



PROVINCIA DI CHIETI

PROGETTO DEFINITIVO

ADEGUAMENTO DELLE S.S. 81-84  
TRATTO GUARDIAGRELE-EST  
INNESTO S.S. 652 "VAL DI SANGRO"

LOTTO I

RESPONSABILE PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Fabrizio Besozzi  
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 15126

I PROGETTISTI:

Dott. Ing. Fabrizio Besozzi  
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 15126

Dott. Ing. Marco Petrangeli  
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 18744

Dott. Ing. Giovanni Zalocco  
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 5745

COORDINAMENTO ATTIVITA' IN LOCO:

Dott. Arch. Mariano Strizzi  
Iscritto Albo Architetti Provincia di Chieti n° 97

PROGETTAZIONE:

A.T.I.

mandataria

**SILEC S.p.A.**

Divisione Progettazione  
e Studi

**SELPRO**

mandanti



EM./RE.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.
A	OTT. '03	Emissione	A.P.	G.C.	G.Z.

*OPERE D'ARTE MAGGIORI  
VIADOTTI*

*VIADOTTO "PIETRAPIANO"*

*RELAZIONE TECNICA E DI PREDIMENSIONAMENTO*

SCALA :

CODICE IDENTIFICATIVO :

FASE/LOTTO

D 1

DOC.

C L

OPERA/DISCIPLINA

V I O 7

PROGR.

0 0 1

REV.

A

## INDICE

<b><u>1</u></b>	<b><u>PREMESSA</u></b>	<b><u>4</u></b>
<b><u>2</u></b>	<b><u>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</u></b>	<b><u>10</u></b>
2.1	TENSIONI DI CALCOLO	10
<b><u>3</u></b>	<b><u>NORMATIVE DI RIFERIMENTO</u></b>	<b><u>12</u></b>
<b><u>4</u></b>	<b><u>PRESCRIZIONI</u></b>	<b><u>13</u></b>
4.1	PARAMETRI DEL TERRENO	13
4.1.1	PARAMETRI DEL RILEVATO	13
4.1.2	PARAMETRI DEL MISTO CEMENTATO	13
4.2	SPINTA DELLA TERRA	13
<b><u>5</u></b>	<b><u>EFFETTI GLOBALI SPALLA A – H = 5.00 M</u></b>	<b><u>15</u></b>
5.1	ANALISI DEI CARICHI	15
5.1.1	AZIONI VERTICALI E ORIZZONTALI AGENTI DIRETTAMENTE SULLA SPALLA IN CONDIZIONI STATICHE. 15	
5.1.2	SOVRASPINTE SULLA SPALLA IN CONDIZIONI SISMICHE	17
5.1.3	AZIONI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO	18
<b><u>6</u></b>	<b><u>EFFETTI GLOBALI PILA P5 FISSA</u></b>	<b><u>24</u></b>
6.1	ANALISI DEI CARICHI	24
6.1.1	AZIONI VERTICALI E ORIZZONTALI AGENTI DIRETTAMENTE SULLA PILA IN CONDIZIONI STATICHE.	24
6.1.2	AZIONI PILA IN CONDIZIONI SISMICHE	25
6.1.3	AZIONI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO	25
<b><u>7</u></b>	<b><u>DETERMINAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE</u></b>	<b><u>32</u></b>
7.1.1	RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI ALL'INTRADOSSO FONDAZIONI	32
7.1.2	SOLLECITAZIONE SUI PALI	34
7.1.3	I PALI DI FONDAZIONE	36
7.1.4	SITUAZIONE GEOTECNICA	36

