calcolo delle lunghezze di ancoraggio dei tiranti

Per la determinazione delle lunghezze di ancoraggio si fa riferimento ai massimi sforzi di trazione presenti sui tiranti durante le fasi di scavo. Si applica la seguente formula valida per terreni coerenti:

$$N_u = \pi D L K \gamma t$$

Dove:

$N_u$  è la resistenza ultima a trazione;

$D$  è il diametro di perforazione = 10 cm;

$L$  è la lunghezza dell'ancoraggio;

$\gamma$  è il peso specifico del terreno

$t$  è la profondità media dell'ancoraggio dal piano campagna;

$K$  assume valori tabellati in funzione dell'angolo di attrito del terreno (vedi Carlo Cestelli Guidi).

Per  $\phi = 23$  si assume  $K = 2.5$

Per  $\phi = 28$  si assume  $K = 4.5$

Il coefficiente di sicurezza viene assunto pari a 3.

La falda si assume a circa 1.5 m da p.c. per cui si assume per il peso del terreno:

$\gamma_t = 1800 \text{ Kg/m}^3$  peso terreno

$\gamma'_t = 800 \text{ Kg/m}^3$  peso terreno immerso

### 14.3.1 1° ordine tiranti

Dal calcolo risulta che il massimo tiro su questi tiranti è di circa 10800 Kg./m, essendo posti a passo 2m si ha un tiro pari a 21500 Kg. La lunghezza dell'ancoraggio si pone pari a 11 m con una profondità media di circa 8.5 m.

Sostituendo questi valori nella formula, si ottiene:

$$N_u = \pi \times 0.10 \times 11.0 \times 2.5 \times (1800 \times 1.5 + 800 \times 7.0) = 71700 \text{ Kg}$$

Coefficiente di sicurezza:

$$\eta_s = \frac{71870}{21500} = 3.33$$

### 14.3.2 2°ordine tiranti

Dal calcolo risulta che il massimo tiro su questo ordine di tiranti è di circa 11600 Kg/m, essendo posti a passo 2m si ha un tiro pari a 23200 Kg. La lunghezza dell'ancoraggio si pone pari a 9 m con una profondità media di circa 10.5 m.

Sostituendo questi valori nella formula, si ottiene:

$$N_u = \pi \times 0.10 \times 9.0 \times 2.5 \times (1800 \times 1.5 + 800 \times 9.0) = 69970 \text{ Kg}$$

Coefficiente di sicurezza:

$$\eta_s = \frac{69970}{23200} = 3.01$$

### 14.3.3 3°ordine tiranti

Dal calcolo risulta che il massimo tiro su questo ordine di tiranti è di circa 16500 Kg/m, essendo posti a passo 2m si ha un tiro pari a 33000 Kg. La lunghezza dell'ancoraggio si pone pari a 11 m con una profondità media di circa 12.5 m.

Sostituendo questi valori nella formula, si ottiene:

$$N_u = \pi \times 0.10 \times 11.0 \times 2.5 \times (1800 \times 1.5 + 800 \times 11.0) = 99350 \text{ Kg}$$

Coefficiente di sicurezza:

$$\eta_s = \frac{99350}{33000} = 3.01$$

## 14.4 Verifica dei tiranti

Si prevede di impiegare barre tipo Dywidag il cui acciaio ha le seguenti caratteristiche:

acciaio tipo 85/105

$$F_u = 10.500 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{rottura}) \quad F_y = 8.500 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{snervamento})$$

$$\text{tensione di esercizio: } \sigma_{f \text{ amm}} = 0,6 \times F_u = 6.300 \text{ Kg/cm}^2$$

barre tipo R 38/15 con  $A_f = 7,8 \text{ cm}^2$

Il tiro massimo risulta  $F_{\text{max}} = 33000 \text{ Kg}$ , per cui:

$$\sigma_f = \frac{33000}{7.8} = 4231 \text{ Kg/cm}^2$$

## 14.5 Verifica travi di correa

### 14.5.1 1° e 2° ordine

In prossimità della testa delle palancole è prevista l'applicazione di travi metalliche orizzontali che distribuiscono lo sforzo dei tiranti (travi di correa). Il carico distribuito cui sono sottoposte è pari al carico lineare che devono fornire ai tiranti come reazione ovvero 11600 Kg/m proiettati in orizzontale (inclinazione 25° sull'orizzontale). Si utilizzano 2 profili tipo UPN180 ( $W = 150 \text{ cm}^3$ ), la lunghezza libera è pari al passo dei tiranti ( $p = 2.00 \text{ m}$ ).

$$M = \frac{q \times l^2}{12} = \frac{11600 \times \cos 25 \times 2^2}{12} = 3510 \text{ Kg m}$$

$$T = 2 \times \frac{q \times l}{2} = 2 \times \frac{11600 \times \cos 25 \times 2}{2} = 21030 \text{ Kg}$$

$$\sigma_f = \frac{351000}{2 \times 150} = 1170 \text{ Kg/cm}^2 \quad \tau_f = \frac{21030}{2 \times 18.0 \times 0.8} = 731 \text{ Kg/cm}^2$$

### 14.5.2 3° ordine

In prossimità della testa delle palancole è prevista l'applicazione di travi metalliche orizzontali che distribuiscono lo sforzo dei tiranti (travi di correa). Il carico distribuito cui sono sottoposte è pari al carico lineare che devono fornire ai tiranti come reazione ovvero 16500 Kg/m proiettati in orizzontale (inclinazione 25° sull'orizzontale). Si utilizzano 2 profili tipo UPN220 ( $W = 245 \text{ cm}^3$ ), la lunghezza libera è pari al passo dei tiranti ( $p = 2.00 \text{ m}$ ).

$$M = \frac{q \times l^2}{12} = \frac{16500 \times \cos 25 \times 2^2}{12} = 4990 \text{ Kg m}$$

$$T = 2 \times \frac{q \times l}{2} = 2 \times \frac{16500 \times \cos 25 \times 2}{2} = 29910 \text{ Kg}$$

$$\sigma_f = \frac{499000}{2 \times 245} = 1019 \text{ Kg/cm}^2 \quad \tau_f = \frac{29910}{2 \times 22.0 \times 0.9} = 756 \text{ Kg/cm}^2$$

## INDICE

<b>1</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>METODO DI VERIFICA E MATERIALI UTILIZZATI .....</b>	<b>3</b>
2.1	CALCESTRUZZO .....	3
2.2	ACCIAIO PER C.A. ....	3
2.3	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA .....	3
<b>3</b>	<b>NOTE INTRODUTTIVE.....</b>	<b>4</b>
<b>4</b>	<b>OPERE PROVVISORIALI VV21 .....</b>	<b>5</b>
4.1	PALANCOLE .....	5
4.1.1	Calcolo palanca schema "A" .....	5
4.1.2	Calcolo palanca schema "B" .....	30
4.2	VERIFICA PALANCOLE .....	60
4.3	CALCOLO DELLE LUNGHEZZE DI ANCORAGGIO DEI TIRANTI .....	60
4.3.1	Tirante schema "A" e 1°ordine schema "B" .....	60
4.3.2	Tirante 2°ordine schema "B" .....	61
4.4	VERIFICA DEI TIRANTI .....	61
4.5	VERIFICA TRAVI DI CORREA.....	61
4.5.1	Schema "A" e 1°ordine schema "B" .....	61
4.5.2	2°ordine schema "B" .....	62
<b>5</b>	<b>OPERE PROVVISORIALI VV23 .....</b>	<b>63</b>
5.1	PALANCOLE .....	63
5.1.1	Calcolo palanca schema "A" .....	63
5.1.2	Calcolo palanca schema "B" .....	88
5.1.3	Calcolo palanca schema "C" .....	118
5.2	VERIFICA PALANCOLE .....	143
5.3	CALCOLO DELLE LUNGHEZZE DI ANCORAGGIO DEI TIRANTI .....	143
5.3.1	Tirante schema "A", schema "C" e 1° ordine schema "B" .....	143
5.3.2	Tirante 2°ordine schema "B" .....	144
5.4	VERIFICA DEI TIRANTI .....	144
5.5	VERIFICA TRAVI DI CORREA.....	144
5.5.1	Schema "A", schema "C" e 1° ordine schema "B" .....	144
5.5.2	2° ordine schema "B" .....	145
<b>6</b>	<b>OPERE PROVVISORIALI S22 .....</b>	<b>146</b>
6.1	PALANCOLE .....	146
6.1.1	Calcolo palanca .....	146
6.2	VERIFICA PALANCOLE .....	182
6.3	CALCOLO DELLE LUNGHEZZE DI ANCORAGGIO DEI TIRANTI .....	182

6.3.1 1° ordine tiranti.....	182
6.3.2 2°ordine tiranti.....	183
6.3.3 3°ordinetiranti.....	183
6.4 VERIFICA DEI TIRANTI .....	183
6.5 VERIFICA TRAVI DI CORREA.....	184
6.5.1 1°e 2° ordine .....	184
6.5.2 3° ordine.....	184

# **RELAZIONE DI CALCOLO**

## **SOLLEVAMENTO S22**

**Il tecnico**

## 15 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le normative di riferimento sono le seguenti:

**[1] Legge 5 Novembre 1971 n° 1086**

“Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale ed a struttura metallica”.

**[2] D.M. Min. LL.PP. 9 Gennaio 1996**

“Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.

**[3] Circolare Min. LL.PP. 15 Ottobre 1996 n. 252 AA.GG./S.T.C.**

Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M. 9 gennaio 1996.

**[4] D.M. Min. LL.PP. 16 Gennaio 1996**

“Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.

**[5] Circolare Min. LL.PP. 4 Luglio 1996 n. 156 AA.GG./S.T.C.**

Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al D.M. 16 gennaio 1996.

**[8] Legge 2 Febbraio 1974 n° 64**

“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”

**[9] D.M. Min.LL.PP. 24 Gennaio 1986**

“Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche”

## 16 METODO DI VERIFICA E MATERIALI UTILIZZATI

Il metodo di verifica adottato per le fondazioni è quello delle “**tensioni ammissibili**”.

I materiali utilizzati nell'intervento sono i seguenti:

### 16.1 Calcestruzzo

Calcestruzzo di classe  $R_{ck} \geq 350 \text{ kg / cm}^2$  (impiegato per tutte le strutture gettate in opera):

$$\sigma_c = 110.0 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\sigma_c' = 0.7 \times \sigma_c = 77.0 \text{ kg / cm}^2$$

$$\tau_0 = 6.67 \text{ kg / cm}^2$$

$$\tau_1 = 19.71 \text{ Kg / cm}^2$$

### 16.2 Acciaio

Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata **Fe B44 k controllato**:

$$\sigma_f = 2600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y / f_{yk} \leq 1.35 \text{ e } (f_t / f_y)_{\text{medio}} \geq 1.13$$

I simboli adottati hanno il seguente significato:

- $f_y$  è il singolo valore della tensione di snervamento rilevato sperimentalmente;
- $f_{yk}$  è il valore nominale di riferimento della tensione caratteristica di snervamento dei tipi di acciaio indicati nel Prospetto II - 1, e cioè
  - $f_{yk} = 3750 \text{ Kg/cm}^2$  per Fe B 38k,
  - $f_{yk} = 4300 \text{ Kg/cm}^2$  per Fe B 44k;
- $f_t$  è il singolo valore della tensione di rottura rilevato sperimentalmente.

Il copriferro utilizzato è 4 cm.

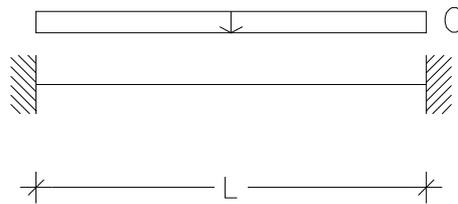


## 17.1 Soletta

### 17.1.1 Analisi dei carichi

Peso proprio soletta copertura (sp.30cm)	750 kg/mq
Carichi permanenti	250 kg/mq
Carichi accidentali (soletta carrabile)	2000 kg/mq

### 17.1.2 Schema Statico



### 17.1.3 Dati di calcolo

$L = 360 \text{ cm}$	lunghezza di calcolo
$s = 30 \text{ cm}$	spessore della soletta
$q$	carico distribuito agente nella soletta

### 17.1.4 Sollecitazioni

Si trascura l'effetto bidimensionale. I valori massimi di momento e taglio agenti sulla soletta valgono:

$$M_{MAX} = \frac{q \times L^2}{12} = 3240 \text{ kgm} \quad \text{momento massimo}$$

$$T_{MAX} = \frac{q \times L}{2} = 5400 \text{ kg} \quad \text{taglio massimo}$$

### 17.1.5 Verifiche

La soletta, di spessore 30 cm, armata con 1+1 $\Phi$ 18/20 in entrambe le direzioni, tenendo conto del copriferro di 4 cm, ha le seguenti tensioni di verifica:

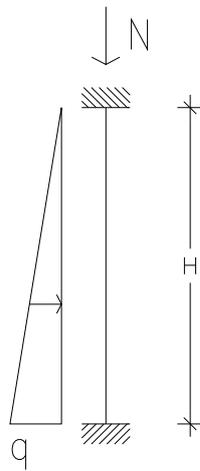
$$\sigma_c = 43 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_f = 1512 \text{ kg/cmq} \quad \tau = 2.4 \text{ kg/cmq}$$

## 17.2 Pareti laterali

### 17.2.1 Considerazioni iniziali

Le pareti del manufatto si verificano nella peggior condizione cui possono essere soggette nel corso del tempo, cioè nella situazione in cui non c'è acqua all'interno; in questo caso, infatti, nel manufatto interrato la spinta dell'acqua non è presente a contrastare la spinta del terreno e di falda verso l'interno.

### 17.2.2 Schema Statico



### 17.2.3 Dati di calcolo

H=555 cm	altezza della parete
s = 40 cm	spessore della parete
N	sforzo normale di calcolo, dovuto al peso proprio della soletta di copertura ed ai carichi permanenti, stimato pari a 1000 kg/m
q	carico distribuito agente sulla parete, dovuto alla spinta del terreno e della falda (peso di volume del terreno immerso $\gamma = 1000 \text{ kg/mc}$ )

### 17.2.4 Sollecitazioni

La spinta del terreno si calcola in condizioni di spinta attiva, con  $K_A = 0.33$ , per cui effettuando il calcolo per unità di profondità si ha:

$$q_t = \gamma \times K_A \times H = 1840 \text{ kg/m}$$

La pressione dell'acqua risulta:

$$q_w = \gamma_w \times H = 5550 \text{ kg/m}$$

Il carico totale risulta quindi:

$$q = 7390 \text{ Kg/m}$$

I valori massimi di taglio e momento agenti sul setto risultano:

$$M_{MAX} = \frac{qL^2}{20} = 11390 \text{ kgm} \quad \text{momento massimo}$$

$$T_{MAX} = \frac{7}{20} qL = 14360 \text{ kg} \quad \text{taglio massimo}$$

### 17.2.5 Verifiche

La parete, armata allo spiccato con 1Φ22/20 lato teso e 1Φ18/20 lato compresso, tenendo conto del copriferro di 4 cm, ha le seguenti tensioni di verifica:

$$\sigma_c = 64 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_F = 2000 \text{ kg/cmq} \quad \tau = 4.6 \text{ kg/cmq}$$

## 17.3 Platea di fondazione

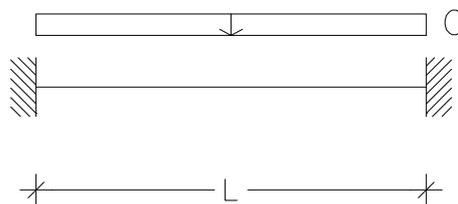
### 17.3.1 Considerazioni iniziali

La platea, visto il livello della falda, subisce da essa le massime sollecitazioni. Si elimina dalla spinta dell'acqua solo il peso proprio della platea (spessore 90 cm) equilibrato dalla reazione del terreno sottostante. Si considera un comportamento monodimensionale a doppio incastro soggetto ad un carico distribuito.

### 17.3.2 Analisi dei carichi

Sottospinta acqua	7050 kg/mq
Peso proprio platea	2250 kg/mq
Carico distribuito totale q:	4800 kg/mq

### 17.3.3 Schema Statico



### 17.3.4 Dati di calcolo

L = 400 cm	lunghezza di calcolo
s = 90 cm	spessore della platea
q	carico distribuito agente nella platea

### 17.3.5 Sollecitazioni

Si trascura l'effetto bidimensionale. I valori massimi di momento e taglio agenti sulla platea valgono:

$$M_{MAX} = \frac{q \times L^2}{12} = 6400 \text{kgm} \quad \text{momento massimo}$$

$$T_{MAX} = \frac{q \times L}{2} = 9600 \text{kg} \quad \text{taglio massimo}$$

### 17.3.6 Verifiche

La platea, di spessore 90 cm, armata con 1+1Φ18/20 in entrambe le direzioni, tenendo conto del copriferro di 4 cm, ha le seguenti tensioni di verifica:

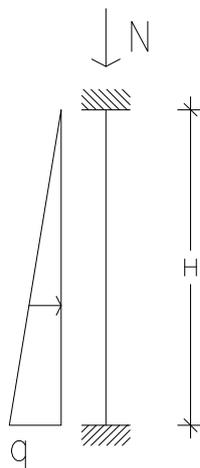
$$\sigma_c = 11 \text{kg/cm}^2 \quad \sigma_F = 799 \text{kg/cm}^2 \quad \tau = 1.3 \text{kg/cm}^2$$

## 17.4 Parete divisoria tra i due locali della vasca

### 17.4.1 Considerazioni iniziali

La parete in esame divide il locale pompe dalla vasca d'ingresso vera e propria; s'ipotizza, a vantaggio di sicurezza, che la parete possa essere soggetta alla spinta dell'acqua da un solo lato.

### 17.4.2 Schema Statico



### 17.4.3 Dati di calcolo

H=555 cm	altezza della parete
s = 40 cm	spessore della parete
N	sforzo normale di calcolo, dovuto al peso proprio della soletta di copertura ed ai carichi permanenti, stimato pari a 1000 kg/m

q carico distribuito agente sulla parete, dovuto alla spinta dell'acqua

#### 17.4.4 Sollecitazioni

La pressione dell'acqua risulta:  $q_w = \gamma_w \times H = 5550 \text{ kg/m}$

Il carico totale risulta quindi:  $q = 5550 \text{ Kg/m}$

I valori massimi di taglio e momento agenti sul setto risultano:

$$M_{MAX} = \frac{qL^2}{20} = 8550 \text{ kgm} \quad \text{momento massimo}$$

$$T_{MAX} = \frac{7}{20} qL = 10790 \text{ kg} \quad \text{taglio massimo}$$

##### 17.4.4.1 Verifiche

La parete, armata allo spiccatto con 1Φ18/20 lato teso e 1Φ18/20 lato compresso, tenendo conto del copriferro di 4 cm, ha le seguenti tensioni di verifica:

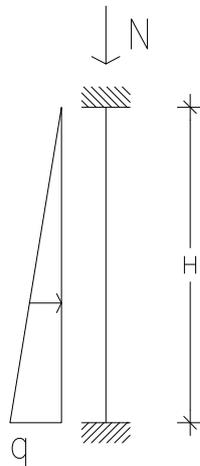
$$\sigma_c = 56 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_F = 2194 \text{ kg/cmq} \quad \tau = 3.5 \text{ kg/cmq}$$

#### 17.5 Pareti laterali canale e pozzetto di sfioro

##### 17.5.1 Considerazioni iniziali

Le pareti dei canali hanno altezza e spessore minori di quelle del corpo principale del manufatto. Si procede quindi alla verifica con le stesse ipotesi delle altre, ovvero assenza d'acqua all'interno del manufatto. In questo caso la parete è sollecitata dalla spinta esterna di terreno e falda.

##### 17.5.2 Schema Statico



### 17.5.3 Dati di calcolo

H=405 cm	altezza della parete
s = 30 cm	spessore della parete
N	sforzo normale di calcolo, dovuto al peso proprio della soletta di copertura ed ai carichi permanenti, stimato pari a 500 kg/m
q	carico distribuito agente sulla parete, dovuto alla spinta del terreno e della falda (peso di volume del terreno immerso $\gamma = 1000 \text{ kg/mc}$ )

### 17.5.4 Sollecitazioni

La spinta del terreno si calcola in condizioni di spinta attiva, con  $K_A = 0.33$ , per cui effettuando il calcolo per unità di profondità si ha:

$$q_t = \gamma \times K_A \times H = 1340 \text{ kg / m}$$

La pressione dell'acqua risulta:

$$q_w = \gamma_w \times H = 4050 \text{ kg / m}$$

Il carico totale risulta quindi:

$$q = 5390 \text{ Kg/m}$$

I valori massimi di taglio e momento agenti sul setto risultano:

$$M_{MAX} = \frac{qL^2}{20} = 4425 \text{ kgm} \quad \text{momento massimo}$$

$$T_{MAX} = \frac{7}{20} qL = 7645 \text{ kg} \quad \text{taglio massimo}$$

### 17.5.5 Verifiche

La parete, armata allo spiccato con 1 $\Phi$ 18/20 lato teso e 1 $\Phi$ 18/20 lato compresso, tenendo conto del copriferro di 4 cm, ha le seguenti tensioni di verifica:

$$\sigma_c = 53 \text{ kg / cmq} \quad \sigma_F = 1658 \text{ kg / cmq} \quad \tau = 3.4 \text{ kg / cmq}$$

## 17.6 Platea di fondazione canale e pozzetto di sfioro

### 17.6.1 Considerazioni iniziali

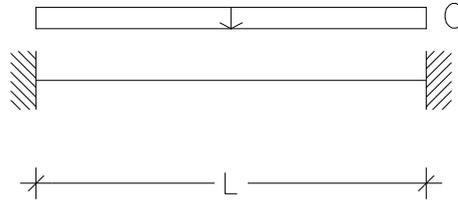
La platea, visto il livello della falda, subisce da essa le massime sollecitazioni. Si elimina dalla spinta dell'acqua solo il peso proprio della platea (spessore 30 cm) equilibrato dalla reazione del terreno sottostante. Si considera un comportamento monodimensionale a doppio incastro soggetto ad un carico distribuito.

### 17.6.2 Analisi dei carichi

Sottospinta acqua	4650 kg/mq
-------------------	------------

Peso proprio platea	750 kg/mq
Carico distribuito totale q:	3900 kg/mq

### 17.6.3 Schema Statico



### 17.6.4 Dati di calcolo

L = 220 cm	lunghezza di calcolo
s = 30 cm	spessore della platea
q	carico distribuito agente nella platea

### 17.6.5 Sollecitazioni

Si trascura l'effetto bidimensionale. I valori massimi di momento e taglio agenti sulla platea valgono:

$$M_{MAX} = \frac{q \times L^2}{12} = 1575 \text{kgm} \quad \text{momento massimo}$$

$$T_{MAX} = \frac{q \times L}{2} = 4290 \text{kg} \quad \text{taglio massimo}$$

### 17.6.6 Verifiche

La platea, di spessore 30 cm, armata con 1+1Φ18/20 in entrambe le direzioni, tenendo conto del copriferro di 4 cm, ha le seguenti tensioni di verifica:

$$\sigma_c = 21 \text{kg/cmq} \quad \sigma_f = 735 \text{kg/cmq} \quad \tau = 2.0 \text{kg/cmq}$$

## 17.7 VERIFICA A GALLEGGIAMENTO

Si ipotizza la falda a p.c. ( $z_{falda}=0$ )

La spinta dell'acqua risulta ( $\gamma_w$  = peso specifico acqua):

$S = \gamma_w \times (z_{scavo} - z_{falda}) = \gamma_w \times z_{scavo}$	pressione acqua
Vasca principale ( $z_{scavo}=7.05\text{m}$ )	$12.3 \times 10.0 \times 7.050 = 867.2 \text{ t}$
Canale ( $z_{scavo}=4.25\text{m}$ )	$2.55 \times 9.6 \times 4.250 = 104.1 \text{ t}$
Pozzetto di sfioro ( $z_{scavo}=4.75\text{m}$ )	$5.3 \times 2.5 \times 4.750 = 63.0 \text{ t}$

Locale valvole ( $z_{scavo}=3.3m$ )  $1.5 \times 4.2 \times 3.300 = 20.8 \text{ t}$   
totale 1055.1 t

La parte di platea che sborda dal manufatto (circa 47.5 mq) subisce anche una spinta verso il basso

Vasca principale ( $z_{estradosso}=6.0m$ )  $47.5 \times 6.0 = 285.0 \text{ t}$

Totale spinta acqua:

$$S = 1055.1 - 285.0 = 770.1 \text{ t}$$

Il peso della vasca volano risulta:

P.p. sottofondo	$0.1 \times 2.4 \times (10.00 \times 12.30) = 29.5 \text{ t}$
P.p. platea	$0.9 \times 2.5 \times (10.00 \times 12.30) = 276.7 \text{ t}$
P.p. platea canale	$0.3 \times 2.5 \times (2.55 \times 9.6) = 18.3 \text{ t}$
P.p. platea locale valvole (con sottofondo)	$0.4 \times 2.5 \times (3.8 \times 9.9) = 37.6 \text{ t}$
P.p. platea pozzetto	$0.3 \times 2.5 \times (5.3 \times 2.5) = 10.0 \text{ t}$
P.p. soletta copertura (circa 145 mq)	$0.3 \times 2.5 \times 145 = 108.7 \text{ t}$
P.p. parete centrale	$0.4 \times 2.5 \times 8.4 \times 5.5 = 46.2 \text{ t}$
P.p. pareti perimetrali vasca principale	$0.4 \times 2.5 \times (7.3 + 9.2 + 11.3 + 8.4) \times 5.5 = 199.1 \text{ t}$
P.p. pareti sostegno locale valvole	$0.4 \times 2.5 \times 3.8 \times 2.65 \times 2 = 20.1 \text{ t}$
P.p. pareti perimetrali locale valvole	$0.4 \times 2.5 \times (10.0 + 3.4 + 1.2) \times 2.5 = 36.5 \text{ t}$
P.p. pareti perimetrali locale canale	$0.3 \times 2.5 \times (2.2 + 5.6) \times 3.5 = 20.5 \text{ t}$
P.p. pareti perimetrali locale pozzetto	$0.3 \times 2.5 \times 5.3 \times 4.0 = 15.9 \text{ t}$
P.p. terreno sotto loc. valvole (Pp. immerso 700 kg/mc)	$0.7 \times 3.8 \times 2.65 \times 4.0 \times 2 = 56.4 \text{ t}$
P.p. terreno sopra sporgenza platea (17 mq)	$0.7 \times 17 \times 6.0 = 71.4 \text{ t}$
<b>Totale</b>	<b>946.9 t</b>

$$\gamma_s = \frac{946.9}{770.1} = 1.23$$

Il galleggiamento risulta quindi contrastato dal peso proprio della vasca e del terreno.

## 17.8 CALCOLO DELLA PRESSIONE SUL TERRENO

P.p. vasca, terreno	$= 946.9 \text{ t}$
P.p. acqua vasca (circa 210mc max)	$= 210.0 \text{ t}$
<b>TOTALE</b>	<b>1156.9 t</b>

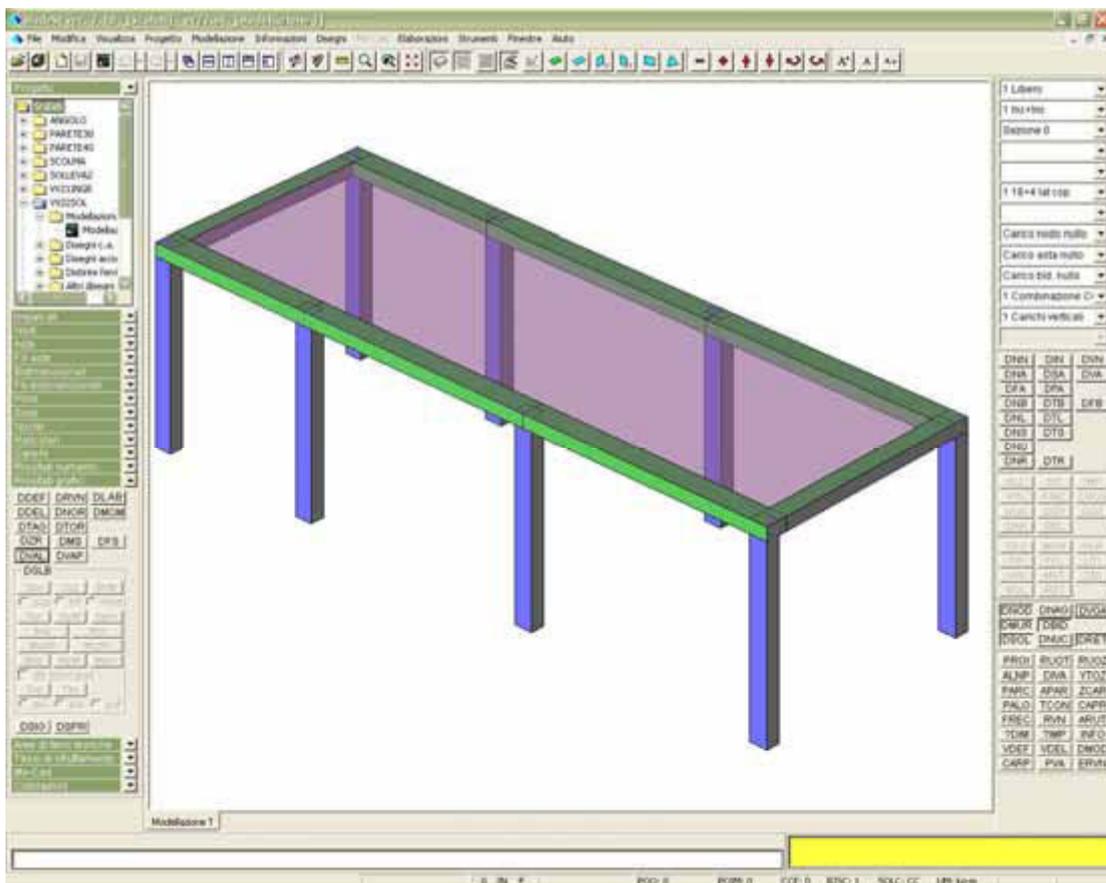
Impronta = 145 mq

$$\sigma_t = \frac{1156.9}{145} = 7.98t / mq \Rightarrow 0.8Kg / cmq$$

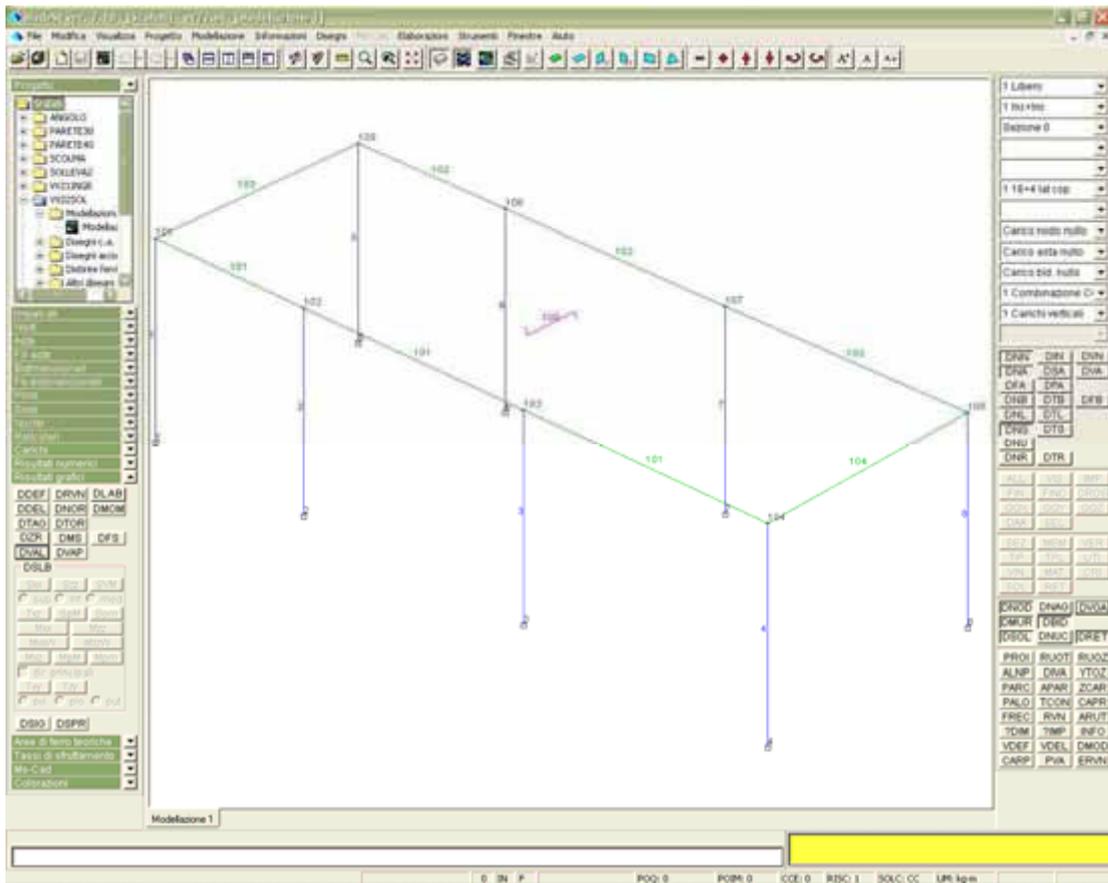
a vantaggio di sicurezza non consideriamo la sottospinta dell'acqua.

## 18 Locali fuoriterra

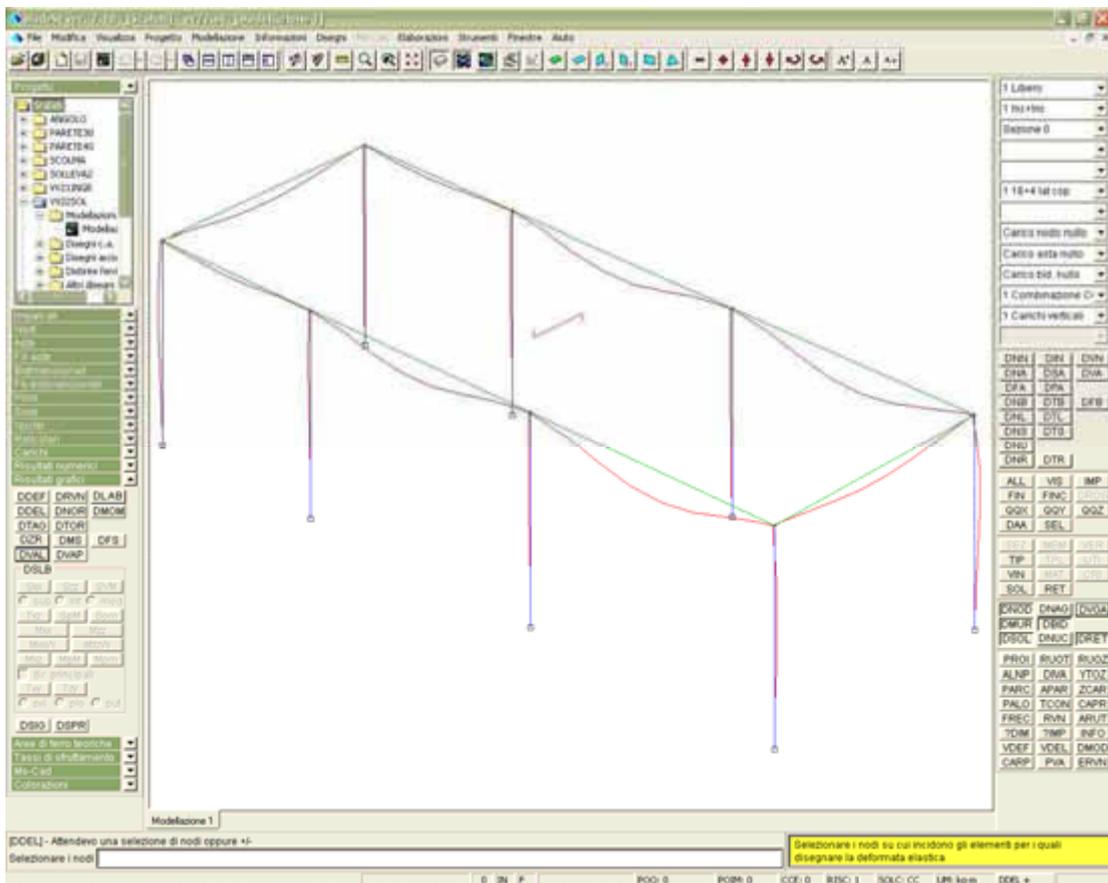
A fianco della stazione di sollevamento 22 vengono predisposti un locale cabina Enel ed un locale misura e consegna, la struttura è costituita da telai in c.a., il calcolo si esegue tramite una modellazione con il metodo degli elementi finiti. Si utilizza il programma di calcolo strutturale Modest. Si riportano di seguito schemi grafici e tabulato di calcolo.



Vista tridimensionale modello



Numerazione nodi aste e solai



Deformata elastica struttura (combinazione di carico 1)

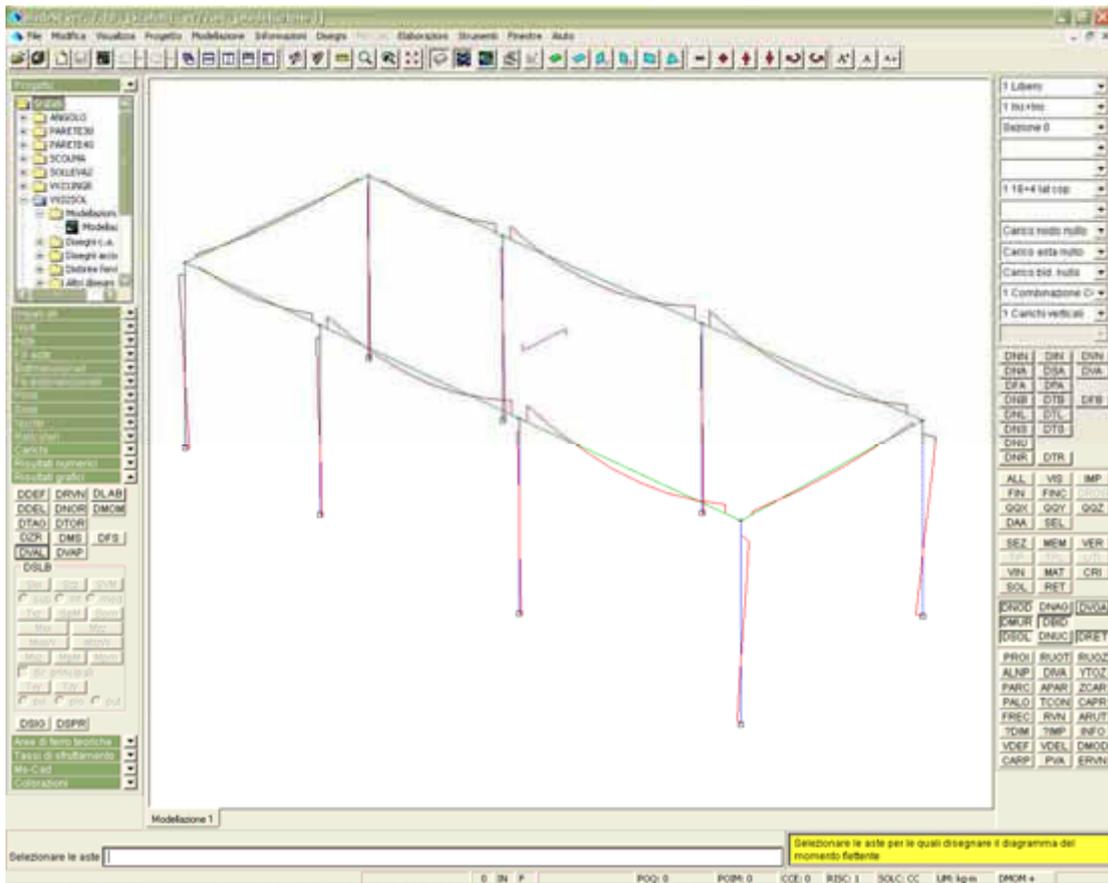


Diagramma momento flettente struttura (combinazione di carico 1)

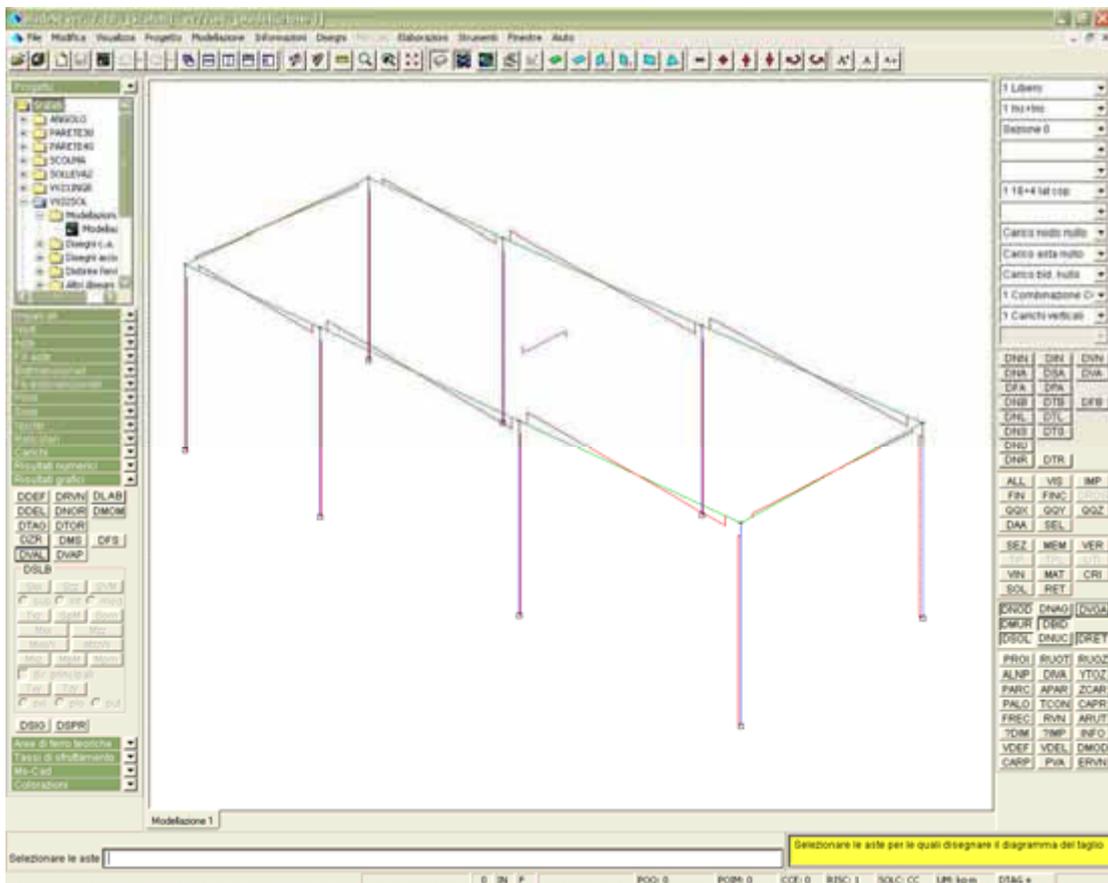


Diagramma taglio struttura (combinazione di carico 1)

## 18.1 SISTEMI DI RIFERIMENTO

Le coordinate, i carichi concentrati, i cedimenti, le reazioni vincolari e gli spostamenti dei NODI sono riferiti ad una terna destra cartesiana globale con l'asse Z verticale rivolto verso l'alto.

I carichi in coordinate locali e le sollecitazioni delle ASTE sono riferite ad una terna destra cartesiana locale così definita:

- origine nel nodo iniziale dell'asta;
- asse X coincidente con l'asse dell'asta e con verso dal nodo iniziale al nodo finale;
- immaginando la trave a sezione rettangolare l'asse Y è parallelo alla base e l'asse Z è parallelo all'altezza. La rotazione dell'asta comporta quindi una rotazione di tutta la terna locale.

Si può immaginare la terna locale di un'asta comunque disposta nello spazio come derivante da quella globale dopo una serie di trasformazioni:

- una rotazione intorno all'asse Z che porti l'asse X a coincidere con la proiezione dell'asse dell'asta sul piano orizzontale;
- una traslazione lungo il nuovo asse X così definito in modo da portare l'origine a coincidere con la proiezione del nodo iniziale dell'asta sul piano orizzontale;
- una traslazione lungo l'asse Z che porti l'origine a coincidere con il nodo iniziale dell'asta;
- una rotazione intorno all'asse Y così definito che porti l'asse X a coincidere con l'asse dell'asta;
- una rotazione intorno all'asse X così definito pari alla rotazione dell'asta.

In pratica le travi prive di rotazione avranno sempre l'asse Z rivolto verso l'alto e l'asse Y nel piano del solaio, mentre i pilastri privi di rotazione avranno l'asse Y parallelo all'asse Y globale e l'asse Z parallelo ma controverso all'asse X globale. Da notare quindi che per i pilastri la "base" è il lato parallelo a Y.

Le sollecitazioni ed i carichi in coordinate locali negli ELEMENTI BIDIMENSIONALI e nei MURI sono riferiti ad una terna destra cartesiana locale così definita:

- origine nel primo nodo dell'elemento;
- asse X coincidente con la congiungente il primo ed il secondo nodo dell'elemento;
- asse Y definito come prodotto vettoriale fra il versore dell'asse X e il versore della congiungente il primo e il quarto nodo. Asse Z a formare con gli altri due una terna destrorsa.

Praticamente un elemento verticale con l'asse X locale coincidente con l'asse X globale ha anche gli altri assi locali coincidenti con quelli globali.