7.1.5	VERIFICA DI RESISTENZA DEL PALO	37
7.1.6	VERIFICHE DELLO SBALZO ANTERIORE DELLA FONDAZIONE	37
7.1.7	VERIFICA SPALLA	39
7.1.8	VERIFICA DELLA PARTE DELLA FONDAZIONE TRA I MURI LATERALI E QUELLO FRONTALE	45
<b>8</b>	<b><u>GLI ELEMENTI SECONDARI</u></b>	<b>56</b>
<b>8.1</b>	<b>LA TRAVE PARAGHIAIA</b>	<b>56</b>
8.1.1	LE AZIONI	56
8.1.2	RIEPILOGO SOLLECITAZIONI	56
8.1.3	LE COMBINAZIONI	60
8.1.4	LE VERIFICHE	61
<b>8.2</b>	<b>IL MURO FRONTALE</b>	<b>65</b>
8.2.1	LE AZIONI	65
8.2.2	RIEPILOGO SOLLECITAZIONI	65
8.2.3	LE COMBINAZIONI	69
8.2.4	LE VERIFICHE	70
<b>8.3</b>	<b>I MURI ANDATORI</b>	<b>75</b>
8.3.2	LA PARTE INFERIORE	81
8.3.3	LA PARTE SUPERIORE DEL MURO	88
<b>9</b>	<b><u>ANALISI PESI PROPRI STRUTTURALI E SOVRACCARICHI PERMANENTI</u></b>	<b>94</b>
<b>9.1</b>	<b>PESI PROPRI STRUTTURALI (<math>G_1</math>)</b>	<b>94</b>
<b>9.2</b>	<b>SOVRACCARICHI PERMANENTI PORTATI (<math>G_2</math>)</b>	<b>94</b>
<b>10</b>	<b><u>ANALISI DEI SOVRACCARICHI DI ESERCIZIO.</u></b>	<b>95</b>
<b>10.1</b>	<b>CARICHI MOBILI (<math>Q_1</math>)</b>	<b>95</b>
<b>10.2</b>	<b>INCREMENTO DINAMICO (<math>Q_2</math>)</b>	<b>95</b>
<b>10.3</b>	<b>AZIONE LONGITUDINALE DELLA FRENATURA (<math>Q_3</math>).</b>	<b>96</b>
<b>10.4</b>	<b>AZIONE TRASVERSALE CENTRIFUGA (<math>Q_4</math>).</b>	<b>96</b>
<b>10.5</b>	<b>AZIONE TRASVERSALE DEL VENTO (<math>Q_5</math>).</b>	<b>96</b>
<b>10.6</b>	<b>AZIONE SISMICA (<math>Q_6</math>).</b>	<b>96</b>
<b>10.7</b>	<b>AZIONE LONGITUDINALE ATTRITIVA (<math>Q_7</math>).</b>	<b>99</b>
<b>11</b>	<b><u>ANALISI DELLA PILA FISSA P5</u></b>	<b>99</b>
11.1.1	VERIFICA PULVINO	101
11.1.2	VERIFICA BRACCIA	105
11.1.3	VERIFICA FUSTO	109



## 1 Premessa

Il presente documento tratta le analisi delle sollecitazioni e le verifiche di resistenza delle sottostrutture relative al viadotto di accesso in c.a.p Pietrapiano.

Il viadotto di accesso è realizzato con quattro travi in c.a.p. a vasca semplicemente poggiate su luci di 28.40m tra loro solidarizzate con il getto di trasversi in asse appoggi poi precompressi e dalla soletta superiore di spessore 30.0 cm, a formare una piattaforma stradale TIPO C1-codice della strada (ex tipo IV C.N.R) con un carreggiata da 10.50 e due marciapiedi laterali per complessivi 13.50 m.

Lo schema di calcolo utilizzato è quello di trave appoggiata – appoggiata, per i carichi verticali, mentre i carichi orizzontali vengono affidati agli appoggi fissi, garantendo la continuità in soletta.

Nel seguito si analizzeranno separatamente le pile e le spalle maggiormente sollecitate.

TABELLA DIMENSIONI PILE E SPALLE

	pk	q strada	Tipo	n° campate affidate	h imp-appo	q appoggi	h pulvino	q est pile	h pile-spalle	q est fond	h fond	q intr fond	h magrone	q fondo scavo
spalla A	6+120,80	228,206	FISSO	2	-2,4	225,806			-5	220,806	-2	218,806	-0,15	218,656
pila 1	6+150	228,431	MOBILE	-	-2,4	226,031	-1,2	224,831	-6,7	218,131	-1,8	216,331	-0,15	216,181
pila 2	6+180	228,662	MOBILE	-	-2,4	226,262	-1,2	225,062	-10	215,062	-1,8	213,262	-0,15	213,112
pila 3	6+210	228,892	FISSO	2	-2,4	226,492	-1,2	225,292	-12,9	212,392	-1,8	210,592	-0,15	210,442
pila 4	6+240	229,123	MOBILE	-	-2,4	226,723	-1,2	225,523	-12,3	214,423	-1,8	212,623	-0,15	212,473
pila 5	6+270	229,354	FISSO	3	-2,4	226,954	-1,2	225,754	-12,2	213,554	-1,8	211,754	-0,15	211,604
pila 6	6+300	229,585	MOBILE	-	-2,4	227,185	-1,2	225,985	-14,7	211,285	-1,8	209,485	-0,15	209,335
pila 7	6+330	229,815	MOBILE	-	-2,4	227,415	-1,2	226,215	-12	214,215	-1,8	212,415	-0,15	212,265
pila 8	6+360	230,046	MOBILE	-	-2,4	227,646	-1,2	226,446	-9	218,646	-1,8	216,846	-0,15	216,696
spalla B	6+389,72	230,271	FISSO	2	-2,4	227,871			-5	222,871	-2	220,871	-0,15	220,721

Le pile sono costituite da un fusto in c.a. gettato in opera con sezione piena di forma pseudo-rettagonale ed altezza variabile; per il tratto finale di 5m il fusto si divarica presentando in sommità un pulvino che accoglie gli apparecchi di appoggio. (v.fig.1)

Le pile hanno dimensione longitudinale pari a 1.50m e ingombro trasversale di 5.00 m (v.fig.3).