### ROTAZIONI E MOMENTI

Seguendo il principio adottato per tutti i carichi che sono positivi se CONTROVERSI agli assi, anche i momenti concentrati e le rotazioni impresse in coordinate globali risultano positivi se CONTROVERSI al segno positivo delle rotazioni. Il segno positivo dei momenti e delle rotazioni è quello orario per l'osservatore posto nell'origine: X ruota su Y, Y ruota su Z, Z ruota su X. In pratica è sufficiente adottare la regola della mano destra: col pollice rivolto nella direzione dell'asse, la rotazione che porta a chiudere il palmo della mano corrisponde al segno positivo.

### UNITA' DI MISURA

Le unità di misura adottate sono le seguenti:

- lunghezze : m
- forze : kg
- masse : kg massa
- temperature : gradi centigradi
- angoli : gradi sessadecimali o radianti

## 18.2 ELENCO VINCOLI NODI

### Simbologia

- Vn = Numero del vincolo nodo
- Comm. = Commento
- Sx = Spostamento in dir. X (L=libero, B=bloccato)
- Sy = Spostamento in dir. Y (L=libero, B=bloccato)
- Sz = Spostamento in dir. Z (L=libero, B=bloccato)
- Rx = Rotazione intorno all'asse X (L=libera, B=bloccata)
- Ry = Rotazione intorno all'asse Y (L=libera, B=bloccata)
- Rz = Rotazione intorno all'asse Z (L=libera, B=bloccata)
- RL = Rotazione libera
- Ly = Lunghezza (dir. Y locale)
- Lz = Larghezza (dir. Z locale)
- Kt = Coeff. di sottofondo su suolo elastico alla Winkler

```
Vn  Comm.  Sx Sy Sz Rx Ry Rz  RL  Ly  Lz  Kt
                                <grad> <m> <m> <kg/cm>
-----
1  Libero  L  L  L  L  L  L
2  Incastro B  B  B  B  B  B
```

### 18.3 ELENCO NODI

Simbologia

Nodo = Numero del nodo  
 X = Coordinata X del nodo  
 Y = Coordinata Y del nodo  
 Z = Coordinata Z del nodo  
 Imp. = Numero dell'impalcato  
 Vn = Numero del vincolo nodo

Nodo	X	Y	Z	Imp.	Vn	Nodo	X	Y	Z	Imp.	Vn	Nodo	X	Y	Z	Imp.	Vn
	<m>	<m>	<m>				<m>	<m>	<m>				<m>	<m>	<m>		
1	0.00	0.00	0.00	0	2	2	2.92	0.00	0.00	0	2	3	7.05	0.00	0.00	0	2
4	11.35	0.00	0.00	0	2	5	0.00	4.20	0.00	0	2	6	2.92	4.20	0.00	0	2
7	7.05	4.20	0.00	0	2	8	11.35	4.20	0.00	0	2	101	0.00	0.00	2.95	1	1
102	2.92	0.00	2.95	1	1	103	7.05	0.00	2.95	1	1	104	11.35	0.00	2.95	1	1
105	0.00	4.20	2.95	1	1	106	2.92	4.20	2.95	1	1	107	7.05	4.20	2.95	1	1
108	11.35	4.20	2.95	1	1												

### 18.4 ELENCO MATERIALI

Simbologia

Mat. = Numero del materiale  
 Comm. = Commento  
 P = Peso specifico  
 E = Modulo elastico  
 G = Modulo elastico tangenziale  
 V = Coeff. di Poisson  
 $\alpha$  = Coeff. di dilatazione termica

Mat.	Comm.	P	E	G	V	$\alpha$
		<kg/mc>	<kg/cm>	<kg/cm>		
1	Calcestruzzo	2500.00	300000.00	130000.00	0.10	1.00E-005

### 18.5 ELENCO SEZIONI ASTE

Simbologia

Sez. = Numero della sezione  
 Comm. = Commento  
 Tipo = Tipologia  
 2C = Doppia C lato labbri  
 2Cdx = Doppia C lato costola  
 2I = Doppia I  
 2L = Doppia L lato labbri  
 2Ldx = Doppia L lato costole  
 C = C  
 Cdx = C destra  
 Cir. = Circolare  
 Cir.c = Circolare cava  
 I = I  
 L = L  
 Ldx = L destra  
 Om. = Omega  
 Pg = Pi greco  
 Pr = Poligono regolare

Prc = Poligono regolare cavo  
 Pc = Per coordinate  
 Ia = Inerzie assegnate  
 R = Rettangolare  
 Rc = Rettangolare cava  
 T = T  
 U = U  
 Ur = U rovescia  
 V = V  
 Vr = V rovescia  
 Z = Z  
 Zdx = Z destra  
 Ts = T stondata  
 Ls = L stondata  
 Cs = C stondata  
 Is = I stondata  
 Dis. = Disegnata

Me = Membratura  
 G = Generica  
 T = Trave  
 P = Pilastro

Ver. = Verifica prevista  
 N = Nessuna  
 C = Cemento armato  
 A = Acciaio  
 L = Legno

B = Base  
 H = Altezza  
 Ma = Numero del materiale  
 C = Numero del criterio di progetto

Sez.	Comm.	Tipo	Me	Ver.	B	H	Ma	C	Sez.	Comm.	Tipo	Me	Ver.	B	H	Ma	C
					<cm>	<cm>								<cm>	<cm>		
2		R	P	C	25.00	30.00	1	1	3		R	T	C	30.00	20.00	1	3
4		R	T	C	40.00	20.00	1	3									

## 18.6 ELENCO VINCOLI ASTE

### Simbologia

Va = Numero del vincolo asta  
 Comm. = Commento  
 Tipo = Tipologia

SVI = Definizione di vincolamenti interni  
 ELA = Vincolo su suolo elastico alla Winkler  
 BIE-RTC = Biella resistente a trazione e a compressione  
 BIE-RC = Biella resistente solo a compressione  
 BIE-RT = Biella resistente solo a trazione

Ni = Sforzo normale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Tyi = Taglio in dir. Y locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Tzi = Taglio in dir. Z locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Mxi = Momento intorno all'asse X locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Myi = Momento intorno all'asse Y locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Mzi = Momento intorno all'asse Z locale nodo iniziale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Nf = Sforzo normale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Tyf = Taglio in dir. Y locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Tzf = Taglio in dir. Z locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Mxf = Momento intorno all'asse X locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Myf = Momento intorno all'asse Y locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Mzf = Momento intorno all'asse Z locale nodo finale (0=sbloccato, 1=bloccato)  
 Kt = Coeff. di sottofondo su suolo elastico alla Winkler

Va	Comm.	Tipo	Ni	Tyi	Tzi	Mxi	Myi	Mzi	Nf	Tyf	Tzf	Mxf	Myf	Mzf	Kt
															<kg/cm<
1	Inc+Inc	SVI	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

## 18.7 ELENCO ASTE

Simbologia

Asta = Numero dell'asta  
 N1 = Nodo iniziale  
 N2 = Nodo finale  
 Sez. = Numero della sezione  
 Va = Numero del vincolo asta  
 Par. = Numero dei parametri aggiuntivi  
 Rot. = Rotazione  
 FF = Filo fisso  
 Dy1 = Scost. filo fisso Y1  
 Dy2 = Scost. filo fisso Y2  
 Dz1 = Scost. filo fisso Z1  
 Dz2 = Scost. filo fisso Z2

Asta	N1	N2	Sez.	Va	Par.	Rot.	FF	Dy1	Dy2	Dz1	Dz2
						<grad>	<cm>	<cm>	<cm>	<cm>	<cm>
1	1	101	2	1		0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00
2	2	102	2	1		0.00	44	0.00	0.00	0.00	0.00
3	3	103	2	1		0.00	44	0.00	0.00	0.00	0.00
4	4	104	2	1		0.00	77	0.00	0.00	0.00	0.00
5	5	105	2	1		0.00	33	0.00	0.00	0.00	0.00
6	6	106	2	1		0.00	66	0.00	0.00	0.00	0.00
7	7	107	2	1		0.00	66	0.00	0.00	0.00	0.00
8	8	108	2	1		0.00	99	0.00	0.00	0.00	0.00
101	101	102	4	1		0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00
101	102	103	4	1		0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00
101	103	104	4	1		0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00
102	105	106	4	1		0.00	33	0.00	0.00	0.00	0.00
102	106	107	4	1		0.00	33	0.00	0.00	0.00	0.00
102	107	108	4	1		0.00	33	0.00	0.00	0.00	0.00
103	101	105	3	1		0.00	33	0.00	0.00	0.00	0.00
104	104	108	3	1		0.00	11	0.00	0.00	0.00	0.00

## 18.8 ELENCO TIPI SOLAI

Simbologia

Ts = Numero del tipo solaio  
 Comm. = Commento  
 Qp = Carico permanente  
 Qa = Carico accidentale  
 Rip. ter. = Ripartizione su aste terminali  
 Rip. int. = Ripartizione su aste interne  
 s = Coeff. di riduzione  
 $\phi$  = Coeff.  $\phi$   
 Hs = Altezza solaio  
 Sc = Spessore cappa  
 Crit. = Numero del criterio di progetto

Ts	Comm.	Qp	Qa	Rip. ter.	Rip. int.	s	$\phi$	Hs	Sc	Crit.
		<kg/mq>	<kg/mq>					<cm>	<cm>	
1	16+4 lat cop	430.00	100.00	50.00	50.00	0.33	1.00	20.00	4.00	1

## 18.9 ELENCO SOLAI

Simbologia

Sol. = Numero del solaio  
 Ts = Numero del tipo solaio  
 Ord. = Orditura  
 Nodi = Nodi del solaio

```
Sol. Ts Ord.          Nodi
      <grad>
-----
100 1  90.00 101 102 103 104 108 107 106 105
```

## 18.10 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare  
 Comm. = Commento  
 s = Coeff. di riduzione  
 Mx = Moltiplicatore della massa in dir. X  
 My = Moltiplicatore della massa in dir. Y  
 Mz = Moltiplicatore della massa in dir. Z  
 Jpx = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse X  
 Jpy = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Y  
 Jpz = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Z

CCE	Comm.	s	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz	CCE	Comm.	s	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz
1	pp+qper	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	2	qacc	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00

## 18.11 ELENCO CARICHI ASTE

### 18.11.1 CONDIZIONE DI CARICO 1: pp+qper

CARICHI DISTRIBUITI

Simbologia

Asta = Numero dell'asta  
 N1 = Nodo iniziale  
 N2 = Nodo finale  
 S = Numero del solaio di provenienza  
 T = Tipo di carico  
     QA = Carico accidentale da solaio  
     QP = Carico permanente da solaio  
     PP = Peso proprio  
     M = Manuale  
 DC = Direzione del carico  
     XG,YG,ZG = secondo gli assi Globali  
     XL,YL,ZL = secondo gli assi Locali  
 Xi = Distanza iniziale  
 Qi = Carico iniziale  
 Xf = Distanza finale  
 Qf = Carico finale

Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf	Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf
						<m>	<kg/m>	<m>	<kg/m>							<m>	<kg/m>	<m>	<kg/m>
1	1	101	--	PP	ZG	0.00	187.50	2.95	187.50	2	2	102	--	PP	ZG	0.00	187.50	2.95	187.50
3	3	103	--	PP	ZG	0.00	187.50	2.95	187.50	4	4	104	--	PP	ZG	0.00	187.50	2.95	187.50
5	5	105	--	PP	ZG	0.00	187.50	2.95	187.50	6	6	106	--	PP	ZG	0.00	187.50	2.95	187.50
7	7	107	--	PP	ZG	0.00	187.50	2.95	187.50	8	8	108	--	PP	ZG	0.00	187.50	2.95	187.50
101	101	102	--	M	ZG	0.00	400.00	2.92	400.00	101	101	102	100	QP	ZG	0.00	903.00	2.92	903.00
101	101	102	--	PP	ZG	0.00	200.00	2.92	200.00	101	102	103	--	M	ZG	0.00	400.00	4.13	400.00
101	102	103	100	QP	ZG	0.00	903.00	4.13	903.00	101	102	103	--	PP	ZG	0.00	200.00	4.13	200.00
101	103	104	--	M	ZG	0.00	400.00	4.30	400.00	101	103	104	100	QP	ZG	0.00	903.00	4.30	903.00
101	103	104	--	PP	ZG	0.00	200.00	4.30	200.00	102	105	106	--	M	ZG	0.00	400.00	2.92	400.00
102	105	106	100	QP	ZG	0.00	903.00	2.92	903.00	102	105	106	--	PP	ZG	0.00	200.00	2.92	200.00
102	106	107	--	M	ZG	0.00	400.00	4.13	400.00	102	106	107	100	QP	ZG	0.00	903.00	4.13	903.00
102	106	107	--	PP	ZG	0.00	200.00	4.13	200.00	102	107	108	--	M	ZG	0.00	400.00	4.30	400.00
102	107	108	100	QP	ZG	0.00	903.00	4.30	903.00	102	107	108	--	PP	ZG	0.00	200.00	4.30	200.00
103	101	105	--	M	ZG	0.00	400.00	4.20	400.00	103	101	105	--	PP	ZG	0.00	150.00	4.20	150.00
104	104	108	--	M	ZG	0.00	400.00	4.20	400.00	104	104	108	--	PP	ZG	0.00	150.00	4.20	150.00

## 18.11.2 CONDIZIONE DI CARICO 2: qacc

### CARICHI DISTRIBUITI

Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf	Asta	N1	N2	S	T	DC	Xi	Qi	Xf	Qf
<m> <kg/m>										<m> <kg/m>									
101	101	102	100	QA	ZG	0.00	210.00	2.92	210.00	101	102	103	100	QA	ZG	0.00	210.00	4.13	210.00
101	103	104	100	QA	ZG	0.00	210.00	4.30	210.00	102	105	106	100	QA	ZG	0.00	210.00	2.92	210.00
102	106	107	100	QA	ZG	0.00	210.00	4.13	210.00	102	107	108	100	QA	ZG	0.00	210.00	4.30	210.00

## 18.12 PARAMETRI DI CALCOLO

La modellazione della struttura e la rielaborazione dei risultati del calcolo sono stati effettuati con:  
 ModeSt ver. 7.10, prodotto da Tecnisoft s.a.s. - Prato

La struttura è stata calcolata utilizzando come solutore agli elementi finiti:  
 Xfinest ver. 8.0, prodotto da Ce.A.S. S.r.l. - Milano

Tipo di normativa: tensioni ammissibili  
 Tipo di calcolo: analisi sismica statica  
 Schematizzazione piani rigidi: metodo Master-Slave  
 Modalità di recupero masse secondarie: trasferire all'impalcato più vicino con modifica XY baricentro

### Opzioni di calcolo:

- Sono state considerate infinitamente rigide le zone di connessione fra travi, pilastri ed elementi bidimensionali con una riduzione del 20%
- Calcolo con offset rigidi dai nodi: no
- Uniformare i carichi variabili: no
- Massimizzare i carichi variabili: no
- Minimo carico da considerare: 0 <kg/m>
- Recupero carichi zone rigide: taglio e momento flettente
- Modalità di combinazione momento torcente: disaccoppiare le azioni

### Opzioni del solutore:

- Calcolo sforzo nei nodi: No
- Trascura deformabilità a taglio delle aste: No
- Analisi dinamica con metodo di Lanczos: No
- Check sequenza di Sturm: Si
- Soluzione matrice con metodo ver. 5.1: No
- Analisi non lineare con Newton modificato: No
- Usa formulazione secante per Buckling: No
- Trascura Buckling torsionale: No

### Dati struttura:

- Quota di riferimento: 0 <m>
- Altezza della struttura: 2.95 <m>
- Lato maggiore della struttura: 11.4 <m>
- Lato minore della struttura: 4.2 <m>
- Rapporto tra i lati: 2.71429
- Periodo fondamentale ( $T_0$ ): 0.14395
- Coeff. di risposta: 1

### Dati di calcolo:

- Grado di sismicità: 9
- Coeff. di protezione: 1
- Coeff. di fondazione: 1
- Coeff. di struttura: 1
- Angolo di ingresso del sisma: 0.00 <grad>

### CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI:

#### Simbologia

CCE = Numero della condizione di carico elementare  
 Comm. = Commento  
 s = Coeff. di riduzione

Mx = Moltiplicatore della massa in dir. X  
 My = Moltiplicatore della massa in dir. Y  
 Mz = Moltiplicatore della massa in dir. Z  
 Jpx = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse X  
 Jpy = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Y  
 Jpz = Moltiplicatore del momento d'inerzia intorno all'asse Z

CCE	Comm.	s	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz
1	pp+qper	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
2	qacc	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
3	Sisma dir. X+Mt	--	--	--	--	--	--	--
4	Sisma dir. X-Mt	--	--	--	--	--	--	--
5	Sisma dir. Y+Mt	--	--	--	--	--	--	--
6	Sisma dir. Y-Mt	--	--	--	--	--	--	--

COMBINAZIONI DELLE CCE:

Simbologia

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari  
 Comm. = Commento  
 An. = Tipo di analisi  
     L = Lineare  
     NL = Non lineare  
 Bk = Buckling  
     S = Si  
     N = No

CC	Comm.	An.	Bk	1	2	S	X+Mt	S	X-Mt	S	Y+Mt	S	Y-Mt
1	Carichi verticali	L	N	1.00	1.00		0.00		0.00		0.00		0.00
2	Sisma dir. X+Mt	L	N	1.00	1.00		1.00		0.00		0.00		0.00
3	Sisma dir. -X-Mt	L	N	1.00	1.00		-1.00		0.00		0.00		0.00
4	Sisma dir. X-Mt	L	N	1.00	1.00		0.00		1.00		0.00		0.00
5	Sisma dir. -X+Mt	L	N	1.00	1.00		0.00		-1.00		0.00		0.00
6	Sisma dir. Y+Mt	L	N	1.00	1.00		0.00		0.00		1.00		0.00
7	Sisma dir. -Y-Mt	L	N	1.00	1.00		0.00		0.00		-1.00		0.00
8	Sisma dir. Y-Mt	L	N	1.00	1.00		0.00		0.00		0.00		1.00
9	Sisma dir. -Y+Mt	L	N	1.00	1.00		0.00		0.00		0.00		-1.00

ELENCO BARICENTRI E MASSE IMPALCATI:

Simbologia

Imp. = Numero dell'impalcato  
 X = Coordinata X  
 Y = Coordinata Y  
 Z = Coordinata Z  
 Mo = Massa orizzontale  
 Jpz = Momento d'inerzia polare intorno all'asse Z  
 Diff.% = Differenza percentuale della massa rispetto all'impalcato precedente

Imp.	X	Y	Z	Mo	Jpz	Diff.%
<m>	<m>	<m>	<m>	<KG>	<KG*mq>	
1	5.66	2.10	2.95	4334.73	69504.90	0.00

ELENCO FORZE SISMICHE DI IMPALCATO:

Simbologia

Imp. = Numero dell'impalcato  
 cx = Coeff. c in dir. X  
 cy = Coeff. c in dir. Y  
 Fx = Forza in dir. X  
 Fy = Forza in dir. Y

Mz = Momento intorno all'asse Z

Imp.	cx	cy	Fx <kg>	Fy <kg>	Mz <kgm>
1	1.00	1.00	2976.66	2976.66	1163.45

TOTALI FORZE DI PIANO:

Fx <kg>	Fy <kg>	Fz <kg>	Mz <kgm>
2976.66	2976.66	0.00	1163.45

## 18.13 SPOSTAMENTI RELATIVI MASSIMI ALLE TA:

Simbologia

N1 = Nodo1

N2 = Nodo2

h = Altezza teorica

$\delta$  = Spostamento relativo tra i due nodi

$\delta/h$  = Rapporto (moltiplicato per 1000) tra lo spostamento relativo e l'altezza

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

N1	N2	h	$\delta$ <cm>	$\delta/h$ <cm>	CC	N1	N2	h	$\delta$ <cm>	$\delta/h$ <cm>	CC	N1	N2	h	$\delta$ <cm>	$\delta/h$ <cm>	CC
1	101	2.95	0.32926	1.116	9	2	102	2.95	0.32456	1.100	8	3	103	2.95	0.32918	1.116	6
4	104	2.95	0.35118	1.190	6	5	105	2.95	0.32926	1.116	9	6	106	2.95	0.32456	1.100	8
7	107	2.95	0.32918	1.116	6	8	108	2.95	0.35118	1.190	6						

## 18.14 REAZIONI VINCOLARI

Simbologia

Nodo = Numero del nodo

Rx = Reazione vincolare (forza) in dir. X

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

Ry = Reazione vincolare (forza) in dir. Y

Rz = Reazione vincolare (forza) in dir. Z

Mx = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse X

My = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse Y

Mz = Reazione vincolare (momento) intorno all'asse Z

Nodo	Rx <kg>	CC	Ry <kg>	CC	Rz <kg>	CC	Mx <kgm>	CC	My <kgm>	CC	Mz <kgm>	CC
1 Max	892.69	3	834.12	9	4261.21	9	602.78	8	1209.26	3	9.34	7
1 Min.	133.57	2	-163.92	8	3675.84	8	-1252.21	9	-99.82	2	-9.34	6
2 Max	846.21	3	319.16	9	6942.60	2	641.71	8	1164.40	3	9.34	7
2 Min.	-67.74	2	-210.77	8	6583.72	3	-746.74	9	-294.11	2	-9.34	6
3 Max	617.64	3	300.34	7	8056.97	3	653.63	6	943.81	3	9.34	7
3 Min.	-207.38	2	-217.38	6	7990.43	2	-734.01	7	-428.88	2	-9.34	6
4 Max	-790.83	3	892.23	7	5512.55	7	661.23	6	-415.53	3	9.34	7
4 Min.	-1424.17	2	-194.38	6	4906.78	6	-1337.46	7	-1603.22	2	-9.34	6
5 Max	892.69	5	163.92	9	4261.21	8	1252.21	8	1209.26	5	9.34	7
5 Min.	133.57	4	-834.12	8	3675.84	9	-602.78	9	-99.82	4	-9.34	6
6 Max	846.21	5	210.77	9	6942.60	4	746.74	8	1164.40	5	9.34	7
6 Min.	-67.74	4	-319.16	8	6583.72	5	-641.71	9	-294.11	4	-9.34	6
7 Max	617.64	5	217.38	7	8056.97	5	734.01	6	943.81	5	9.34	7
7 Min.	-207.38	4	-300.34	6	7990.43	4	-653.63	7	-428.88	4	-9.34	6
8 Max	-790.83	5	194.38	7	5512.55	6	1337.46	6	-415.53	5	9.34	7
8 Min.	-1424.17	4	-892.23	6	4906.78	7	-661.23	7	-1603.22	4	-9.34	6

## 18.15 SOLLECITAZIONI ASTE

Simbologia

Asta = Numero dell'asta

N1 = Nodo1

N2 = Nodo2

X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale

N = Sforzo normale

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

Ty = Taglio in dir. Y

Mz = Momento flettente intorno all'asse Z

Tz = Taglio in dir. Z

My = Momento flettente intorno all'asse Y

Mx = Momento torcente intorno all'asse X

Asta	N1	N2	X	N	CC	Ty	CC	Mz	CC	Tz	CC	My	CC	Mx	CC	
			<cm>	<kg>		<kg>		<kgm>		<kg>		<kgm>		<kgm>		
1	1	101	Max	0.00	-3675.84	8	834.12	9	602.78	8	-133.57	2	1209.26	3	9.34	6
1	1	101	Max	275.00	-3160.21	8	834.12	9	1041.63	9	-133.57	2	-467.15	2	9.34	6
1	1	101	Min.	0.00	-4261.21	9	-163.92	8	-1252.21	9	-892.69	3	-99.82	2	-9.34	7
1	1	101	Min.	275.00	-3745.58	9	-163.92	8	152.00	8	-892.69	3	-1245.64	3	-9.34	7
2	2	102	Max	0.00	-6583.72	3	319.16	9	641.71	8	67.74	2	1164.40	3	9.34	6
2	2	102	Max	275.00	-6068.10	3	319.16	9	130.94	9	67.74	2	-107.84	2	9.34	6
2	2	102	Min.	0.00	-6942.60	2	-210.77	8	-746.74	9	-846.21	3	-294.11	2	-9.34	7
2	2	102	Min.	275.00	-6426.98	2	-210.77	8	62.11	8	-846.21	3	-1162.68	3	-9.34	7
3	3	103	Max	0.00	-7990.43	2	300.34	7	653.63	6	207.38	2	943.81	3	9.34	6
3	3	103	Max	275.00	-7474.80	2	300.34	7	91.91	7	207.38	2	141.42	2	9.34	6
3	3	103	Min.	0.00	-8056.97	3	-217.38	6	-734.01	7	-617.64	3	-428.88	2	-9.34	7
3	3	103	Min.	275.00	-7541.34	3	-217.38	6	55.82	6	-617.64	3	-754.71	3	-9.34	7
4	4	104	Max	0.00	-4906.78	6	892.23	7	661.23	6	1424.17	2	-415.53	3	9.34	6
4	4	104	Max	275.00	-4391.15	6	892.23	7	1116.18	7	1424.17	2	2313.24	2	9.34	6
4	4	104	Min.	0.00	-5512.55	7	-194.38	6	-1337.46	7	790.83	3	-1603.22	2	-9.34	7
4	4	104	Min.	275.00	-4996.93	7	-194.38	6	126.70	6	790.83	3	1759.26	3	-9.34	7
5	5	105	Max	0.00	-3675.84	9	163.92	9	1252.21	8	-133.57	4	1209.26	5	9.34	6
5	5	105	Max	275.00	-3160.21	9	163.92	9	-152.00	9	-133.57	4	-467.15	4	9.34	6
5	5	105	Min.	0.00	-4261.21	8	-834.12	8	-602.78	9	-892.69	5	-99.82	4	-9.34	7
5	5	105	Min.	275.00	-3745.58	8	-834.12	8	-1041.63	8	-892.69	5	-1245.64	5	-9.34	7
6	6	106	Max	0.00	-6583.72	5	210.77	9	746.74	8	67.74	4	1164.40	5	9.34	6
6	6	106	Max	275.00	-6068.10	5	210.77	9	-62.11	9	67.74	4	-107.84	4	9.34	6
6	6	106	Min.	0.00	-6942.60	4	-319.16	8	-641.71	9	-846.21	5	-294.11	4	-9.34	7
6	6	106	Min.	275.00	-6426.98	4	-319.16	8	-130.94	8	-846.21	5	-1162.68	5	-9.34	7
7	7	107	Max	0.00	-7990.43	4	217.38	7	734.01	6	207.38	4	943.81	5	9.34	6
7	7	107	Max	275.00	-7474.80	4	217.38	7	-55.82	7	207.38	4	141.42	4	9.34	6
7	7	107	Min.	0.00	-8056.97	5	-300.34	6	-653.63	7	-617.64	5	-428.88	4	-9.34	7
7	7	107	Min.	275.00	-7541.34	5	-300.34	6	-91.91	6	-617.64	5	-754.71	5	-9.34	7
8	8	108	Max	0.00	-4906.78	7	194.38	7	1337.46	6	1424.17	4	-415.53	5	9.34	6
8	8	108	Max	275.00	-4391.15	7	194.38	7	-126.70	7	1424.17	4	2313.24	4	9.34	6
8	8	108	Min.	0.00	-5512.55	6	-892.23	6	-661.23	7	790.83	5	-1603.22	4	-9.34	7
8	8	108	Min.	275.00	-4996.93	6	-892.23	6	-1116.18	6	790.83	5	1759.26	5	-9.34	7
101	101	102	Max	30.00	0.00	1	0.00	9	0.00	9	2038.73	3	16.43	2	203.86	7
101	101	102	Max	115.08								633.73	2			
101	101	102	Max	277.50	0.00	1	0.00	9	0.00	9	-2200.95	3	-933.15	3	203.86	7
101	101	102	Min.	30.00	0.00	1	0.00	8	0.00	8	1454.26	2	-732.40	3	17.48	6
101	101	102	Min.	149.11								480.79	3			
101	101	102	Min.	277.50	0.00	1	0.00	8	0.00	8	-2785.41	2	-1630.87	2	17.48	6
101	102	103	Max	15.00	0.00	1	0.00	6	0.00	8	3315.75	3	-1679.45	2	18.17	7
101	102	103	Max	208.64								1111.19	3			
101	102	103	Max	397.50	0.00	1	0.00	6	0.00	6	-3236.48	3	-1946.25	3	18.17	7
101	102	103	Min.	15.00	0.00	1	0.00	7	0.00	9	3090.17	2	-2097.85	3	-11.56	6
101	102	103	Min.	201.47								1105.58	9			
101	102	103	Min.	397.50	0.00	1	0.00	7	0.00	7	-3462.06	2	-2390.68	2	-11.56	6
101	103	104	Max	15.00	0.00	1	0.00	1	0.00	5	3753.47	3	-2207.90	2	-14.61	8
101	103	104	Max	233.97								1365.29	3			
101	103	104	Max	400.00	0.00	1	0.00	1	0.00	5	-2841.58	3	-991.57	3	-14.61	8
101	103	104	Min.	15.00	0.00	1	0.00	1	0.00	4	3461.35	2	-2746.94	3	-143.10	9
101	103	104	Min.	217.13								1289.16	2			
101	103	104	Min.	400.00	0.00	1	0.00	1	0.00	4	-3133.70	2	-1577.18	2	-143.10	9

102 105 106 Max	30.00	0.00	1	0.00	9	0.00	9	2038.73	5	16.43	4	-17.48	7
102 105 106 Max	115.08									633.73	4		
102 105 106 Max	277.50	0.00	1	0.00	9	0.00	9	-2200.95	5	-933.15	5	-17.48	7
102 105 106 Min.	30.00	0.00	1	0.00	8	0.00	8	1454.26	4	-732.40	5	-203.86	6
102 105 106 Min.	149.11									480.79	5		
102 105 106 Min.	277.50	0.00	1	0.00	8	0.00	8	-2785.41	4	-1630.87	4	-203.86	6
102 106 107 Max	15.00	0.00	1	0.00	6	0.00	8	3315.75	5	-1679.45	4	11.56	7
102 106 107 Max	208.64									1111.19	5		
102 106 107 Max	397.50	0.00	1	0.00	6	0.00	6	-3236.48	5	-1946.25	5	11.56	7
102 106 107 Min.	15.00	0.00	1	0.00	7	0.00	9	3090.17	4	-2097.85	5	-18.17	6
102 106 107 Min.	201.47									1105.58	8		
102 106 107 Min.	397.50	0.00	1	0.00	7	0.00	7	-3462.06	4	-2390.68	4	-18.17	6
102 107 108 Max	15.00	0.00	1	0.00	1	0.00	5	3753.47	5	-2207.90	4	143.10	8
102 107 108 Max	233.97									1365.29	5		
102 107 108 Max	400.00	0.00	1	0.00	1	0.00	5	-2841.58	5	-991.57	5	143.10	8
102 107 108 Min.	15.00	0.00	1	0.00	1	0.00	4	3461.35	4	-2746.94	5	14.61	9
102 107 108 Min.	217.13									1289.16	4		
102 107 108 Min.	400.00	0.00	1	0.00	1	0.00	4	-3133.70	4	-1577.18	4	14.61	9
103 101 105 Max	25.00	0.00	1	0.00	7	0.00	5	1317.91	9	52.81	8	4.85	7
103 101 105 Max	155.66									520.28	8		
103 101 105 Max	395.00	0.00	1	0.00	7	0.00	5	-717.09	9	52.81	9	4.85	7
103 101 105 Min.	25.00	0.00	1	0.00	6	0.00	4	717.09	8	-1058.70	9	-4.85	6
103 101 105 Min.	210.00									438.24	1		
103 101 105 Min.	395.00	0.00	1	0.00	6	0.00	4	-1317.91	8	-1058.70	8	-4.85	6
104 104 108 Max	25.00	0.00	1	0.00	7	0.00	5	1331.00	7	81.46	6	5.53	7
104 104 108 Max	153.34									532.02	6		
104 104 108 Max	395.00	0.00	1	0.00	7	0.00	5	-704.00	7	81.46	7	5.53	7
104 104 108 Min.	25.00	0.00	1	0.00	6	0.00	4	704.00	6	-1078.50	7	-5.53	6
104 104 108 Min.	210.00									442.67	1		
104 104 108 Min.	395.00	0.00	1	0.00	6	0.00	4	-1331.00	6	-1078.50	6	-5.53	6

## 18.16 ARMATURE TRAVI

### Simbologia

Xg	=	Coordinata progressiva (dal primo nodo) in cui viene effettuato il progetto/verifica
CC	=	Combinazione delle condizioni di carico elementari
c	=	momento fittizio in campata
a	=	momento fittizio agli appoggi
A	=	taglio da classe A
TA	=	momento traslato per taglio da classe A
T	=	momento traslato per taglio
e	=	eccentricità aggiuntiva in caso di compressione o pressoflessione
In	=	Codice identificativo della travata facente parte dell'involuppo
El	=	Elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste)
AfT S	=	Area di ferro teorica totale strettamente necessaria nel punto di verifica, superiore
AfT I	=	Area di ferro teorica totale strettamente necessaria nel punto di verifica, inferiore
AfE S	=	Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore
AfE I	=	Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore
CS	=	Componente di Sollecitazione per cui si riportano le aree di ferro parziali
Val.	=	Valore della sollecitazione indicata
AfTP S	=	Area di ferro teorica parziale strettamente necessaria nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, superiore
AfTP I	=	Area di ferro teorica parziale strettamente necessaria nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, inferiore
AfEP S	=	Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, superiore
AfEP I	=	Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, inferiore
$\sigma_f$ sup	=	Tensione nel ferro - superiore
$\sigma_f$ inf	=	Tensione nel ferro - inferiore
$\sigma_c$	=	Tensione nel calcestruzzo
X0	=	Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) dell'inizio del tratto di progettazione
X1	=	Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) della fine del tratto di progettazione
AfT St.	=	Area di ferro teorica della staffatura (d'anima per travi a T o L)
Staff.	=	Staffatura adottata
AfE St.	=	Area di ferro effettiva della staffatura (d'anima per travi a T o L)

Sc.Ass. = Scorrimento complessivo assorbito dall'armatura

$\tau_{Tz}$  =  $\tau$  massima per solo taglio

Sc.Ag. = Scorrimento agente complessivo

Travata n. 101 (a) Nodi: 101 102 103 104

102 (b) Nodi: 105 106 107 108

Ferri longitudinali - Verifiche armatura esistente

Xg	CC	In	El	AfT	S	AfT	I	AfE	S	AfE	I	CS	Val.	AfTP	S	AfTP	I	AfEP	S	AfEP	I	$\sigma_f$ sup	$\sigma_f$ inf	$\sigma_c$
<m>				<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>			<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>	
0.30	1a	a	1	1.91	0.00	4.62	4.62	My	-749.51	1.91	0.00	4.62	4.62	1131.74	-212.04	38.26								
1.15	2	a	1	0.00	1.77	4.62	4.62	My	697.10	0.00	1.77	4.62	4.62	-197.18	1053.28	35.59								
1.15	2	a	1	0.00	1.77	4.62	4.62	Tz	-3.12	0.00	0.00	0.00	0.00		997.47									
2.77	2	a	1	4.31	1.07	7.16	7.16	My	-1630.87	4.31	0.00	7.16	0.00	1611.15	0.00	81.22								
2.77	2	a	1	4.31	1.07	7.16	7.16	Tz	-2785.41	0.00	1.07	0.00	7.16		388.87									
3.08	3	a	2	5.71	5.25	7.16	7.16	My	-2097.85	5.71	5.25	7.16	6.79	2088.93	-583.03	86.83								
3.08	3	a	2	5.71	5.25	7.16	7.16	Tz	3315.75	0.00	1.28	0.00	1.65		2012.14									
4.99	1c	a	2	0.00	3.65	4.62	4.62	My	1392.35	0.00	3.65	4.62	4.62	-393.90	2102.40	71.07								
6.90	2	a	2	7.25	7.25	11.50	11.50	My	-2390.68	7.25	7.25	11.50	10.84	1516.80	-590.92	77.23								
6.90	2	a	2	7.25	7.25	11.50	11.50	Tz	-3462.06	0.00	1.33	0.00	1.99		1739.87									
7.20	3	a	3	9.45	9.45	11.50	11.50	My	-2746.94	9.45	9.45	11.50	11.23	1743.10	-670.38	88.01								
7.20	3	a	3	9.45	9.45	11.50	11.50	Tz	3753.47	0.00	1.44	0.00	1.72		2187.96									
9.39	3	a	3	0.00	3.96	4.62	4.62	My	1501.82	0.00	3.95	4.62	4.62	-424.84	2268.23	76.66								
9.39	3	a	3	0.00	3.96	4.62	4.62	Tz	2.53	0.00	0.00	0.00	0.00		2226.70									
11.05	1a	a	3	4.86	1.65	6.16	4.62	My	-1813.64	4.86	1.65	6.16	4.62	2080.68	-542.62	83.26								

Staffe, sagomati e ferri di parete - Verifiche armatura esistente

X0	X1	In	AfT	St.	Staff.	AfE	St.	Sc.Ass.	CC	$\tau_{Tz}$	Sc.Ag.
<m>	<m>		<cmq/m>		<cmq/m>	<kg>		<kg/cmq>	<kg>		
0.30	0.47	a	0.00	ø8/10	2 br.	10.05	---	3	3.40	Min.	reg
0.47	2.61	a	0.00	ø8/10	2 br.	10.05	---	2	4.18	Min.	reg
2.61	2.77	a	0.00	ø8/10	2 br.	10.05	---	2	4.66	Min.	reg
3.08	3.24	a	0.00	ø8/10	2 br.	10.05	---	3	5.55	Min.	reg
3.24	6.74	a	0.00	ø8/10	2 br.	10.05	---	2	5.32	Min.	reg
6.74	6.90	a	0.00	ø8/10	2 br.	10.05	---	2	5.80	Min.	reg
7.20	7.28	a	7.23	ø8/10	2 br.	10.05	2156.41	3	6.29	1550.01	
7.28	7.37	a	6.95	ø8/10	2 br.	10.05	2156.41	3	6.05	1490.53	
7.37	10.89	a	0.00	ø8/10	2 br.	10.05	---	3	5.81	Min.	reg
10.89	10.97	a	0.00	ø8/10	2 br.	10.05	---	2	5.01	Min.	reg
10.97	11.05	a	0.00	ø8/10	2 br.	10.05	---	2	5.25	Min.	reg

Travata n. 103 (a) Nodi: 101 105

104 (b) Nodi: 104 108

Ferri longitudinali - Verifiche armatura esistente

Xg	CC	In	El	AfT	S	AfT	I	AfE	S	AfE	I	CS	Val.	AfTP	S	AfTP	I	AfEP	S	AfEP	I	$\sigma_f$ sup	$\sigma_f$ inf	$\sigma_c$
<m>				<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>			<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>	<kg/cmq>	
0.25	7	b	1	2.83	0.51	4.62	4.62	My	-1078.50	2.83	0.00	4.62	0.00	1637.70	0.00	75.03								
0.25	7	b	1	2.83	0.51	4.62	4.62	Tz	1331.00	0.00	0.51	0.00	4.62		288.21									
2.64	7	b	1	0.00	1.50	4.62	4.62	My	585.01	0.00	1.49	4.62	4.60	-218.14	900.13	34.61								
2.64	7	b	1	0.00	1.50	4.62	4.62	Tz	14.61	0.00	0.01	0.00	0.02		843.81									
3.95	6	b	1	2.83	0.51	4.62	4.62	My	-1078.50	2.83	0.00	4.62	0.00	1637.70	0.00	75.03								
3.95	6	b	1	2.83	0.51	4.62	4.62	Tz	-1331.00	0.00	0.51	0.00	4.62		288.21									

Staffe, sagomati e ferri di parete - Verifiche armatura esistente

X0	X1	In	AfT	St.	Staff.	AfE	St.	Sc.Ass.	CC	$\tau_{Tz}$	Sc.Ag.
<m>	<m>		<cmq/m>		<cmq/m>	<kg>		<kg/cmq>	<kg>		

```

-----
0.25 0.41 b    0.00 ø8/10 2 br.  10.05  ---  7    2.98 Min. reg
0.41 3.79 b    0.00 ø8/10 2 br.  10.05  ---  6    2.77 Min. reg
3.79 3.95 b    0.00 ø8/10 2 br.  10.05  ---  6    2.98 Min. reg
    
```

## 18.17 ARMATURE PILASTRI

### FERRI LONGITUDINALI

Zg = quota progressiva globale in cui viene effettuato il progetto/verifica (m)  
 El = elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste costituenti il pilastro)  
 Zl = quota progressiva locale (dal nodo iniziale dell'asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (m)  
 Sez = numero della sezione dell'asta interessata dal progetto/verifica  
 AfTeo = area di ferro teorica nelle due direzioni d'inflexione (complessiva, cioè somma dell'area teorica su ognuno dei due lati)  
 AfEff = area di ferro effettiva totale presente nel punto di progetto/verifica (cmq)  
 CC = numero della combinazione delle CCE per cui viene effettuato il progetto/verifica  
 P.no = piano in cui viene progettata l'area di ferro teorica  
     XY : progetto/verifica nel piano individuato dagli assi locali XY (momento flettente MZ - taglio TY)  
     XZ : progetto/verifica nel piano individuato dagli assi locali XZ (momento flettente MY - taglio TZ)  
 M,My,Mz = momento di verifica (Kgm)  
 N = sforzo normale di verifica (kg)  
 σf = tensione massima o minima nell'acciaio (negativa se di compressione) (kg/cmq)  
 σc = tensione massima nel calcestruzzo (negativa se di compressione) (kg/cmq)

### VERIFICHE DI STABILITA`

Z0,Z1 = quote progressive globali iniziali e finali del tratto di pilastro nel quale sono state effettuate le verifiche di stabilità (m)  
 Sn.y,Sn.z = snellezze nei piani di inflessione XZ o XY  
 Om.y,Om.z = coefficienti omega nei piani di inflessione XZ o XY  
 Neul.y,Neul.z = sforzi normali euleriani nei piani di inflessione XZ o XY (kg)  
 Z = quota progressiva globale in cui sono stati valutati i coefficienti c (vedi normativa)  
 CC = numero della combinazione delle CCE per cui sono stati valutati i coefficienti c  
 cy,cz = coefficienti c nei piani di inflessione XZ o XY

### STAFFE

Z0,Z1 = quote progressive globali iniziali e finali del tratto di pilastro nel quale è stata effettuata la progettazione a taglio (m)  
 Lung. = lunghezza del tratto di pilastro (m)  
 Staff. = staffatura adottata (il passo è sempre espresso in cm)  
 AfEff = area di ferro effettiva della staffatura (cmq/m)  
 AfTeo y,AfTeo z = aree di ferro teoriche delle staffature nei piani XZ o XY  
 CC = numero della combinazione delle CCE per cui viene effettuato il progetto/verifica  
 Scorrin. = sforzo di scorrimento (kg), distinto in:  
     y,z : piani XZ o XY (per pilastri circolari viene riportata la sola componente y, che rappresenta lo scorrimento massimo)  
     agente : scorrimento agente  
     assorbito : scorrimento complessivo assorbito dall'armatura presente  
 CC = numero della combinazione delle CCE per cui viene valutato il valore di τ  
 τ = τ massima nella sezione nella direzione dell'asse di flessione

Pilastrata 1-2-3-4-5-6-7-8 Nodi : 1 101

### Ferri longitudinali - Verifica armatura esistente

Zg	El	Zl	Sez	AfEff	CC	My	Mz	N	σf	σc
0.00	1	0.00	2	6.16	6/ 8	0.00	1337.46	-5512.55	1424.8	-63.3
					8/ 5	0.00	1252.21	-4261.21	1464.2	-59.2
0.00	1	0.00	2	6.16	6/ 8	0.00	1337.46	-5512.55	1424.8	-63.3
					8/ 5	0.00	1252.21	-4261.21	1464.2	-59.2
2.75	1	2.75	2	6.16	4/ 8	2313.24	0.00	-4823.55	2422.5	-85.7

### Staffe - Verifica armatura esistente

Z0	Z1	Lung.	Staff.	AfEff	AfTeo y	AfTeo z	Scorrin. y	Scorrin. z	Scorrin. y	Scorrin. z
				cmq/m	cmq/m	cmq/m	agente	CC	agente	assorbito
0.00	2.75	2.75	ø 8/20	5.03	-----	-----	-----	-----	-----	Min. Reg. Min. Reg.

Tensioni tangenziali					
Zg	El	Zl	CC		$\tau$
0.00	1	0.00	2/ 3		2.6
2.75	1	2.75	2/ 3		2.5

## 18.18 Calcolo fondazioni

Data la scarsa consistenza del terreno, la presenza di falda praticamente a p.c. e gli scavi necessari per la realizzazione della stazione di sollevamento, si prevede la fondazione su micropali. Oltre un palo posizionato sotto ciascun pilastro sono previsti altri micropali come da elaborati esecutivi per sostenere la soletta a piano terra.

### 18.18.1 Analisi dei carichi

Reazione vincolare max pilastri (8 pil.) 8060x8 =	64480 Kg
Peso soletta: (11.6x4.55x0.2x2500) =	26390 Kg
Cordolo estradosso: (0.25x0.7x2500x(11.6x2+4.55x2)) =	14140 Kg
Cordolo micropali: (0.6x.3x2500x(11.6x2+4.55x2+3.6x2)) =	17780 Kg
Solaio a cupolini e finitura: 11.6x4.55x500 =	26390 Kg
Carico accidentale: 11.6x4.55x400 =	21120 Kg
<b>Totale:</b>	<b>170300 Kg</b>

### 18.18.2 Sollecitazioni micropalo

I cordoli distribuiscono i carichi ai micropali in modo uniforme, i micropali sono 24 per cui si ha sul singolo micropalo:

$$N_{micropalo} = \frac{170300}{24} = 7100 \text{ Kg}$$

### 18.18.3 Verifica della capacità portante del micropalo

Per il calcolo della portata utile del singolo micropali si utilizza un foglio di calcolo elettronico che applica le comuni formule della geotecnica per il calcolo della capacità portante.

I parametri geotecnici utilizzati per il calcolo sono estrapolati dalla relazione geologica-tecnica.