Sono fondate direttamente su plinti prismatici di dimensioni:

SPALLA FISSA A: altezza paramento 4.80m e di dimensioni in pianta BxL = 14.40x14.40

SPALLA FISSA B: altezza paramento 3.30m e di dimensioni in pianta BxL = 14.40x14.40

PILA MOBILE 2: altezza fusto 3.05m e di dimensioni in pianta BxL = 12.0x7.50 m

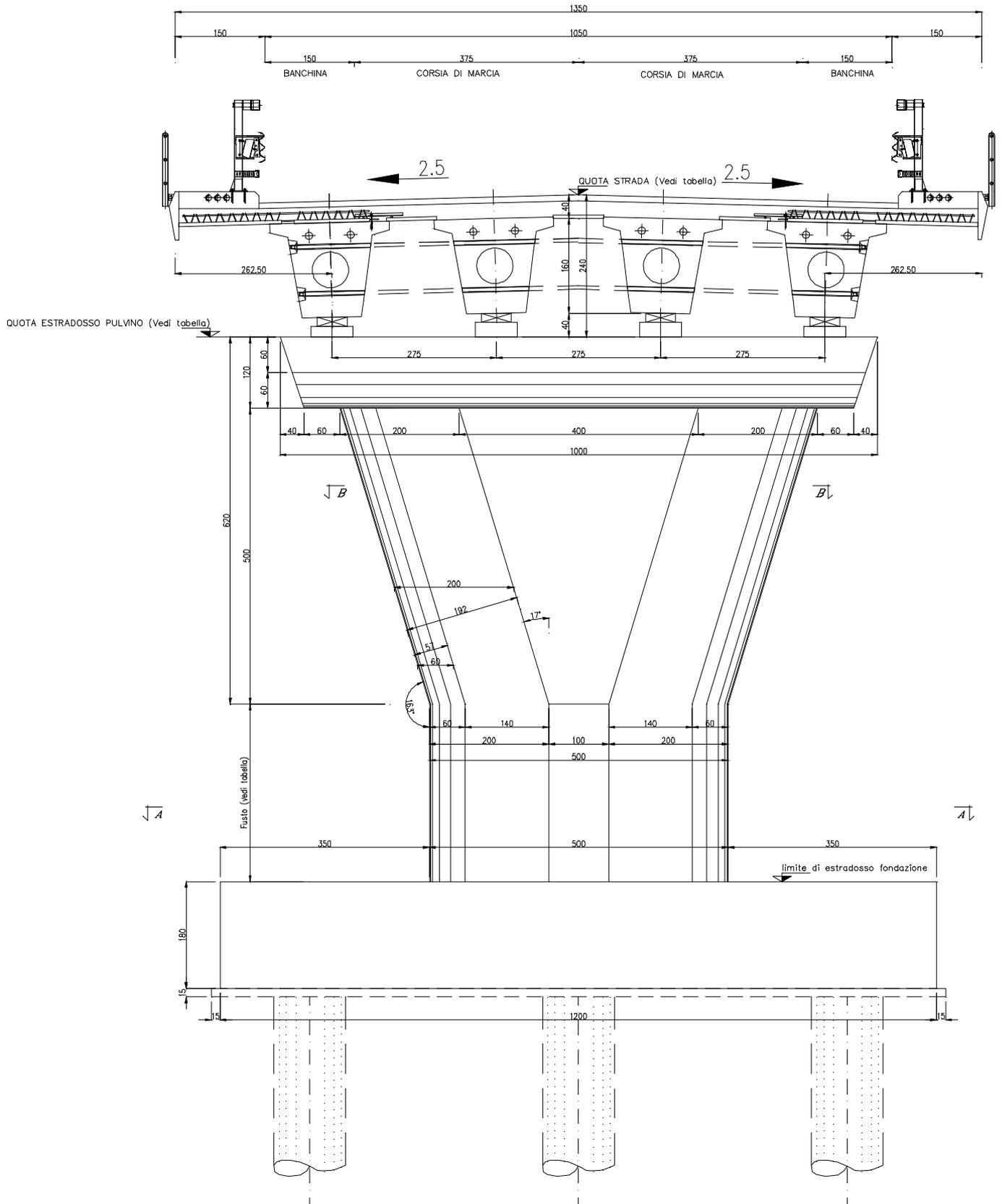


Figura 1: Carpenteria pila 2 Trasversale;