#### 18.18.3.1 Portata limite di base

La portata limite di base è stata calcolata con la seguente formula:

$$Q_p = A_p \times 9 \times c_u + N_q \times A_p \times \sigma'_v$$

dove:

$A_p$  = Area della base del palo

$N_q$  = Fattore di capacità portante

$C_u$  = Coesione non drenata

$\sigma'_v$  = Tensione verticale efficace

### 18.18.3.2 *Portata limite laterale*

$$Q_s = A_s \cdot (\alpha \cdot C_u + \sigma_v \cdot K \cdot \text{tg } \varphi')$$

dove:

$\alpha$  = coefficiente funzione della resistenza a taglio non drenata

$$K = (1 - \text{sen } \varphi') \cdot \text{RADQ}(\text{OCR})$$

$\varphi'$  = angolo d'attrito del terreno

$\sigma_v$  = pressione verticale efficace media

$A_s$  = area della superficie laterale del palo

### 18.18.3.3 *Portata limite totale*

In condizioni di equilibrio limite si ha:

$$Q_{\text{Tul}} = Q_p + Q_s - P_p$$

Dove:

$Q_{\text{Tul}}$  = capacità portante limite totale del palo

$Q_p$  = portata limite di base

$Q_s$  = portata limite laterale

$P_p$  = peso proprio

### 18.18.3.4 *Portata ammissibile*

La portata ammissibile si ottiene applicando un coefficiente di sicurezza pari a 2.5:

$$Q_{\text{adm}} = Q_{\text{Tul}}/2.5$$

**Diam. = 24 [cm]**

A punta= 0.0452 [mq]

A laterale= 0.754 [mq/m]

**L= 12 [m]**

V<sub>cls</sub>= 0.54 [mc]

N<sub>c</sub>= 9

N<sub>q</sub>= 12

Strato N°	Quota iniz. [m]	Quota fin. [m]	Potenza [m]	$\gamma$ [Kg/mc]	Cu [Kg/cmq]	OCR [-]	$\alpha$ [-]	$\phi$ [°]	$\delta$ [°]	K [-]	$\sigma_{media}$ [Kg/mq]
1	0.00	1.00	1.00	1000	-	-	-	-	-	-	500
2	1.00	3.50	2.50	900	0.1	1	0.90	30	22.5	0.500	2125
3	3.50	5.50	2.00	900	0.2	1	0.90	31	23.3	0.485	4150
4	5.50	8.50	3.00	500	0	1	0.80	28	21.0	0.531	5800
5	8.50	9.50	1.00	700	0.15	1	0.80	0	0.0	1.000	6900
6	9.50	12.00	2.50	1000	0	1	0.70	31	23.3	0.485	8500

#### PORTATA LATERALE

	Parte Coesiva		Parte Attritiva		Totale
Strato N°2	Q <sub>l2</sub> =	1696 [Kg]		1156 [Kg]	2853
Strato N°3	Q <sub>l3</sub> =	2714 [Kg]		1824 [Kg]	4538
Strato N°4	Q <sub>l4</sub> =	0 [Kg]		3701 [Kg]	3701
Strato N°5	Q <sub>l5</sub> =	905 [Kg]		0 [Kg]	905
Strato N°6	Q <sub>l6</sub> =	0 [Kg]		4669 [Kg]	4669
	<b>Totale Q<sub>l</sub></b>	<b>5316 [Kg]</b>		<b>11349 [Kg]</b>	<b>16665</b>

#### PORTATA DI PUNTA

Q<sub>p</sub>= 0 [Kg]      5293 [Kg]      5293

#### PORTATA TOTALE

Q= 5316 [Kg]      16642 [Kg]

**Q<sub>lim TOT</sub>= 20601 [Kg]**

**Q<sub>amm TOT</sub>= 8240 [Kg]**

#### 18.18.4 Verifica del micropalo

Su ogni micropalo agisce un carico verticale pari a  $Q = 7100kg$

Il profilo metallico utilizzato è un tubolare  $\Phi 178$  mm di spessore 10mm, per cui la verifica è:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{7100}{52.7} = 135kg/cmq$$

**18.18.5 Verifica cordolo di collegamento**

Ipotizzando, a vantaggio di sicurezza, che tutto il carico delle fondazioni esistenti si trasferisce ai micropali tramite il cordolo se ne effettua il calcolo considerando uno schema a doppio appoggio con luce netta massima pari a  $l = 2.3$  metri. Si considera il carico lineare delle strutture sovrastanti (esclusi i pilastri che si equilibrano con il palo sotto di essi):

Carico totale escluso pilastri: 106000 Kg.

Sviluppo cordoli: 39 m

Carico lineare:

$$q = \frac{106000}{39} = 2800 \text{ Kg / m}$$

**18.18.5.1 Sollecitazioni e verifiche:**

Sollecitazioni:

$$M = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{2800 \times 2.3^2}{8} = 1860 \text{ Kgm} \quad \text{Momento massimo}$$

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{2800 \times 2.3}{2} = 3220 \text{ Kg} \quad \text{Taglio massimo}$$

**18.18.5.2 Verifica:**

La sezione in c.a. è 60x50, si utilizzano 3  $\Phi 14$  superiormente e 3  $\Phi 14$  inferiormente, staffe  $\Phi 8$  passo 20.

$\sigma_c = 17 \text{ Kg/cm}^2$  Tensione normale massima calcestruzzo

$\sigma_s = 997 \text{ Kg/cm}^2$  Tensione normale massima acciaio teso

$\tau_c = 1.4 \text{ Kg/cm}^2$  Tensione tangenziale massima cls (armatura a taglio minimo regolamento)



INDICE

<b>1</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>METODO DI VERIFICA E MATERIALI UTILIZZATI .....</b>	<b>3</b>
2.1	CALCESTRUZZO .....	3
2.2	ACCIAIO .....	3
<b>3</b>	<b>NOTE INTRODUTTIVE.....</b>	<b>4</b>
3.1	SOLETTA.....	5
3.1.1	<i>Analisi dei carichi</i> .....	5
3.1.2	<i>Schema Statico</i> .....	5
3.1.3	<i>Dati di calcolo</i> .....	5
3.1.4	<i>Sollecitazioni</i> .....	5
3.1.5	<i>Verifiche</i> .....	5
3.2	PARETI LATERALI .....	6
3.2.1	<i>Considerazioni iniziali</i> .....	6
3.2.2	<i>Schema Statico</i> .....	6
3.2.3	<i>Dati di calcolo</i> .....	6
3.2.4	<i>Sollecitazioni</i> .....	6
3.2.5	<i>Verifiche</i> .....	7
3.3	PLATEA DI FONDAZIONE .....	7
3.3.1	<i>Considerazioni iniziali</i> .....	7
3.3.2	<i>Analisi dei carichi</i> .....	7
3.3.3	<i>Schema Statico</i> .....	7
3.3.4	<i>Dati di calcolo</i> .....	7
3.3.5	<i>Sollecitazioni</i> .....	8
3.3.6	<i>Verifiche</i> .....	8
3.4	PARETE DIVISORIA TRA I DUE LOCALI DELLA VASCA .....	8
3.4.1	<i>Considerazioni iniziali</i> .....	8
3.4.2	<i>Schema Statico</i> .....	8
3.4.3	<i>Dati di calcolo</i> .....	8
3.4.4	<i>Sollecitazioni</i> .....	9
3.4.4.1	<i>Verifiche</i> .....	9
3.5	PARETI LATERALI CANALE E POZZETTO DI SFIORO.....	9
3.5.1	<i>Considerazioni iniziali</i> .....	9
3.5.2	<i>Schema Statico</i> .....	9
3.5.3	<i>Dati di calcolo</i> .....	10
3.5.4	<i>Sollecitazioni</i> .....	10
3.5.5	<i>Verifiche</i> .....	10
3.6	PLATEA DI FONDAZIONE CANALE E POZZETTO DI SFIORO.....	10
3.6.1	<i>Considerazioni iniziali</i> .....	10

3.6.2	Analisi dei carichi .....	10
3.6.3	Schema Statico .....	11
3.6.4	Dati di calcolo.....	11
3.6.5	Sollecitazioni.....	11
3.6.6	Verifiche.....	11
3.7	VERIFICA A GALLEGGIAMENTO .....	11
3.8	CALCOLO DELLA PRESSIONE SUL TERRENO .....	12
<b>4</b>	<b>LOCALI FUORITERRA.....</b>	<b>13</b>
4.1	SISTEMI DI RIFERIMENTO .....	16
4.2	ELENCO VINCOLI NODI.....	16
4.3	ELENCO NODI.....	17
4.4	ELENCO MATERIALI.....	17
4.5	ELENCO SEZIONI ASTE.....	17
4.6	ELENCO VINCOLI ASTE.....	18
4.7	ELENCO ASTE.....	19
4.8	ELENCO TIPI SOLAI .....	19
4.9	ELENCO SOLAI .....	19
4.10	CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI .....	20
4.11	ELENCO CARICHI ASTE.....	20
	4.11.1 CONDIZIONE DI CARICO 1: $pp+q_{per}$ .....	20
	4.11.2 CONDIZIONE DI CARICO 2: $q_{acc}$ .....	21
4.12	PARAMETRI DI CALCOLO.....	21
4.13	SPOSTAMENTI RELATIVI MASSIMI ALLE TA: .....	23
4.14	REAZIONI VINCOLARI.....	23
4.15	SOLLECITAZIONI ASTE.....	24
4.16	ARMATURE TRAVI.....	25
4.17	ARMATURE PILASTRI.....	27

# **RELAZIONE DI CALCOLO**

## **CAMERETTE GETTATE IN OPERA**

Il tecnico

## 19 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le normative di riferimento sono le seguenti:

**[1] Legge 5 Novembre 1971 n° 1086**

“Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale ed a struttura metallica”.

**[2] D.M. Min. LL.PP. 9 Gennaio 1996**

“Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.

**[3] Circolare Min. LL.PP. 15 Ottobre 1996 n. 252 AA.GG./S.T.C.**

Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M. 9 gennaio 1996.

**[4] D.M. Min. LL.PP. 16 Gennaio 1996**

“Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.

**[5] Circolare Min. LL.PP. 4 Luglio 1996 n. 156 AA.GG./S.T.C.**

Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al D.M. 16 gennaio 1996.

**[8] Legge 2 Febbraio 1974 n° 64**

“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”

**[9] D.M. Min.LL.PP. 24 Gennaio 1986**

“Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche”

## 20 METODO DI VERIFICA E MATERIALI UTILIZZATI

Il metodo di verifica adottato per le fondazioni è quello delle “**tensioni ammissibili**”.

I materiali utilizzati nell'intervento sono i seguenti:

### 20.1 Calcestruzzo

Calcestruzzo di classe  $R_{ck} \geq 350 \text{ kg / cm}^2$  (impiegato per tutte le strutture gettate in opera):

$$\sigma_c = 110.0 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\sigma_c' = 0.7 \times \sigma_c = 77.0 \text{ kg / cm}^2$$

$$\tau_0 = 6.67 \text{ kg / cm}^2$$

$$\tau_1 = 19.71 \text{ Kg / cm}^2$$

### 20.2 Acciaio

Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata **Fe B44 k controllato**:

$$\sigma_f = 2600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y / f_{yk} \leq 1.35 \text{ e } (f_t / f_y)_{\text{medio}} \geq 1.13$$

I simboli adottati hanno il seguente significato:

- $f_y$  è il singolo valore della tensione di snervamento rilevato sperimentalmente;
- $f_{yk}$  è il valore nominale di riferimento della tensione caratteristica di snervamento dei tipi di acciaio indicati nel Prospetto II - 1, e cioè
  - $f_{yk} = 3750 \text{ Kg/cm}^2$  per Fe B 38k,
  - $f_{yk} = 4300 \text{ Kg/cm}^2$  per Fe B 44k;
- $f_t$  è il singolo valore della tensione di rottura rilevato sperimentalmente.

Il copriferro utilizzato è 4 cm.

## 21 NOTE INTRODUTTIVE

La presente relazione di calcolo si riferisce alle camerette realizzate nei nodi di confluenza tra le tubazioni dell'impianto fognario.

Per le verifiche si procede accorpando le camerette in tre gruppi:

- TIPO 1 - Camerette a forma pressoché quadrata con soletta di copertura di spessore 25 cm.
- TIPO 2 - Camerette a forma pressoché quadrata con soletta di copertura di spessore 30 cm.
- TIPO 3 - Camerette a forma irregolare e con luci circa doppie rispetto alle precedenti.

## 22 Camerette tipo 1

Data la presenza di notevoli aperture su alcuni dei lati dei manufatti non consideriamo il comportamento bidimensionale della struttura.

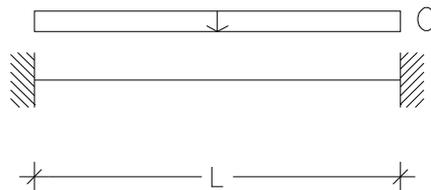
La luce massima di questo tipo di camerette è pari a 2.4 m.

### 22.1 Soletta di copertura

#### 22.1.1 Analisi dei carichi

Peso proprio soletta copertura (sp.25cm)	625 kg/mq
Carichi permanenti	250 kg/mq
Carichi accidentali (soletta carrabile)	2000 kg/mq
Totale	<u>q = 2875 kg/mq</u>

#### 22.1.2 Schema Statico



#### 22.1.3 Dati di calcolo

$L = 240 \text{ cm}$	lunghezza di calcolo
$s = 25 \text{ cm}$	spessore della soletta
$q$	carico distribuito agente nella soletta

#### 22.1.4 Sollecitazioni

I valori massimi di momento e taglio agenti sulla soletta valgono:

$$M_{MAX} = \frac{q \times L^2}{12} = 1380 \text{ kgm} \quad \text{momento massimo}$$

$$T_{MAX} = \frac{q \times L}{2} = 3450 \text{ kg} \quad \text{taglio massimo}$$

#### 22.1.5 Verifiche

La soletta, di spessore 25 cm, armata con 1+1 $\Phi$ 14/25 in entrambe le direzioni, tenendo conto del copriferro di 4 cm, ha le seguenti tensioni di verifica:

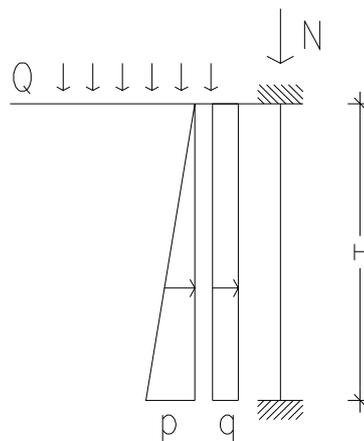
$$\sigma_C = 33 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_F = 1332 \text{ kg/cmq} \quad \tau = 1.9 \text{ kg/cmq}$$

## 22.2 Pareti laterali

### 22.2.1 Considerazioni iniziali

Le pareti del manufatto si verificano nella peggiore condizione cui possono essere soggette nel corso del tempo, cioè nella situazione in cui non c'è acqua all'interno; in questo caso, infatti, nel manufatto interrato la spinta dell'acqua non è presente a contrastare la spinta del terreno esterna.

### 22.2.2 Schema Statico



### 22.2.3 Dati di calcolo

$H=300 \text{ cm}$	altezza della parete
$s = 25 \text{ cm}$	spessore della parete
$N$	sforzo normale di calcolo, dovuto al peso proprio della soletta di copertura ed ai carichi permanenti, stimato pari a $800 \text{ kg/m}$
$p$	carico distribuito agente sulla parete, dovuto alla spinta del terreno (peso di volume del terreno $\gamma = 1800 \text{ kg/mc}$ )
$q$	carico distribuito agente sulla parete, dovuto al sovraccarico veicolare.

### 22.2.4 Sollecitazioni

La spinta del terreno si calcola in condizioni di spinta attiva, con  $K_A = 0.33$ , per cui effettuando il calcolo per unità di profondità si ha:

$$p = \gamma \times K_A \times H = 1790 \text{ kg/m}$$

Il carico dovuto alla presenza di sovraccarico sul terreno risulta:  $q = Q \times K_A = 660 \text{ kg/m}$

I valori massimi di taglio e momento agenti sul setto risultano:

$$M_{MAX} = \frac{qL^2}{12} + \frac{pL^2}{20} = 1305 \text{ kgm} \quad \text{momento massimo}$$

$$T_{MAX} = \frac{1}{2}qL + \frac{7}{20}pL = 2870 \text{ kg} \quad \text{taglio massimo}$$

### 22.2.5 Verifiche

La parete, armata allo spiccato con 1Φ12/25 lato teso e 1Φ12/25 lato compresso, tenendo conto del copriferro di 4 cm, ha le seguenti tensioni di verifica:

$$\sigma_c = 31 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_f = 1450 \text{ kg/cmq} \quad \tau = 1.5 \text{ kg/cmq}$$

### 22.3 Platea di fondazione

Le sollecitazioni, essendo una struttura scatolare, sono simili a quelle della soletta per cui, dato che utilizziamo la stessa armatura ed ha uno spessore superiore (s=35 cm), non effettuiamo verifiche.

## 23 Camerette tipo 2

Data la presenza di notevoli aperture su alcuni dei lati dei manufatti non consideriamo il comportamento bidimensionale della struttura.

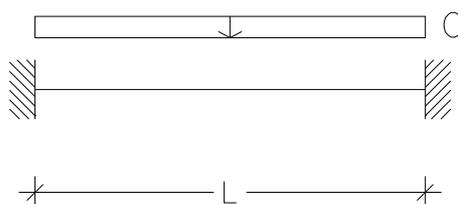
La luce massima di questo tipo di camerette è pari a 3.4 m.

### 23.1 Soletta di copertura

#### 23.1.1 Analisi dei carichi

Peso proprio soletta copertura (sp.30cm)	750 kg/mq
Carichi permanenti	250 kg/mq
Carichi accidentali (soletta carrabile)	2000 kg/mq
Totale	<u>q = 3000 kg/mq</u>

#### 23.1.2 Schema Statico



### 23.1.3 Dati di calcolo

$L = 340 \text{ cm}$	lunghezza di calcolo
$s = 30 \text{ cm}$	spessore della soletta
$q$	carico distribuito agente nella soletta

### 23.1.4 Sollecitazioni

I valori massimi di momento e taglio agenti sulla soletta valgono:

$$M_{MAX} = \frac{q \times L^2}{12} = 2890 \text{ kgm} \quad \text{momento massimo}$$

$$T_{MAX} = \frac{q \times L}{2} = 5100 \text{ kg} \quad \text{taglio massimo}$$

### 23.1.5 Verifiche

La soletta, di spessore 30 cm, armata con 1+1 $\Phi$ 14/25 in entrambe le direzioni, tenendo conto del copriferro di 4 cm, ha le seguenti tensioni di verifica:

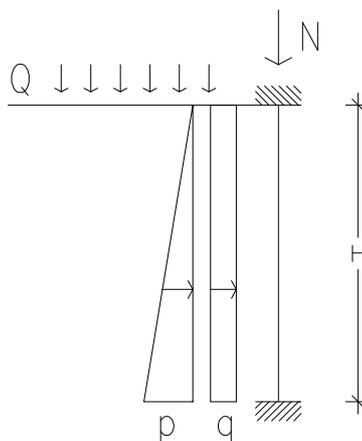
$$\sigma_C = 47 \text{ kg / cmq} \quad \sigma_F = 2176 \text{ kg / cmq} \quad \tau = 2.3 \text{ kg / cmq}$$

## 23.2 Pareti laterali

### 23.2.1 Considerazioni iniziali

Le pareti del manufatto si verificano nella peggior condizione cui possono essere soggette nel corso del tempo, cioè nella situazione in cui non c'è acqua all'interno; in questo caso, infatti, nel manufatto interrato la spinta dell'acqua non è presente a contrastare la spinta del terreno esterna.

### 23.2.2 Schema Statico



### 23.2.3 Dati di calcolo

H=350 cm	altezza della parete
s = 30 cm	spessore della parete
N	sforzo normale di calcolo, dovuto al peso proprio della soletta di copertura ed ai carichi permanenti, stimato pari a 800 kg/m
p	carico distribuito agente sulla parete, dovuto alla spinta del terreno (peso di volume del terreno $\gamma = 1800 \text{ kg/mc}$ )
q	carico distribuito agente sulla parete, dovuto al sovraccarico veicolare.

### 23.2.4 Sollecitazioni

La spinta del terreno si calcola in condizioni di spinta attiva, con  $K_A = 0.33$ , per cui effettuando il calcolo per unità di profondità si ha:

$$p = \gamma \times K_A \times H = 2080 \text{ kg/m}$$

Il carico dovuto alla presenza di sovraccarico sul terreno risulta:  $q = Q \times K_A = 660 \text{ kg/m}$

I valori massimi di taglio e momento agenti sul setto risultano:

$$M_{MAX} = \frac{qL^2}{12} + \frac{pL^2}{20} = 1950 \text{ kgm} \quad \text{momento massimo}$$

$$T_{MAX} = \frac{1}{2}qL + \frac{7}{20}pL = 3710 \text{ kg} \quad \text{taglio massimo}$$

### 23.2.5 Verifiche

La parete, armata allo spiccato con  $1\Phi 12/25$  lato teso e  $1\Phi 12/25$  lato compresso, tenendo conto del copriferro di 4 cm, ha le seguenti tensioni di verifica:

$$\sigma_c = 33 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_F = 1782 \text{ kg/cmq} \quad \tau = 1.8 \text{ kg/cmq}$$

### 23.3 Platea di fondazione

Le sollecitazioni, essendo una struttura scatolare, sono simili a quelle della soletta per cui, dato che utilizziamo la stessa armatura ed ha uno spessore superiore (s=35 cm), non effettuiamo verifiche.

## 24 Camerette tipo 3

Data la presenza di notevoli aperture su alcuni dei lati dei manufatti non consideriamo il comportamento bidimensionale della struttura.

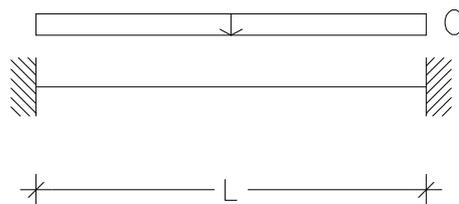
La luce massima di questo tipo di camerette è pari a 4.0 m.

### 24.1 Soletta di copertura

#### 24.1.1 Analisi dei carichi

Peso proprio soletta copertura (sp.30cm)	750 kg/mq
Carichi permanenti	250 kg/mq
Carichi accidentali (soletta carrabile)	2000 kg/mq
Totale	<u>q = 3000 kg/mq</u>

#### 24.1.2 Schema Statico



#### 24.1.3 Dati di calcolo

$L = 400 \text{ cm}$	lunghezza di calcolo
$s = 30 \text{ cm}$	spessore della soletta
$q$	carico distribuito agente nella soletta

#### 24.1.4 Sollecitazioni

I valori massimi di momento e taglio agenti sulla soletta valgono:

$$M_{MAX} = \frac{q \times L^2}{12} = 4000 \text{ kgm} \quad \text{momento massimo}$$

$$T_{MAX} = \frac{q \times L}{2} = 6000 \text{ kg} \quad \text{taglio massimo}$$

#### 24.1.5 Verifiche

La soletta, di spessore 30 cm, armata con 1+1 $\Phi$ 18/25 in entrambe le direzioni, tenendo conto del copriferro di 4 cm, ha le seguenti tensioni di verifica:

$$\sigma_c = 53 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_F = 1871 \text{ kg/cmq} \quad \tau = 2.57 \text{ kg/cmq}$$

## 24.2 Pareti laterali

Le pareti sono simili a quelle esaminate per le camerette tipo 2 quindi non si procede a verifiche.

## 24.3 Platea di fondazione

Le sollecitazioni, essendo una struttura scatolare, sono simili a quelle della soletta per cui, dato che utilizziamo la stessa armatura ed ha uno spessore superiore ( $s=35$  cm), non effettuiamo verifiche.

# 25 Elementi di dettaglio

## 25.1 Elementi d'angolo

In alcune camerette, quando vi si inseriscono due scatolari disposti ortogonalmente tra di loro, si vengono a formare negli spigoli dei veri e propri pilastri. Si procede alla verifica del pilastro presente sulle camerette tipo 3 in quanto sulle altre tipologie i pilastri risultano molto meno sollecitati.

### 25.1.1 Analisi dei carichi e sollecitazioni

S'ipotizza che sul pilastro vada un carico portato dalla soletta per un'area d'influenza di circa 4.8 mq ed il momento relativo ad una striscia di circa 1.9 m. Si considera una luce di soletta media, ovvero 4.2m. Si esaminano due casi di carico:

1. Presenza di carico accidentale in soletta
2. Assenza di carico accidentale in soletta

$$N = \begin{cases} 3000 \times 4.8 = 14400 \text{ Kg} \\ 1000 \times 4.8 = 4800 \text{ Kg} \end{cases}$$

$$M = \begin{cases} 1.9 \times \frac{1}{12} \times 3000 \times 4.2^2 = 8380 \text{ Kgm} \\ 1.90 \times \frac{1}{12} \times 1000 \times 4.2^2 = 2800 \text{ Kgm} \end{cases}$$

### 25.1.2 Verifiche

Si considera una sezione 75x30 armata con 6+6Φ22, tenendo conto del copriferro di 4 cm, ha le seguenti tensioni di verifica:

$$1. \quad \sigma_c = 92 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_F = 1570 \text{ kg/cmq}$$

$$2. \quad \sigma_C = 31 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_F = 525 \text{ kg/cmq}$$

## 25.2 Forometrie scatolari

Per il collegamento delle tubazioni è necessario predisporre nei manufatti delle forometrie. Se ne effettua il calcolo dell'architratatura.

### 25.2.1 Analisi dei carichi e sollecitazioni

Per il calcolo si assume che siano presenti nelle camerette più grandi, ovvero luce massima 4.5m. si procede all'esame di due casi:

1. Luce massima dell'architrave con altezza relativa della sezione resistente.
2. Altezza minima della sezione resistente con luce relativa.

Si considera uno schema a doppio incastro, il carico è quello della soletta, pari a 3000

$$\text{Kg/mq, per cui sull'architrave grava un carico lineare di } q = \frac{3000 \times 4.5}{2} = 6750 \text{ Kg/m}$$

Caso 1

Luce 2.90m sezione 25x113

$$M = \frac{6750 \times 2.9^2}{12} = 4740 \text{ Kgm}$$

$$T = \frac{6750 \times 2.9}{2} = 9790 \text{ Kg}$$

Caso 2

Luce 1.60m sezione 25x61

$$M = \frac{6750 \times 1.6^2}{12} = 1440 \text{ Kgm}$$

$$T = \frac{6750 \times 1.6}{2} = 5400 \text{ Kg}$$

### 25.2.2 Verifiche

Si considera la sezione armata con 2+2Φ18, tenendo conto del copriferro di 4 cm, ha le seguenti tensioni di verifica:

$$1. \quad \sigma_C = 16 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_F = 935 \text{ kg/cmq} \quad \tau = 4.2 \text{ kg/cmq}$$

$$2. \quad \sigma_C = 14 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_F = 572 \text{ kg/cmq} \quad \tau = 4.3 \text{ kg/cmq}$$

Come armatura a taglio si dispone un minimo come da regolamento essendo la  $\tau$  inferiore e  $\tau_{c0}$ .



INDICE

<b>1</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>METODO DI VERIFICA E MATERIALI UTILIZZATI .....</b>	<b>3</b>
2.1	CALCESTRUZZO .....	3
2.2	ACCIAIO .....	3
<b>3</b>	<b>NOTE INTRODUTTIVE.....</b>	<b>4</b>
<b>4</b>	<b>CAMERETTE TIPO 1.....</b>	<b>5</b>
4.1	SOLETTA DI COPERTURA.....	5
4.1.1	<i>Analisi dei carichi</i> .....	5
4.1.2	<i>Schema Statico</i> .....	5
4.1.3	<i>Dati di calcolo</i> .....	5
4.1.4	<i>Sollecitazioni</i> .....	5
4.1.5	<i>Verifiche</i> .....	5
4.2	PARETI LATERALI .....	6
4.2.1	<i>Considerazioni iniziali</i> .....	6
4.2.2	<i>Schema Statico</i> .....	6
4.2.3	<i>Dati di calcolo</i> .....	6
4.2.4	<i>Sollecitazioni</i> .....	6
4.2.5	<i>Verifiche</i> .....	7
4.3	PLATEA DI FONDAZIONE .....	7
<b>5</b>	<b>CAMERETTE TIPO 2.....</b>	<b>7</b>
5.1	SOLETTA DI COPERTURA.....	7
5.1.1	<i>Analisi dei carichi</i> .....	7
5.1.2	<i>Schema Statico</i> .....	7
5.1.3	<i>Dati di calcolo</i> .....	8
5.1.4	<i>Sollecitazioni</i> .....	8
5.1.5	<i>Verifiche</i> .....	8
5.2	PARETI LATERALI .....	8
5.2.1	<i>Considerazioni iniziali</i> .....	8
5.2.2	<i>Schema Statico</i> .....	8
5.2.3	<i>Dati di calcolo</i> .....	9
5.2.4	<i>Sollecitazioni</i> .....	9
5.2.5	<i>Verifiche</i> .....	9
5.3	PLATEA DI FONDAZIONE .....	9
<b>6</b>	<b>CAMERETTE TIPO 3.....</b>	<b>10</b>
6.1	SOLETTA DI COPERTURA.....	10
6.1.1	<i>Analisi dei carichi</i> .....	10

6.1.2 Schema Statico .....	10
6.1.3 Dati di calcolo .....	10
6.1.4 Sollecitazioni .....	10
6.1.5 Verifiche .....	10
6.2 PARETI LATERALI .....	11
6.3 PLATEA DI FONDAZIONE .....	11
<b>7 ELEMENTI DI DETTAGLIO.....</b>	<b>11</b>
7.1 ELEMENTI D'ANGOLO .....	11
7.1.1 Analisi dei carichi e sollecitazioni .....	11
7.1.2 Verifiche .....	11
7.2 FOROMETRIE SCATOLARI.....	12
7.2.1 Analisi dei carichi e sollecitazioni .....	12
7.2.2 Verifiche .....	12

# **RELAZIONE DI CALCOLO**

## **SOLLEVAMENTI E POZZETTI RIPARTITORI**

Il tecnico

## 26 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le normative di riferimento sono le seguenti:

**[1] Legge 5 Novembre 1971 n° 1086**

“Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale ed a struttura metallica”.

**[2] D.M. Min. LL.PP. 9 Gennaio 1996**

“Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.

**[3] Circolare Min. LL.PP. 15 Ottobre 1996 n. 252 AA.GG./S.T.C.**

Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M. 9 gennaio 1996.

**[4] D.M. Min. LL.PP. 16 Gennaio 1996**

“Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.

**[5] Circolare Min. LL.PP. 4 Luglio 1996 n. 156 AA.GG./S.T.C.**

Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al D.M. 16 gennaio 1996.

**[8] Legge 2 Febbraio 1974 n° 64**

“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”

**[9] D.M. Min.LL.PP. 24 Gennaio 1986**

“Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche”

## 27 METODO DI VERIFICA E MATERIALI UTILIZZATI

Il metodo di verifica adottato per le fondazioni è quello delle “**tensioni ammissibili**”.

I materiali utilizzati nell’intervento sono i seguenti:

### 27.1 Calcestruzzo

Calcestruzzo di classe  $R_{ck} \geq 350 \text{ kg / cm}^2$  (impiegato per tutte le strutture gettate in opera):

$$\sigma_c = 110.0 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\sigma_c' = 0.7 \times \sigma_c = 77.0 \text{ kg / cm}^2$$

$$\tau_0 = 6.67 \text{ kg / cm}^2$$

$$\tau_1 = 19.71 \text{ Kg / cm}^2$$

### 27.2 Acciaio

Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata **Fe B44 k controllato**:

$$\sigma_f = 2600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y / f_{yk} \leq 1.35 \text{ e } (f_t / f_y)_{\text{medio}} \geq 1.13$$

I simboli adottati hanno il seguente significato:

- $f_y$  è il singolo valore della tensione di snervamento rilevato sperimentalmente;
- $f_{yk}$  è il valore nominale di riferimento della tensione caratteristica di snervamento dei tipi di acciaio indicati nel Prospetto II - 1, e cioè
  - $f_{yk} = 3750 \text{ Kg/cm}^2$  per Fe B 38k,
  - $f_{yk} = 4300 \text{ Kg/cm}^2$  per Fe B 44k;
- $f_t$  è il singolo valore della tensione di rottura rilevato sperimentalmente.

Il copriferro utilizzato è 4 cm.

## 28 NOTE INTRODUTTIVE

La presente relazione di calcolo si riferisce alle stazioni di sollevamento n°2/4/12/13/20 e al pozzetto ripartitore.

Per le verifiche si procede accorpando i manufatti in tre gruppi, ciascuno dei quali risulta omogeneo per forma o dimensioni:

- Stazione di sollevamento n°2.
- Stazione di sollevamento n° 4/12 e pozzetto ripartitore.
- Stazioni di sollevamento n°13/20.

## 29 Stazione di sollevamento n°2

### 29.1 Generalità

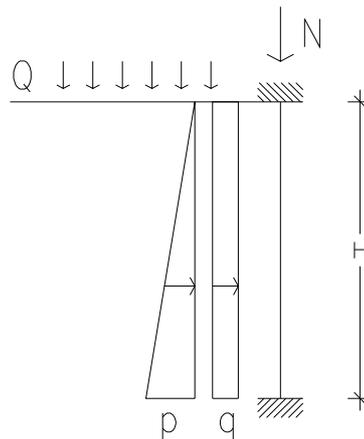
Il manufatto viene calcolato mediante modellazione agli elementi finiti usando il programma di calcolo MoDest della Tecnisoft di Prato. Si analizzano le seguenti condizioni di carico:

#### 29.1.1 Analisi dei carichi

- Soletta di copertura:

Peso proprio soletta copertura (sp.30cm)	750 kg/mq
Carichi permanenti	250 kg/mq
Carichi accidentali (soletta carrabile)	2000 kg/mq
Totale	<u>q = 3000 kg/mq</u>

- Pareti laterali:



H=510 cm

altezza della parete

s = 25 cm

spessore della parete

N

sforzo normale dovuto al peso proprio della soletta di copertura ed ai sovraccarichi permanenti

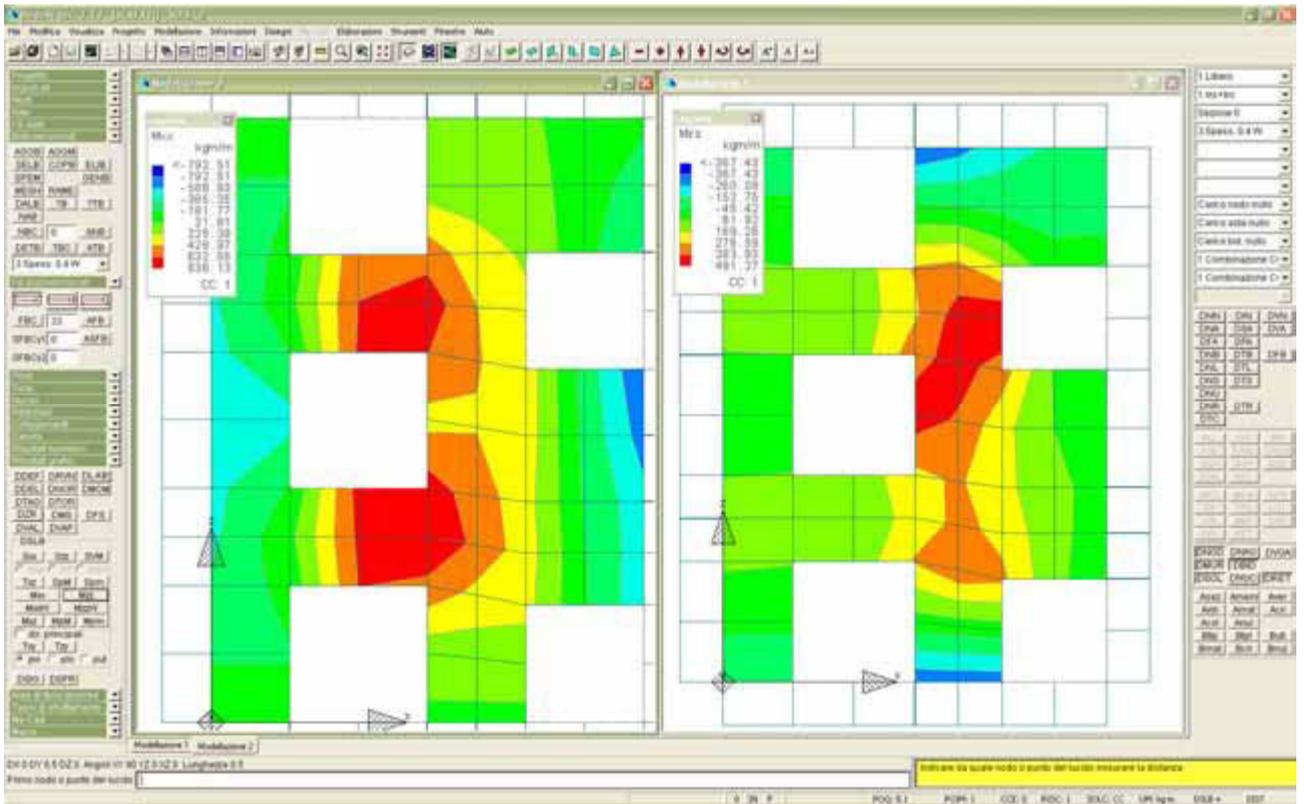
p

carico distribuito agente sulla parete, dovuto alla spinta del terreno (peso di volume del terreno  $\gamma = 1800 \text{ kg/mc}$ )

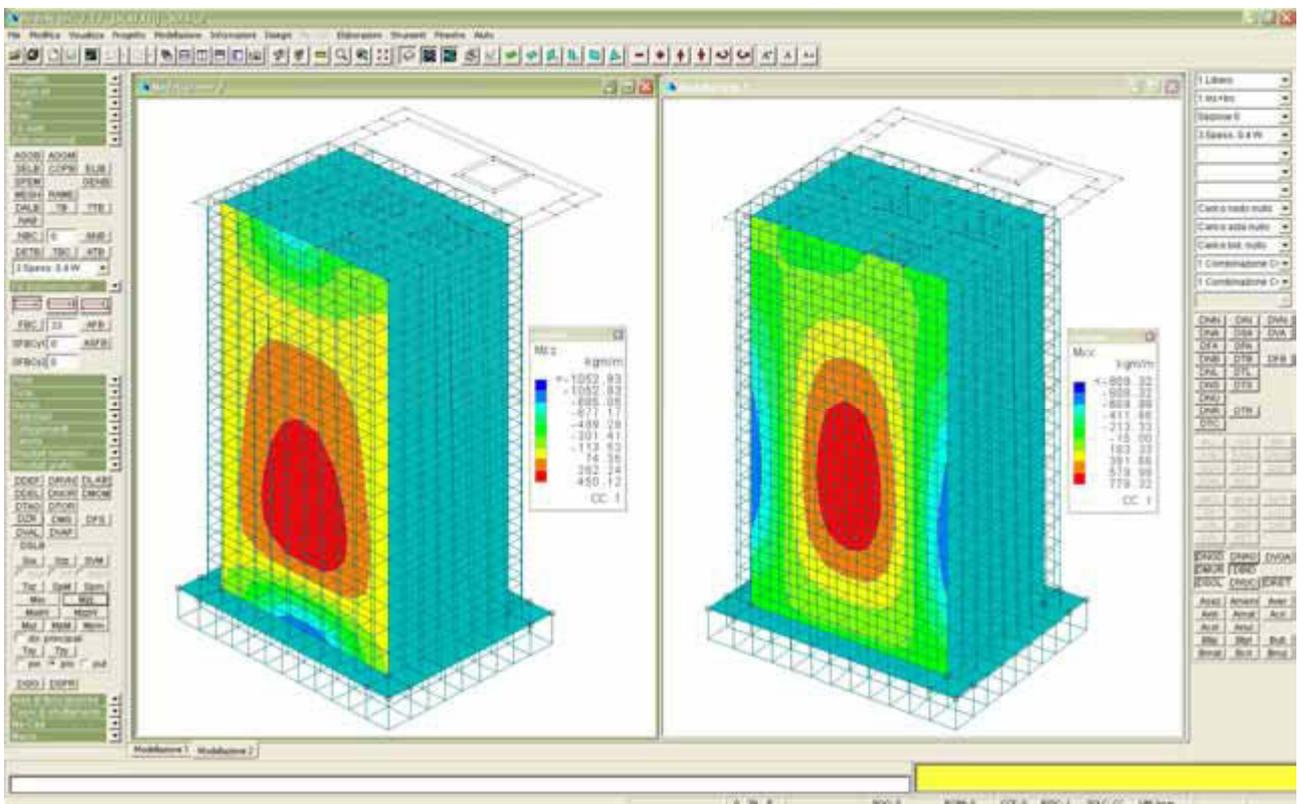
q

carico distribuito agente sulla parete, dovuto al sovraccarico veicolare.

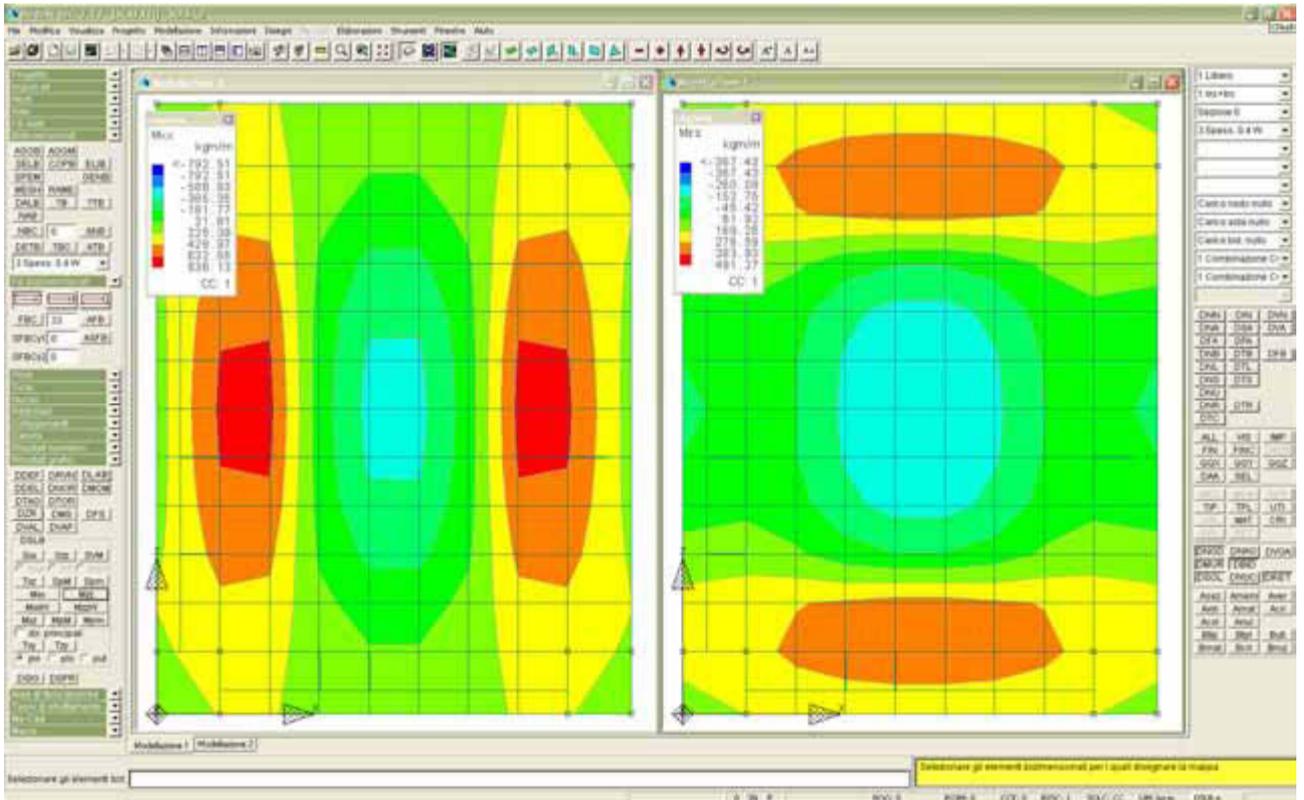
## 29.2 Sollecitazioni



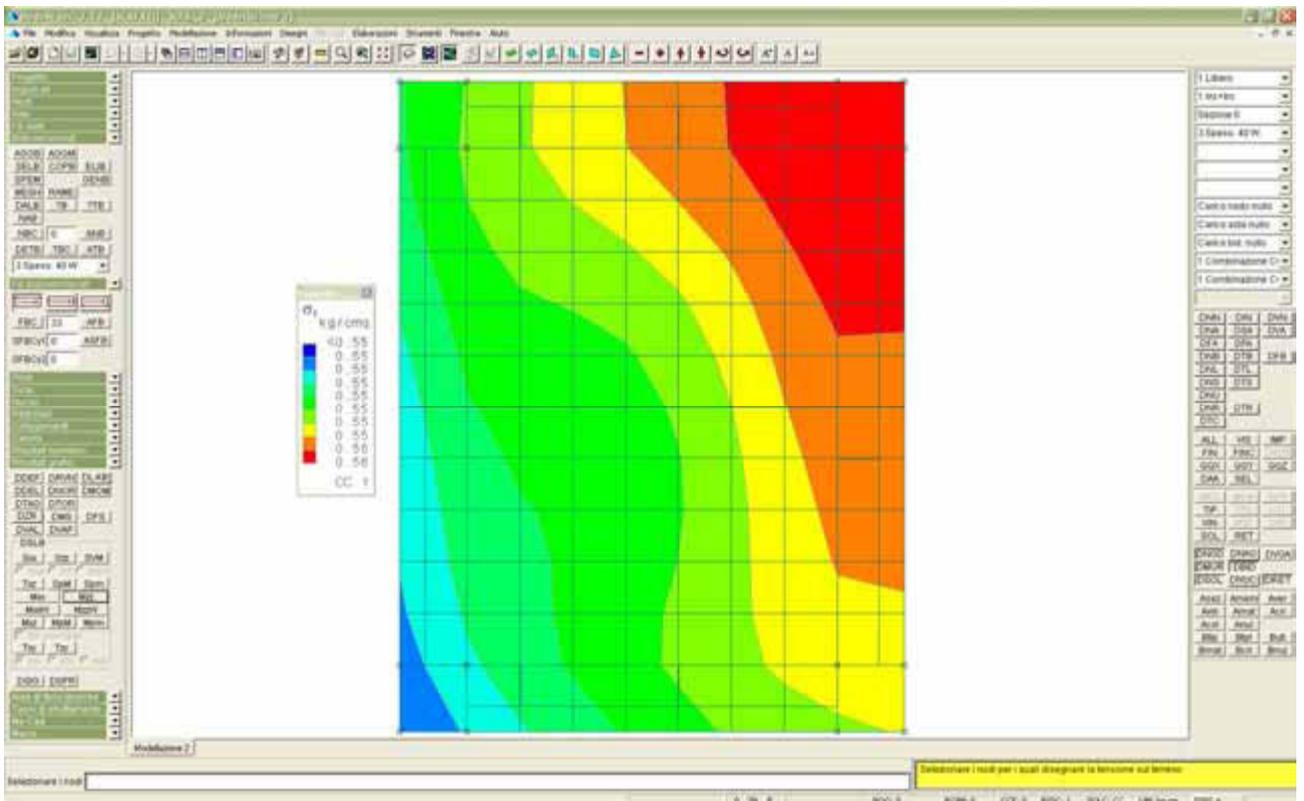
Momenti flettenti sulla soletta



Momenti flettenti sulle pareti verticali



Momenti flettenti sulla platea



Pressioni sul terreno di fondazione

## 29.3 Verifiche

### 29.3.1 Soletta

Il massimo valore del momento flettente si ha nella mezzeria ed è pari a  $M_{max} = 836 \text{ Kgm/m}$ . Nelle sezioni perimetrali, all'incastro con le pareti verticali, il momento flettente vale:  $M_{inc} = 792.5 \text{ Kgm/m}$ .