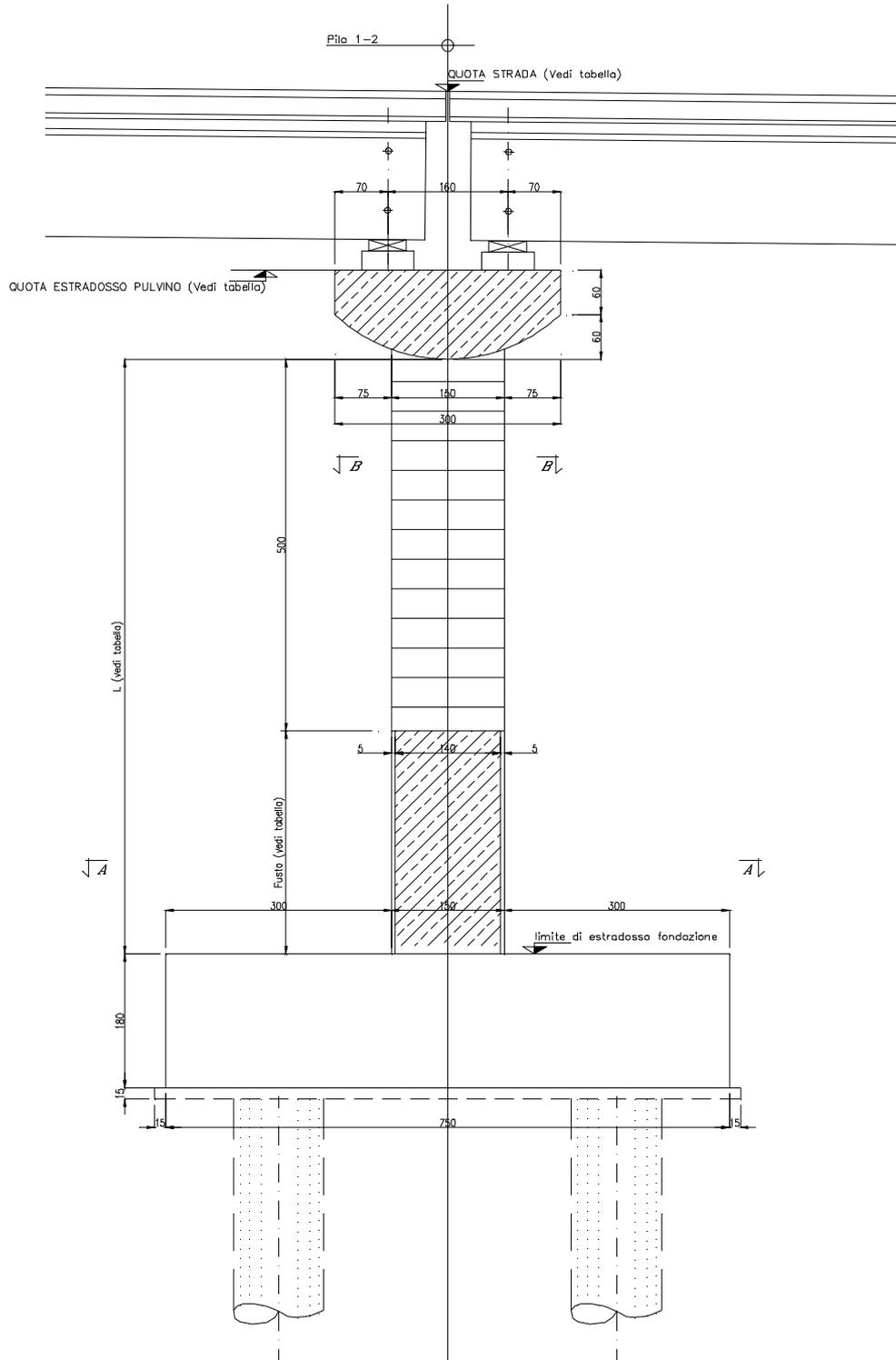


Figura 2: Carpenteria pila 2 Vista longitudinale;

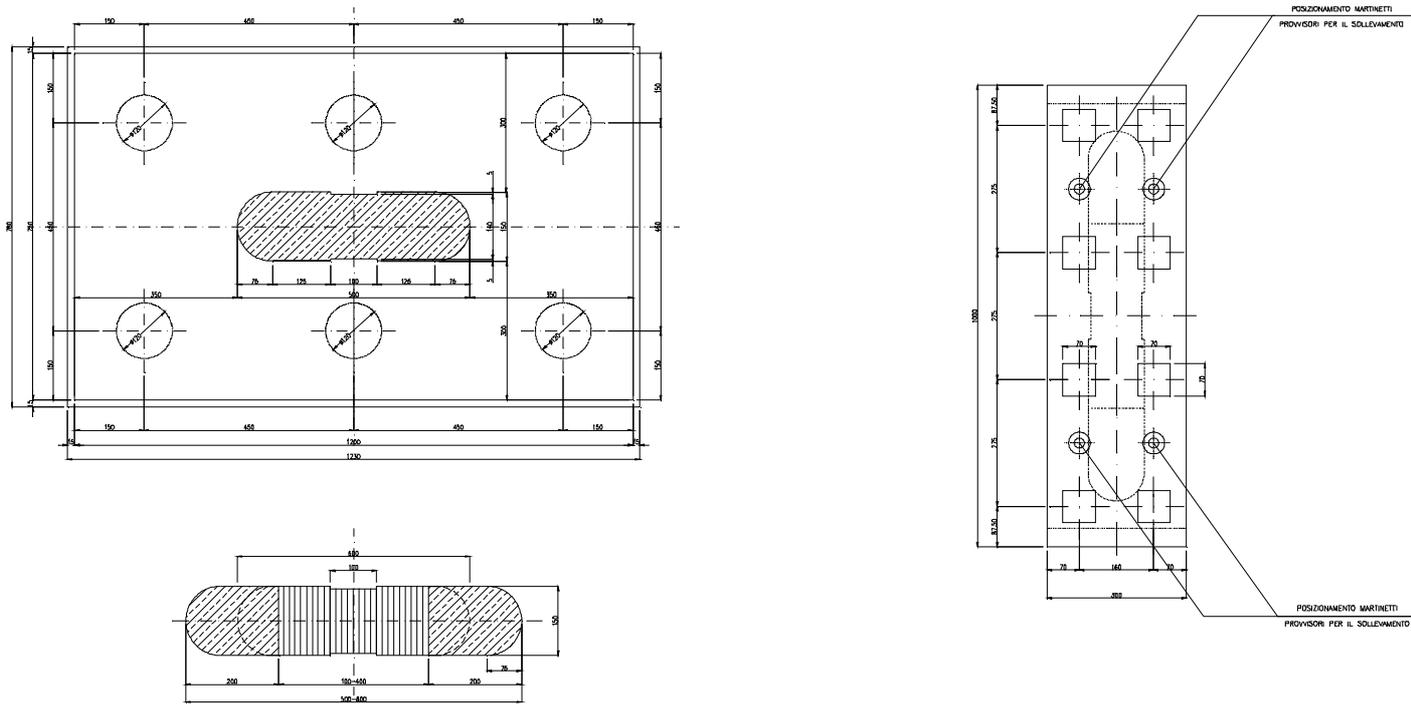
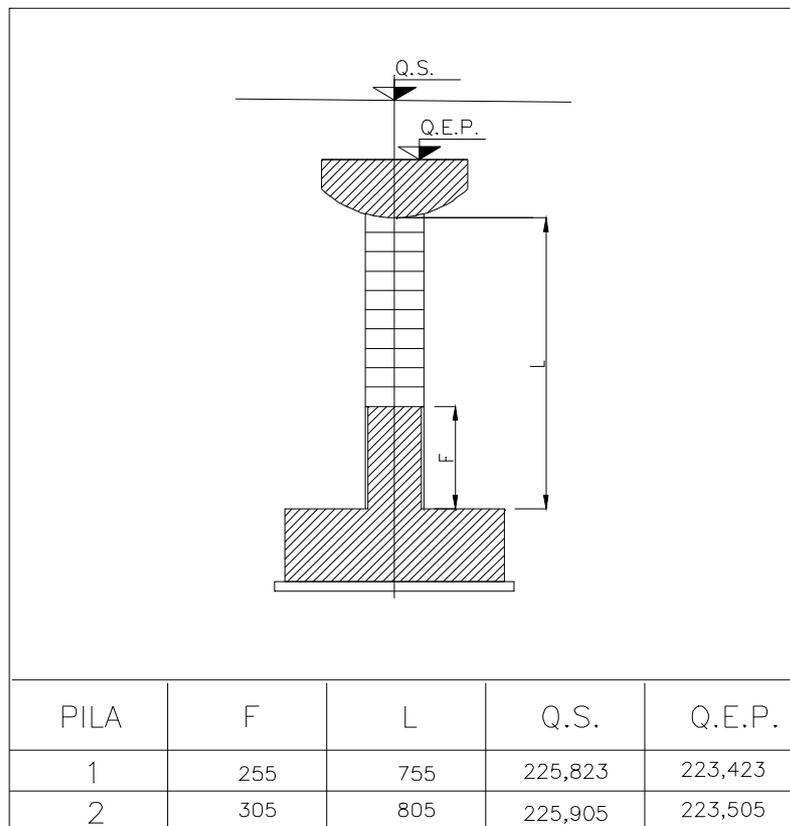


Figura 3: Sezioni della pila allo spicco fondazione;



Nelle seguenti immagini si riporta le carpenteria delle due spalle fisse :