Si hanno i seguenti dati:

spessore soletta = 30 cm, armatura: 1+1 $\Phi$ 14/25 in entrambe le direzioni, copriferro 4 cm,

Si ottengono le seguenti tensioni:

$$\sigma_c = 11 \text{ kg / cmq} \quad \sigma_F = 1568 \text{ kg / cmq}$$

### 29.3.2 Pareti laterali

Il massimo valore del momento flettente nella sezione di incastro con la platea vale:  $M_{zz} = 1053 \text{ Kgm/m}$ .

Si hanno i seguenti dati:

spessore parete = 25 cm, armatura: 1+1 $\Phi$ 18/25, copriferro 4 cm,

Si ottengono le seguenti tensioni:

$$\sigma_c = 15.5 \text{ kg / cmq} \quad \sigma_F = 555 \text{ kg / cmq}$$

Nelle sezioni in elevazione il massimo valore del momento flettente vale:  $M_{xx} = 808 \text{ Kgm/m}$ ;

Si hanno i seguenti dati:

spessore parete = 25 cm, armatura: 1+1 $\Phi$ 14/20, copriferro 4 cm,

Si ottengono le seguenti tensioni:

$$\sigma_c = 13.6 \text{ kg / cmq} \quad \sigma_F = 556 \text{ kg / cmq}$$

### 29.3.3 Platea di fondazione

Il massimo valore del momento flettente si ha nella sezione di incastro con le pareti e vale:  $M_{inc} = 836 \text{ Kgm/m}$ .

Si hanno i seguenti dati:

spessore platea = 40 cm, armatura: 1+1 $\Phi$ 14/25 in entrambe le direzioni, copriferro 4 cm,

Si ottengono le seguenti tensioni:

$$\sigma_c = 6.5 \text{ kg / cmq} \quad \sigma_F = 405 \text{ kg / cmq}$$

## 30 Manufatti tipo 2

Sono simili al precedente, seppur di dimensioni inferiori. In tal caso il calcolo viene effettuato “a mano” anche per confrontare i risultati con quelli derivanti dal calcolo agli elementi finiti.

Si considera, a vantaggio di sicurezza, la luce massima di questo tipo di manufatto che è pari a 3.2 m.

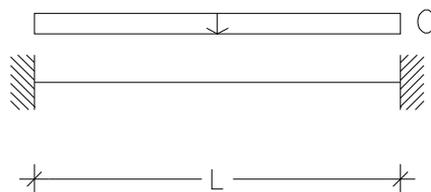
### 30.1 Soletta di copertura

Data la presenza di notevoli aperture sulla soletta di copertura non consideriamo il comportamento bidimensionale della struttura.

#### 30.1.1 Analisi dei carichi

Peso proprio soletta copertura (sp.30cm)	750 kg/mq
Carichi permanenti	250 kg/mq
Carichi accidentali (soletta carrabile)	2000 kg/mq
Totale	<u>q = 3000 kg/mq</u>

#### 30.1.2 Schema Statico



#### 30.1.3 Dati di calcolo

$L = 320$ cm	lunghezza di calcolo
$s = 30$ cm	spessore della soletta
$q$	carico distribuito agente nella soletta

#### 30.1.4 Sollecitazioni

I valori massimi di momento e taglio agenti sulla soletta valgono:

$$M_{MAX} = \frac{q \times L^2}{12} = 2560 \text{ kgm} \quad \text{momento massimo}$$

$$T_{MAX} = \frac{q \times L}{2} = 4800 \text{ kg} \quad \text{taglio massimo}$$

### 30.1.5 Verifiche

La soletta, di spessore 30 cm, armata con 1+1 $\Phi$ 14/25 in entrambe le direzioni, tenendo conto del copriferro di 4 cm, ha le seguenti tensioni di verifica:

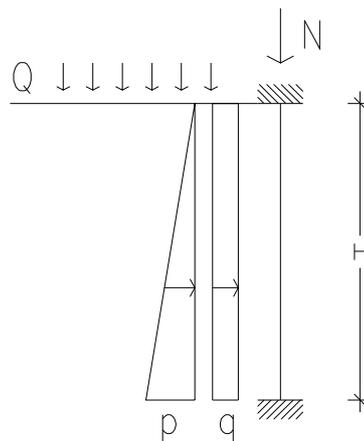
$$\sigma_c = 40 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_F = 1935 \text{ kg/cmq} \quad \tau = 2.2 \text{ kg/cmq}$$

## 30.2 Pareti laterali

### 30.2.1 Considerazioni iniziali

Le pareti del manufatto si verificano nella peggior condizione cui possono essere soggette nel corso del tempo, cioè nella situazione in cui non c'è acqua all'interno; in questo caso, infatti, nel manufatto interrato la spinta dell'acqua non è presente a contrastare la spinta del terreno esterna. Si effettua la verifica della parete più alta e con spessore minore disponendo la stessa armatura anche nelle altre.

### 30.2.2 Schema Statico



### 30.2.3 Dati di calcolo

H=275 cm	altezza della parete
s = 20 cm	spessore della parete
N	sforzo normale di calcolo, dovuto al peso proprio della soletta di copertura ed ai carichi permanenti, stimato pari a 800 kg/m
p	carico distribuito agente sulla parete, dovuto alla spinta del terreno (peso di volume del terreno $\gamma = 1800 \text{ kg/mc}$ )
q	carico distribuito agente sulla parete, dovuto al sovraccarico veicolare.

### 30.2.4 Sollecitazioni

La spinta del terreno si calcola in condizioni di spinta attiva, con  $K_A = 0.33$ , per cui effettuando il calcolo per unità di profondità si ha:

$$p = \gamma \times K_A \times H = 1640 \text{ kg/m}$$

Il carico dovuto alla presenza di sovraccarico sul terreno risulta:

$$q = Q \times K_A = 660 \text{ kg/m}$$

I valori massimi di taglio e momento agenti sul setto risultano:

$$M_{MAX} = \frac{qL^2}{12} + \frac{pL^2}{20} = 1040 \text{ kgm} \quad \text{momento massimo}$$

$$T_{MAX} = \frac{1}{2}qL + \frac{7}{20}pL = 2490 \text{ kg} \quad \text{taglio massimo}$$

### 30.2.5 Verifiche

La parete, armata allo spiccatto con  $1\Phi 12/25$  lato teso e  $1\Phi 12/25$  lato compresso, tenendo conto del copriferro di 4 cm, ha le seguenti tensioni di verifica:

$$\sigma_c = 36 \text{ kg/cmq} \quad \sigma_f = 1484 \text{ kg/cmq} \quad \tau = 1.8 \text{ kg/cmq}$$

## 30.3 Platea di fondazione

Si procede alla verifica della platea con spessore minore disponendo poi la stessa armatura negli altri manufatti verificati.

### 30.3.1 Considerazioni iniziali

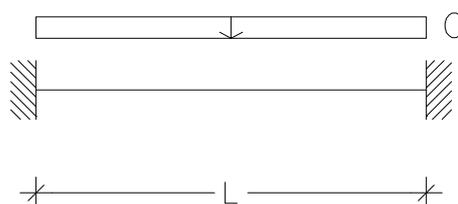
La platea deve scaricare al terreno il peso della soletta di copertura, con i suoi sovraccarichi permanenti ed accidentali, e delle pareti; il suo peso proprio è direttamente equilibrato dalla reazione del terreno sottostante. Si comporta quindi come un elemento incastrato alle estremità sulle pareti laterali e soggetto ad un carico distribuito.

### 30.3.2 Analisi dei carichi

Scarico soletta di copertura 3000 kg/mq

Scarico pareti verticali (trasformato in carico distribuito) 800 kg/mq

### 30.3.3 Schema Statico



### 30.3.4 Dati di calcolo

$L = 300\text{ cm}$	lunghezza di calcolo
$s = 25\text{ cm}$	spessore della soletta
$q$	carico distribuito agente nella soletta

### 30.3.5 Sollecitazioni

Date le simili dimensioni nelle due direzioni si considera l'effetto bidimensionale riducendo i carichi di calcolo del 40% ed effettuando un calcolo monodimensionale per metro di platea. Si introduce il carico  $q^*$  pari a:  $q^* = 0.6 \times 3800 = 2280\text{ kg/m}$

Il momento massimo agente sulla soletta ed il taglio massimo valgono:

$$M_{MAX} = \frac{q^* \cdot L^2}{12} = 1710\text{ kgm} \quad \text{momento massimo}$$

$$T_{MAX} = \frac{q^* \cdot L}{2} = 3420\text{ kg} \quad \text{taglio massimo}$$

### 30.3.6 Verifiche

La platea, di spessore 25 cm, armata con 1+1 $\Phi$ 14/25 in entrambe le direzioni, tenendo conto del copriferro di 4 cm, ha le seguenti tensioni di verifica:

$$\sigma_C = 41\text{ kg/cmq} \quad \sigma_F = 1656\text{ kg/cmq} \quad \tau = 2.0\text{ kg/cmq}$$

Si nota come il calcolo “manuale” abbia fornito sollecitazioni superiori (e quindi a vantaggio della sicurezza) rispetto a quelle derivanti dalla modellazione agli elementi finiti.

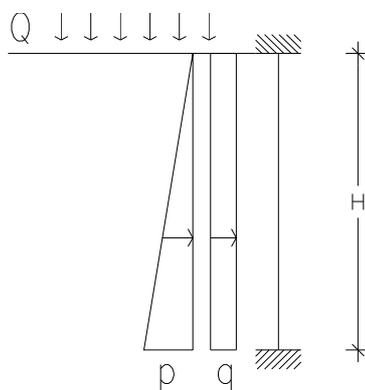
### 31 Manufatti tipo 3

Considerate le notevoli dimensioni di questi manufatti, il calcolo viene effettuato in maniera rigorosa mediante modellazione agli elementi finiti utilizzando il programma di calcolo MoDest prodotto da Tecnisolft di Prato. Si effettua il calcolo della cameretta n° 13, di dimensioni maggiori, estendendo i risultati anche all'altra, sicuramente meno sollecitata.

#### 31.1.1 Analisi dei carichi

Peso proprio soletta copertura (sp.40cm)	1000 kg/mq
Carichi permanenti	250 kg/mq
Carichi accidentali (soletta carrabile)	2000 kg/mq
Totale	<u>q = 3250 kg/mq</u>

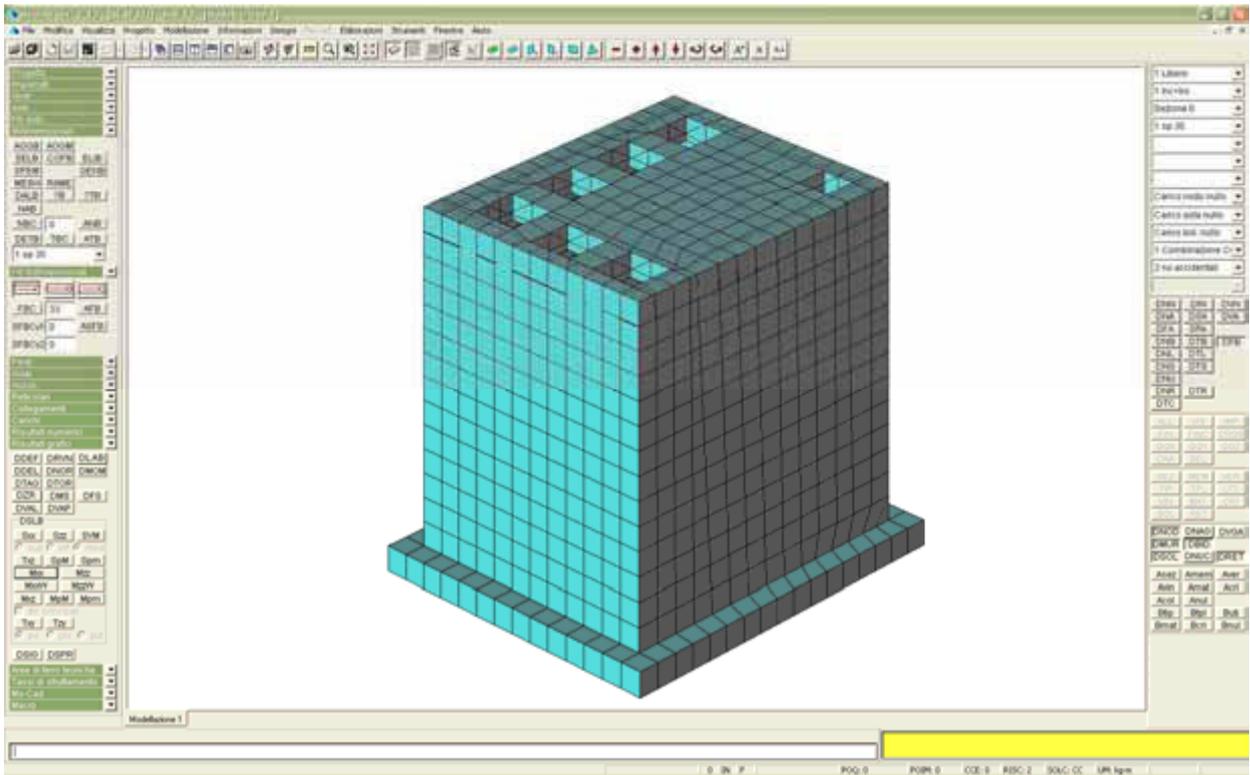
Spinte orizzontali dal terreno e dalla preenza di acqua di falda:



p carico distribuito agente sulla parete, dovuto alla spinta del terreno e della falda (peso di volume del terreno  $\gamma = 1800 \text{ kg/mc}$ , peso di volume del terreno immerso  $\gamma' = 800 \text{ kg/mc}$ )

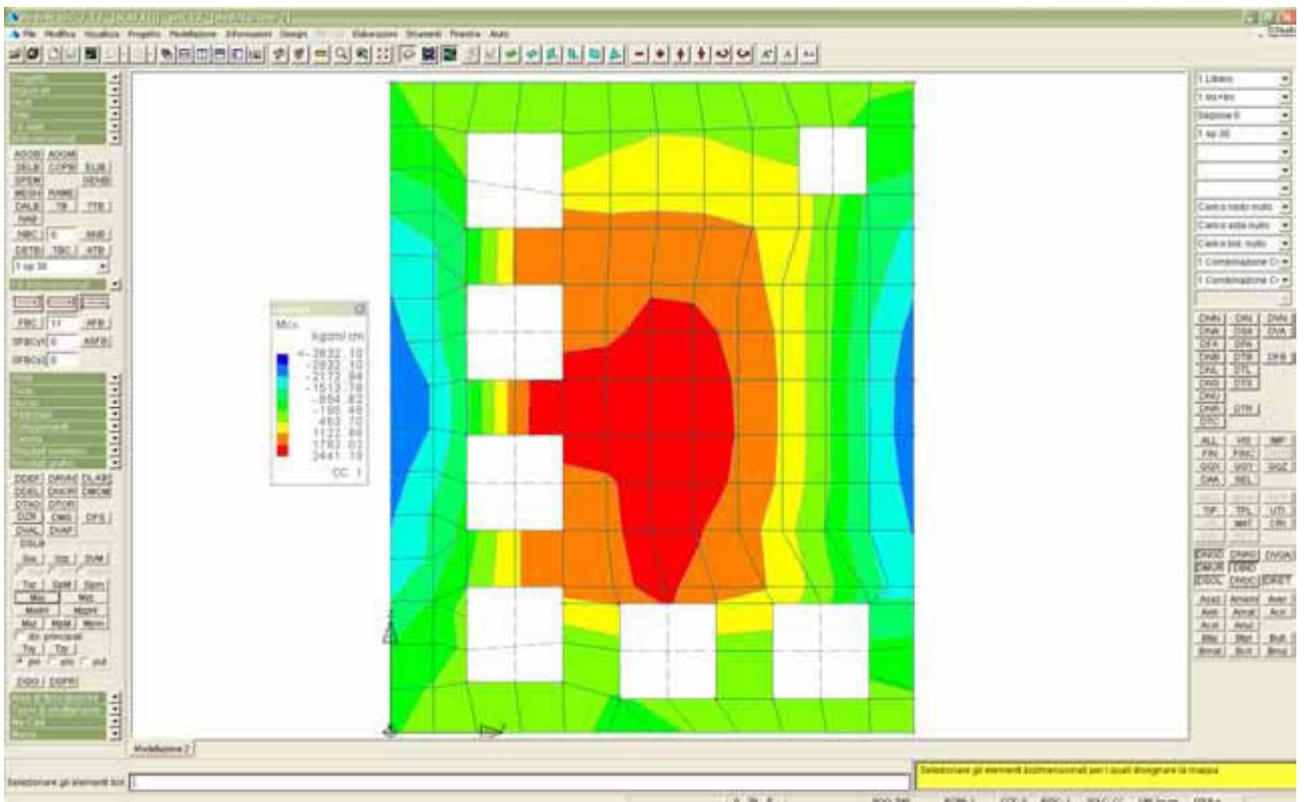
q carico distribuito agente sulla parete, dovuto al sovraccarico veicolare.