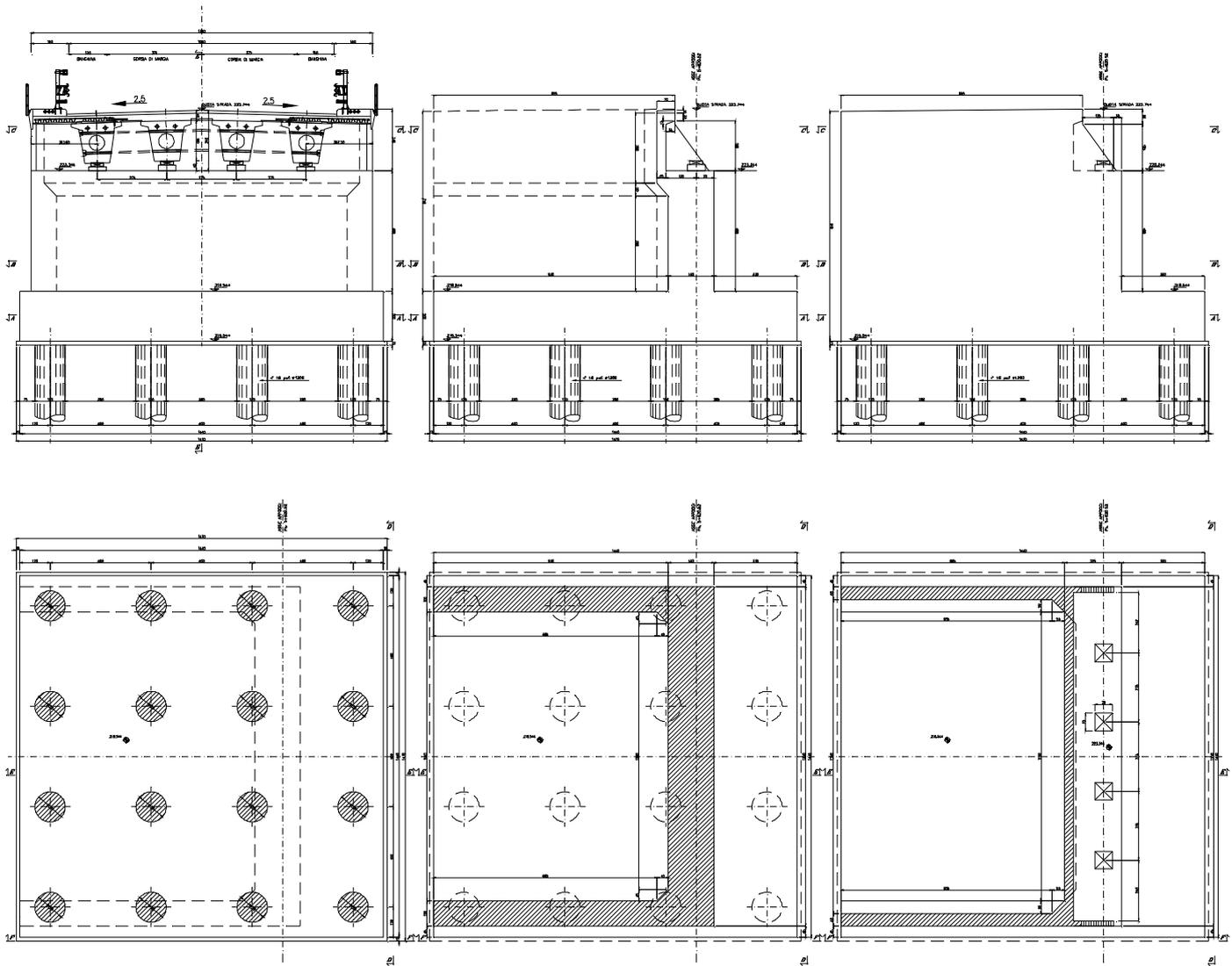


Figura 4-Spalla A;

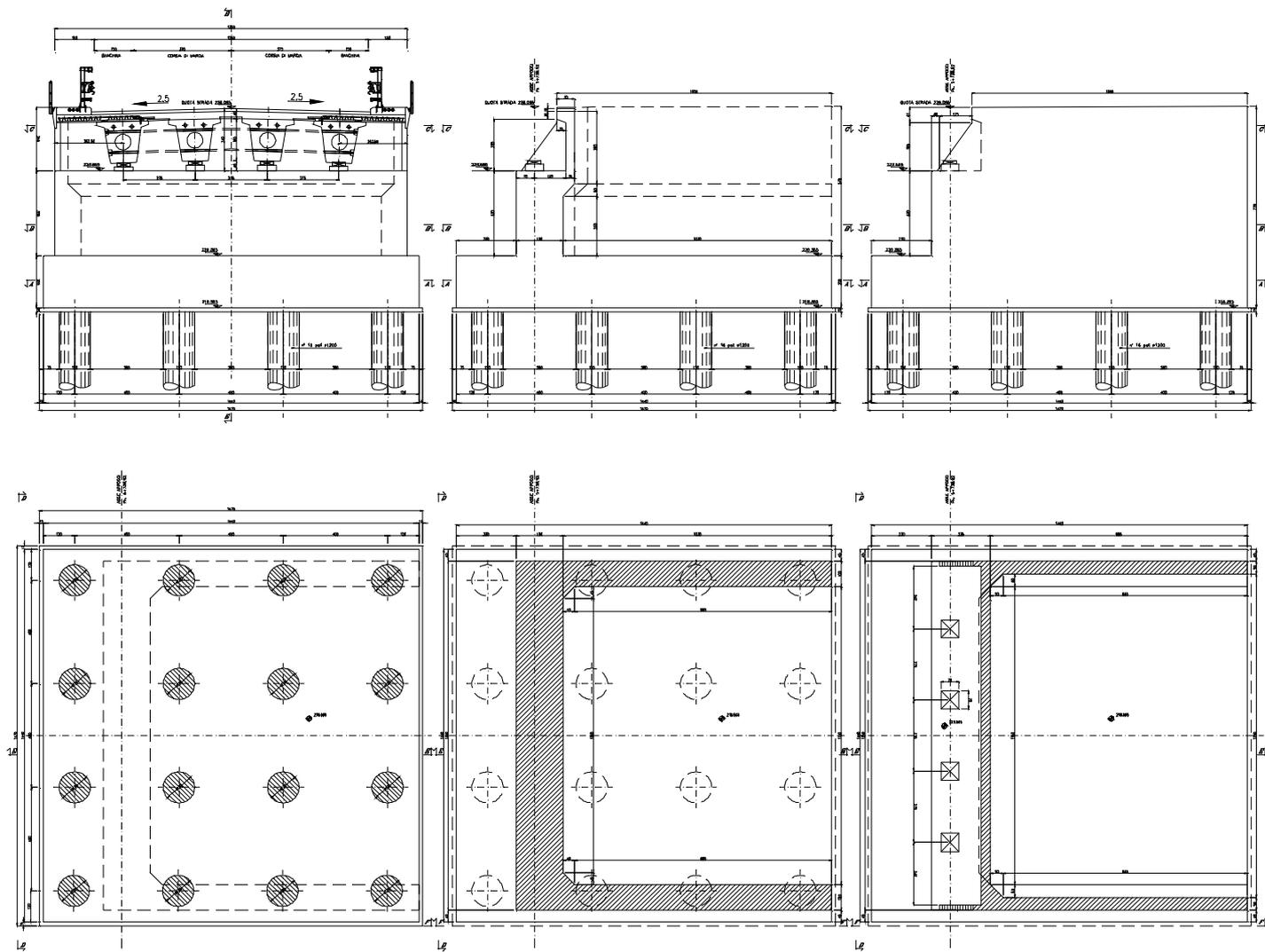


Figura 5-SpallaB;

Nel presente elaborato si procede alle verifiche delle strutture sopra descritte

## 2 Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo elevazioni pile e spalle:	Rck 35 MPa.
Calcestruzzo fondazione:	Rck 30 MPa.
Calcestruzzo pali:	Rck 30 MPa.
Acciaio armatura ordinaria :	Feb44k (controllato in stabilimento) ( $f_{yk} \geq 430$ Mpa)

Le verifiche saranno condotte con il metodo agli S.L., nei riguardi degli stati limite di esercizio, di fessurazione e degli stati limite ultimi. Il calcolo delle caratteristiche delle sollecitazioni verrà effettuato con il calcolo elastico lineare senza ridistribuzioni.

### 2.1 Tensioni di calcolo

Allo **S.L.E.** le tensioni di compressione nel calcestruzzo, per ambienti moderatamente aggressivi, devono rispettare i seguenti limiti:

- per combinazioni di carico rara:  $0,60 \cdot f_{ck}$
  - per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,45 \cdot f_{ck}$
- mentre la massima tensione di trazione nell'armatura ordinaria, non deve superare:
- per combinazioni di carico rara:  $0,70 \cdot f_{yk}$
  - per combinazioni di carico quasi permanente:  $\sigma_{s,am}$

Allo **S.L.U.** le resistenze di calcolo si valutano mediante le espressioni:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad \text{con} \quad \gamma_c = 1,6 \quad \text{per il calcestruzzo}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad \text{con} \quad \gamma_s = 1,15 \quad \text{per l'acciaio}$$

Le tensioni di calcolo agli stati limite relative ai materiali impiegati risultano le seguenti:

- Calcestruzzo tipo Rck 35Mpa
  - $\sigma_{ce} = 17.43 \text{ N/mm}^2$  per combinazione rara
  - $\sigma_{ce} = 13.07 \text{ N/mm}^2$  per combinazione quasi-permanente
  - $f_{cd} = 18.16 \text{ N/mm}^2$
- Calcestruzzo tipo Rck 30Mpa
  - $\sigma_{ce} = 14.94 \text{ N/mm}^2$  per combinazione rara
  - $\sigma_{ce} = 11.205 \text{ N/mm}^2$  per combinazione quasi-permanente
  - $f_{cd} = 15.56 \text{ N/mm}^2$
- Acciaio in barre FeB 44k
  - $\sigma_{se} = 301.0 \text{ N/mm}^2$  per combinazione rara
  - $\sigma_{se} = 255.0 \text{ N/mm}^2$  per combinazione quasi-permanente
  - $f_{yd} = 374 \text{ N/mm}^2$



### 3 Normative di riferimento

- D.M. 16 gennaio 1996 Norme tecniche relative ai: “ Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;
- Legge 5-1-1971 n° 1086: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica".
- DM 4 Maggio 1990: “Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e il collaudo dei ponti stradali.
- D.M. del 9-1-1996 riguardante: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- Circolare del 4-7-1996 contenente le 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 del 16-1-1996.
- Circolare del 15-10-1996 contenente le Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. del 9-1-1996.
- CNR 10024/86 “Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione della relazioni di calcolo”.
- Nella redazione dei progetti e nelle verifiche strutturali si inoltre fatto riferimento alla normativa Europea per le strutture in calcestruzzo e misto come di seguito specificato:
- EC2 – UNI-ENV-1992-1-1 – Progettazione Strutture in Cemento Armato
- Ordinanza 08/05/2003 n.3274: “Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici”.
- Ordinanza 08/05/2003 n.3274: “Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni”.