### 31.1.2 Il modello di calcolo

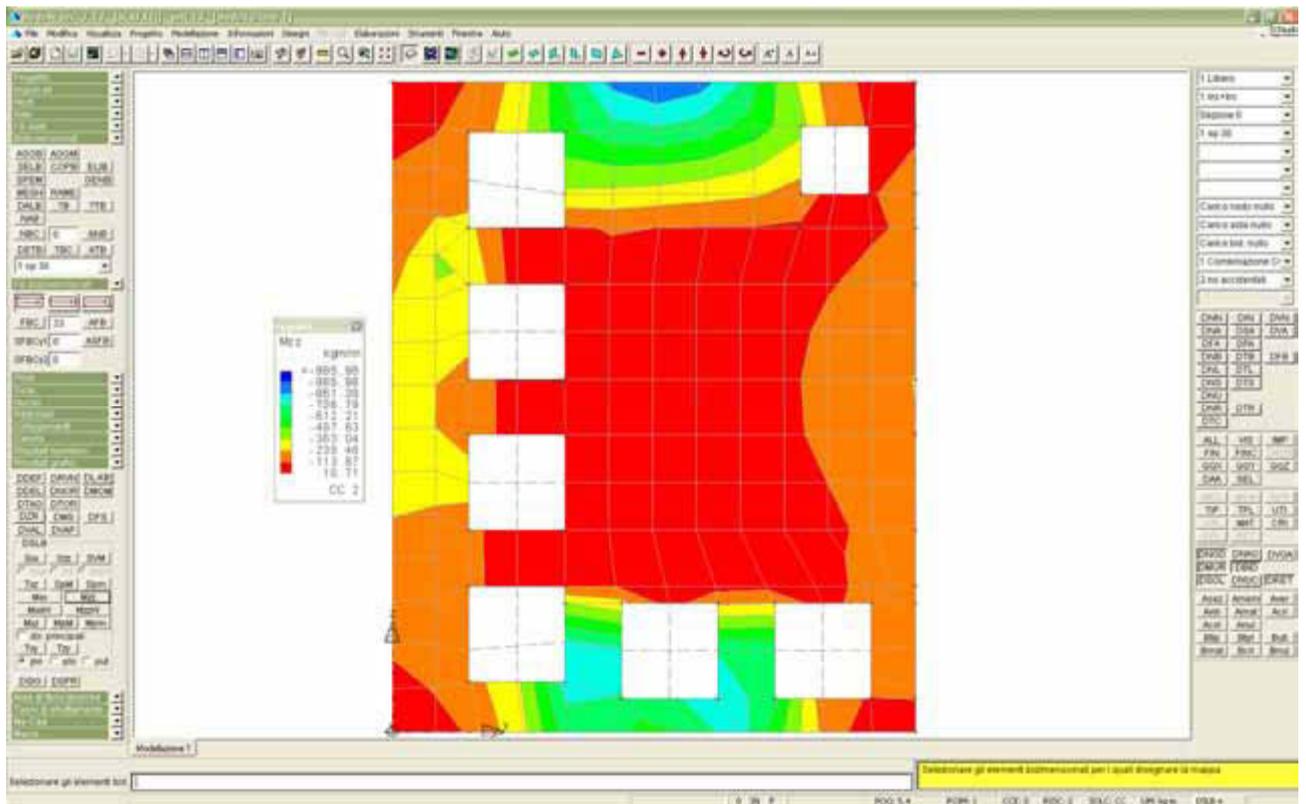


vista tridimensionale

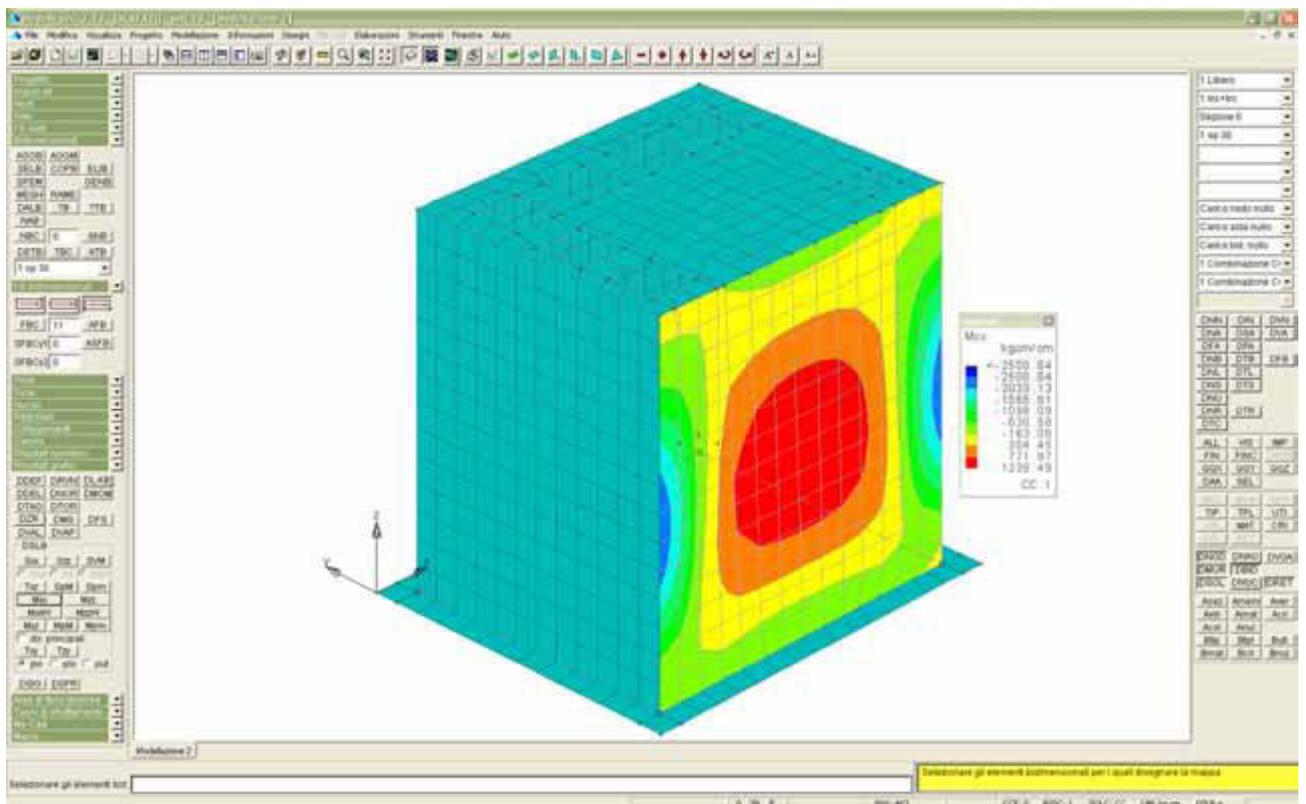
### 31.1.3 Risultati del calcolo



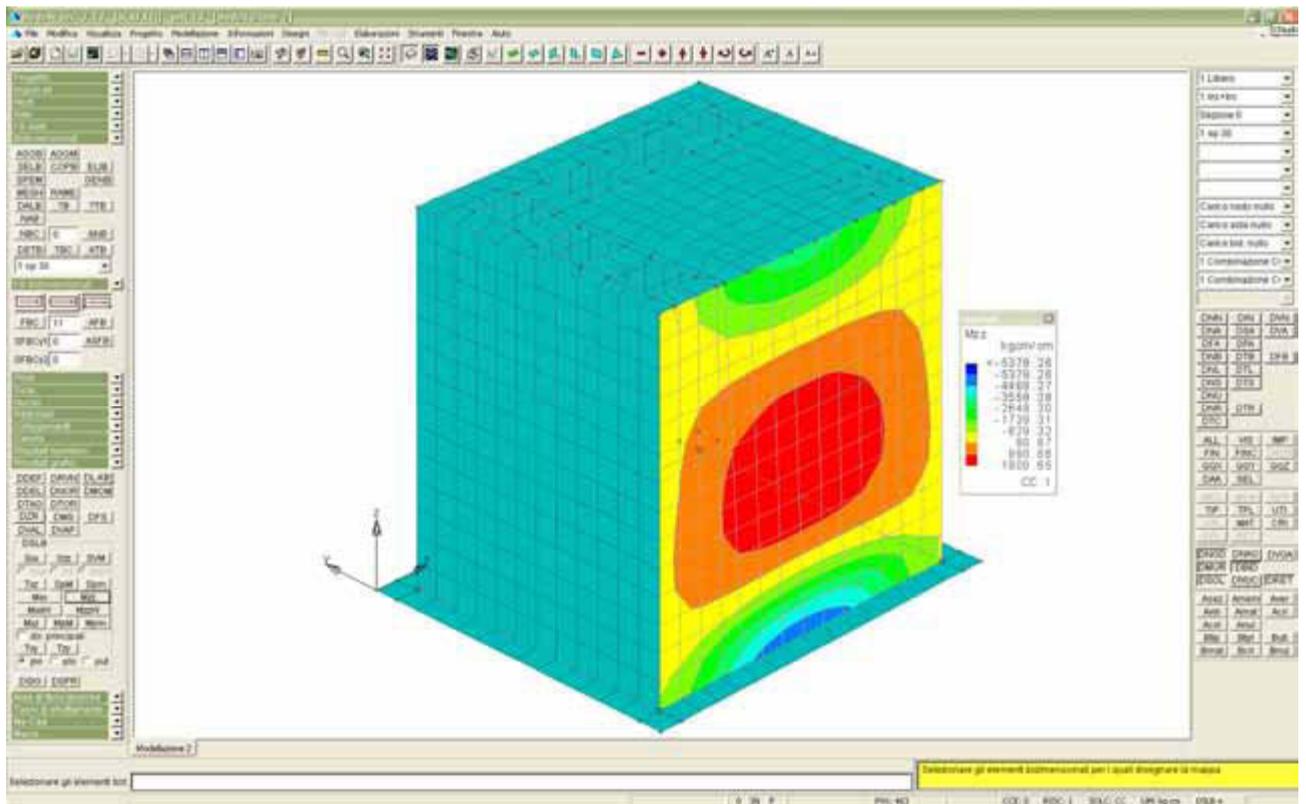
Momenti flettenti Mxx in copertura



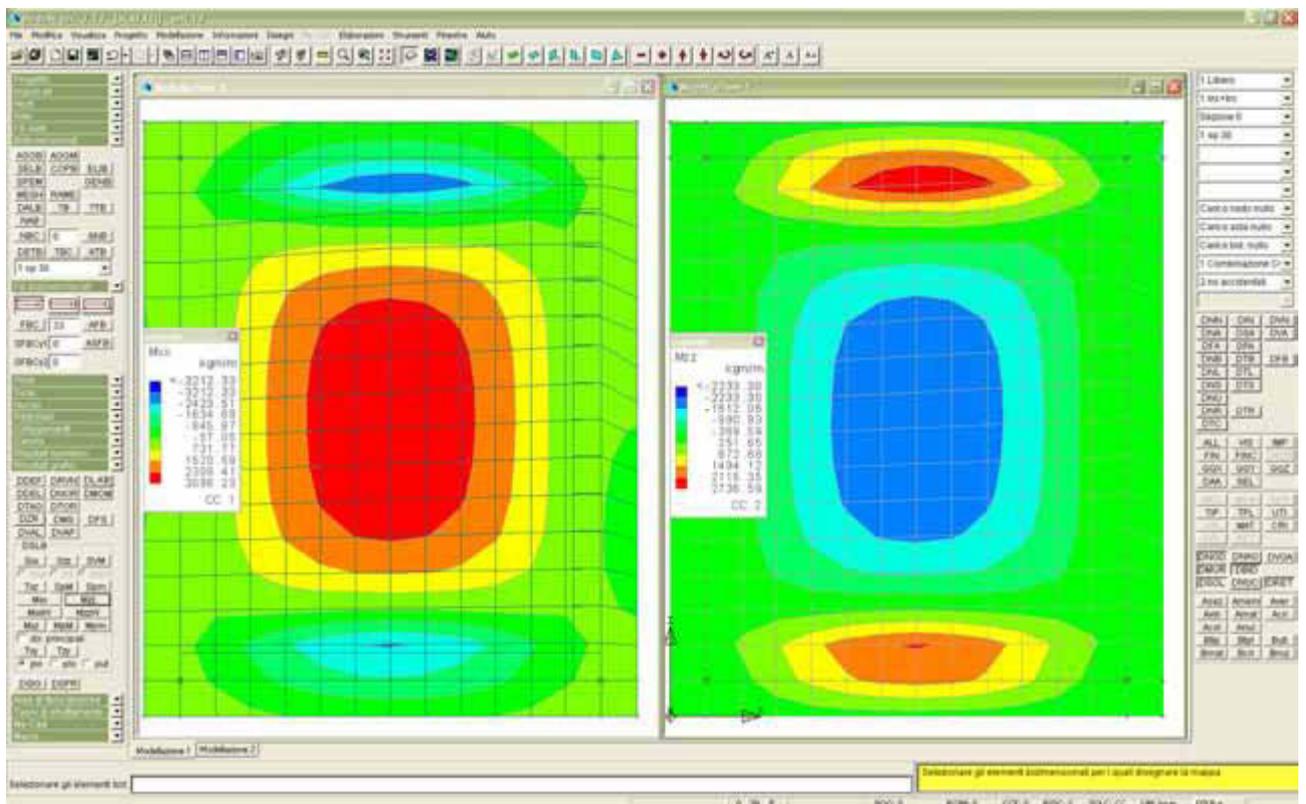
Momenti flettenti  $M_{zz}$  in copertura



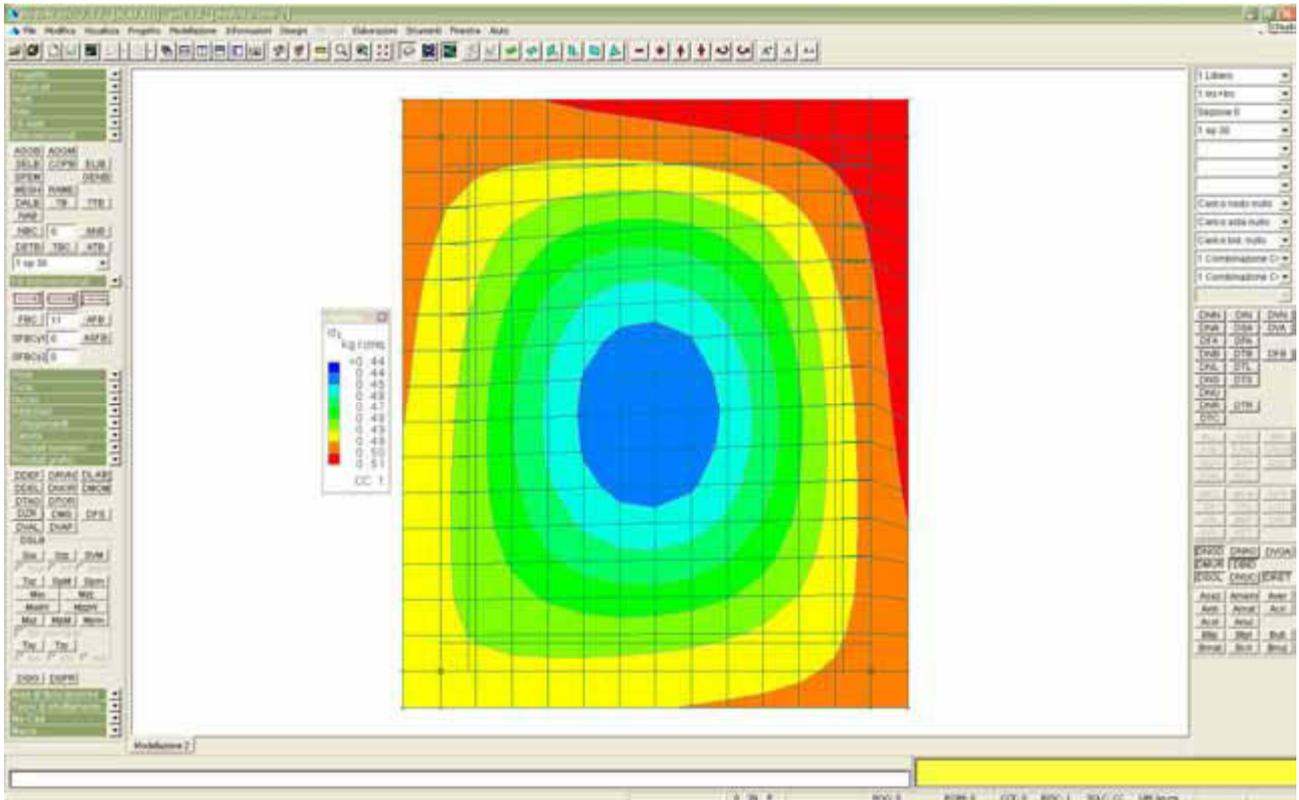
Momenti flettenti  $M_{xx}$  sulla parete verticale



Momenti flettenti  $M_{zz}$  sulla parete verticale



Momenti flettenti  $M_{xx}$  e  $M_{zz}$  nella platea



Pressioni sul terreno

### 31.1.4 Verifica soletta di copertura

Si prevede una doppia maglia  $\Phi 14/20 \times 20$  con copriferro di 4 cm, spessore della soletta pari a 40 cm. Il massimo valore del momento flettente risulta:  $M_{max} = 2832 \text{ Kgm/m}$  per cui si hanno le seguenti tensioni:

$$\sigma_C = 19.9 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_F = 1381 \text{ kg/cm}^2$$

Nelle zone delimitate dai fori l'armatura viene comunque aumentata a 4+4  $\Phi 18$ .

### 31.1.5 Verifica muri perimetrali

- Spiccatto di fondazione:

$M_{max} = 5379 \text{ Kgm/m}$ ,  $N = 13590 \text{ Kg/m}$ . Si prevede 1 $\Phi 18/25$  sia in zona tesa che in zona compressa, copriferro 4 cm, spessore parete 30 cm. Risultano le seguenti tensioni:

$$\sigma_C = 56.6 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_F = 1619 \text{ kg/cm}^2$$

- Armatura verticale in mezzera:

$M_{max} = 1900 \text{ Kgm/m}$ ,  $N = 7657 \text{ Kg/m}$ . Si prevede 1 $\Phi 14/25$  sia in zona tesa che in zona compressa, copriferro 4 cm, spessore parete 30 cm.. Risultano le seguenti tensioni:

$$\sigma_C = 24.2 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_F = 698 \text{ kg/cm}^2$$

- Armatura orizzontale all'incastro (spigolo):

$M_{max}=2500$  Kgm/m,  $N=6090$  Kg/m. Si prevede  $1\Phi 12/25$  sia in zona tesa che in zona compressa, copriferro 4 cm, spessore parete 30cm. Risultano le seguenti tensioni:

$$\sigma_C = 37.2 \text{ kg / cmq} \quad \sigma_F = 1619 \text{ kg / cmq}$$

- Armatura orizzontale in mezzeria:

$M_{max}= 1239$  Kgm/m,  $N = 900$  Kg/m. Si prevede  $1\Phi 14/25$  sia in zona tesa che in zona compressa, copriferro 4 cm, spessore parete 30 cm.. Risultano le seguenti tensioni:

$$\sigma_C = 18.8 \text{ kg / cmq} \quad \sigma_F = 1034 \text{ kg / cmq}$$

### 31.2 Platea di fondazione

Si prevede una doppia maglia  $\Phi 14/25 \times 25$  con copriferro di 4 cm, spessore della soletta pari a 40 cm. Il massimo valore del momento flettente risulta:  $M_{max} = 3212$  Kgm/m per cui si hanno le seguenti tensioni:

$$\sigma_C = 24.8 \text{ kg / cmq} \quad \sigma_F = 1556 \text{ kg / cmq}$$

### 31.3 VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO

#### 31.3.1 Stazione di sollevamento n°13

Si ipotizza la falda a 3 m da p.c. ( $z_{falda}=3$ m)

La spinta dell'acqua risulta ( $\gamma_w$  = peso specifico acqua):

$$S = \gamma_w \times (z_{scavo} - z_{falda}) \quad \text{pressione acqua}$$

$$\text{Vasca principale (} z_{scavo}=6.30\text{m)} \quad 5.45 \times 6.60 \times 3.3 = 118.8 \text{ t}$$

La parte di platea che sborda dal manufatto subisce anche una spinta verso il basso

$$\text{Vasca principale (} z_{estradosso}=5.80\text{m)} \quad [(5.45 \times 6.60) - (4.65 \times 5.8)] \times 2.8 = 25.2 \text{ t}$$

Totale spinta acqua:

$$S = 118.8 - 25.2 = 93.6 \text{ t}$$

Il peso della stazione di sollevamento risulta:

$$\text{P.p. sottofondo} \quad 0.1 \times 2.4 \times (5.45 \times 6.60) = 8.6 \text{ t}$$

$$\text{P.p. platea} \quad 0.4 \times 2.5 \times (5.45 \times 6.60) = 35.9 \text{ t}$$

P.p. soletta copertura	$0.4 \times 2.5 \times (4.65 \times 5.80) = 26.9 \text{ t}$
P.p. pareti perimetrali vasca principale	$0.3 \times 2.5 \times (5.50 + 4.30) \times 2 \times 5.4 = 79.3 \text{ t}$
P.p. terreno sopra sporgenza platea $[(5.45 \times 6.60) - (4.65 \times 5.8)] \times (3.0 \times 1.8 + 2.7 \times 0.7) = 65.6 \text{ t}$	
Totale	216.3 t

$$\gamma_s = \frac{216.3}{93.6} = 2.31$$

Il galleggiamento risulta quindi contrastato dal peso proprio della vasca e del terreno.

### 31.3.2 Stazione di sollevamento n°20

Si ipotizza la falda a 1 m da p.c. ( $z_{falda} = 1 \text{ m}$ )

La spinta dell'acqua risulta ( $\gamma_w =$  peso specifico acqua):

$S = \gamma_w \times (z_{scavo} - z_{falda})$	pressione acqua
Vasca più profonda ( $z_{scavo} = 3.90 \text{ m}$ )	$4.40 \times 6.10 \times 2.9 = 77.8 \text{ t}$
Vasca meno profonda ( $z_{scavo} = 2.20 \text{ m}$ )	$3.70 \times 6.10 \times 1.2 = 27.1 \text{ t}$

La parte di platea che sborda dal manufatto subisce anche una spinta verso il basso

Vasca più profonda ( $z_{estradosso} = 3.40 \text{ m}$ )	$[(4.40 \times 6.10) - (4.00 \times 5.70)] \times 2.4 = 9.6 \text{ t}$
Vasca meno profonda ( $z_{estradosso} = 1.80 \text{ m}$ )	$[(3.70 \times 6.10) - (3.50 \times 5.70)] \times 0.8 = 2.0 \text{ t}$

Totale spinta acqua:

$$S = 77.8 + 27.1 - 9.6 - 2.0 = 93.3 \text{ t}$$

Il peso della stazione di sollevamento risulta:

P.p. sottofondo parte bassa	$0.1 \times 2.4 \times (4.40 \times 6.10) = 6.4 \text{ t}$
P.p. platea parte bassa	$0.4 \times 2.5 \times (4.40 \times 6.10) = 26.8 \text{ t}$
P.p. sottofondo parte alta	$0.1 \times 2.4 \times (3.70 \times 6.10) = 5.4 \text{ t}$
P.p. platea parte alta	$0.25 \times 2.5 \times (3.70 \times 6.10) = 14.1 \text{ t}$
P.p. soletta copertura	$0.3 \times 2.5 \times (7.25 \times 5.65) = 30.7 \text{ t}$
P.p. pareti perimetrali vasca parte bassa	$0.25 \times 2.5 \times (3.75 + 5.45) \times 2 \times 3.1 = 35.6 \text{ t}$
P.p. pareti perimetrali vasca parte alta	$0.25 \times 2.5 \times (3.12 \times 2 + 5.45) \times 1.5 = 10.9 \text{ t}$
P.p. terreno sopra sporgenza platea inf. $[(4.4 \times 6.1) - (4.0 \times 5.7)] \times (1.0 \times 1.8 + 2.3 \times 0.7) = 13.7 \text{ t}$	
Totale	143.6 t

$$\gamma_s = \frac{143.6}{93.3} = 1.53$$

Il galleggiamento risulta quindi contrastato dal peso proprio della vasca e del terreno.

# INDICE

<b>1</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>METODO DI VERIFICA E MATERIALI UTILIZZATI .....</b>	<b>3</b>
2.1	CALCESTRUZZO .....	3
2.2	ACCIAIO .....	3
<b>3</b>	<b>NOTE INTRODUTTIVE.....</b>	<b>4</b>
<b>4</b>	<b>STAZIONE DI SOLLEVAMENTO N°2 .....</b>	<b>5</b>
4.1	GENERALITÀ .....	5
4.1.1	<i>Analisi dei carichi</i> .....	5
4.2	SOLLECITAZIONI.....	6
4.3	VERIFICHE .....	8
4.3.1	<i>Soletta</i> .....	8
4.3.2	<i>Pareti laterali</i> .....	8
4.3.3	<i>Platea di fondazione</i> .....	8
<b>5</b>	<b>MANUFATTI TIPO 2.....</b>	<b>9</b>
5.1	SOLETTA DI COPERTURA.....	9
5.1.1	<i>Analisi dei carichi</i> .....	9
5.1.2	<i>Schema Statico</i> .....	9
5.1.3	<i>Dati di calcolo</i> .....	9
5.1.4	<i>Sollecitazioni</i> .....	9
5.1.5	<i>Verifiche</i> .....	10
5.2	PARETI LATERALI .....	10
5.2.1	<i>Considerazioni iniziali</i> .....	10
5.2.2	<i>Schema Statico</i> .....	10
5.2.3	<i>Dati di calcolo</i> .....	10
5.2.4	<i>Sollecitazioni</i> .....	11
5.2.5	<i>Verifiche</i> .....	11
5.3	PLATEA DI FONDAZIONE .....	11
5.3.1	<i>Considerazioni iniziali</i> .....	11
5.3.2	<i>Analisi dei carichi</i> .....	11
5.3.3	<i>Schema Statico</i> .....	11
5.3.4	<i>Dati di calcolo</i> .....	12
5.3.5	<i>Sollecitazioni</i> .....	12
5.3.6	<i>Verifiche</i> .....	12
<b>6</b>	<b>MANUFATTI TIPO 3.....</b>	<b>13</b>
6.1.1	<i>Analisi dei carichi</i> .....	13
6.1.2	<i>Il modello di calcolo</i> .....	14

6.1.3 Risultati del calcolo.....	14
6.1.4 Verifica soletta di copertura.....	17
6.1.5 Verifica muri perimetrali.....	17
6.2 PLATEA DI FONDAZIONE .....	18
6.3 VERIFICA AL GALLEGGIAMENTO .....	18
6.3.1 Stazione di sollevamento n°13.....	18
6.3.2 Stazione di sollevamento n°20.....	19