## 4 Prescrizioni

### 4.1 Parametri del terreno

Si riportano i parametri geotecnici adottati per il dimensionamento delle opere ricavati dall'esito delle indagini eseguite in campagna ed in laboratorio.

#### Viadotto Pietrapiano

Profondità da p.c. (m)	Peso di volume $\gamma$ . (KN/mc)	Coesione non drenata Cu (KN/mq)	formazione
0,00 ÷ 2,00	18	0	Terreno di riporto
2,00 ÷ 8,00	18	0	Alternanze di sabbie limose e limi sabbiosi poco consistenti
8,00 ÷ 15,00	20	100	Argilla
15,00 ÷ 30,00	20	300	Argilla

#### 4.1.1 Parametri del rilevato

Si adotta un rilevato delle seguenti caratteristiche geotecniche:

$\gamma=18 \text{ kN/m}^3$  (peso specifico del rilevato)

$\phi=20^\circ$  (angolo d'attrito)

$c' = 0$  (coesione)

#### 4.1.2 Parametri del misto cementato

Per il dettaglio delle caratteristiche del misto cementato si rimanda alla Relazione Generale (rif. D1 RG 00 000 01 A.doc). Nella presente relazione, a vantaggio di sicurezza, si sono utilizzati i parametri del terreno del rilevato.

## 4.2 Spinta della terra

La spinta del terreno si determina secondo la teoria di Rankine, quindi date le caratteristiche del terreno del rilevato si ha:

$\gamma=18 \text{ kN/m}^3$  (peso specifico del rilevato)

$\phi=20^\circ$  (angolo d'attrito)

$c' = 0$  (coesione)

$k_a = \text{coefficiente di spinta attiva} = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = 0.49$

$S_t = \text{spinta attiva del terreno} = \frac{1}{2} k_a \gamma H^2$

## 5 Effetti globali spalla A – H = 5.00 m

### 5.1 Analisi dei carichi

#### 5.1.1 Azioni verticali e orizzontali agenti direttamente sulla spalla in condizioni statiche.

In condizione statiche le azioni agenti sulle spalle sono le seguenti:

Avendo utilizzato, per il calcolo delle sollecitazioni, una procedura agli elementi finiti sia per le pile, che per l'impalcato, i pesi propri strutturali sono stati valutati automaticamente e tenuti in conto per mezzo di tale procedura, fornendo nei dati di input le corrette dimensioni degli elementi strutturali e le relative densità di peso:

c.a.:  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

acc.:  $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$ .

Azioni verticali  
pesi propri spalla

		<b>N(kN)</b>	<b>el(m)</b>	<b>et(m)</b>	<b>MI (kNm)</b>	<b>Mt (kNm)</b>
Paraghia						
H	2,40					
B	13,50	283,50	-1,730	0,00	-490,46	0,00
s	0,35					
Paramento						
H	5,00					
B	13,50	3037,50	-2,900	0,00	-8808,75	0,00
s	1,80					
Risolto						
A	132,86	3321,50	2,550	0,00	8469,83	0,00
s	1,00					
Zattera di fondazione						
A	207,36	10368,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s	2,00					
Terreno						
H	11,50					
B	9,10	13751,01	2,550	0,00	35065,08	0,00
s	7,30					
Carichi permanenti						
q	12,50					
H	11,50	1200,31	2,420	0,00	2904,76	0,00
B	8,35					
<b>subtotale</b>		<b>30761,51</b>			<b>37140,45</b>	<b>0,00</b>

et = ECCENTR. TRASVERSALE

el = ECCENTR. LONG.

MI = MOMENTO LONG.

Mt = MOMENTO TRASV.

Per quanto riguarda la spinta del terreno sulla spalla si hanno le seguenti caratteristiche del terreno di rilevato:

Le caratteristiche del terreno da adottare sono le seguenti:

$\gamma =$  18 kN/mc       $\varphi =$  20  
 $K_a =$  0,490

quindi risultano le seguenti spinte:

		Hlong(kN)	el(m)	MI (kNm)
Spinta terreno				
H	9,30	-5152,24	3,10	-15971,93
B	13,50			
Incr. Accidentali				
q	12,50	-769,45	4,65	-3577,94

## 5.1.2 Sovrappinte sulla spalla in condizioni sismiche

Sismiche	$\beta C$	<b>Sdh</b>	$\Delta ka$		
	1	0,35	0,172		
Inerzie					
	<b>H(kN)</b>	<b>el(m)</b>	<b>et(m)</b>	<b>MI (kNm)</b>	<b>Mt (kNm)</b>
Paraghia	-99,23	8,150	8,150	-808,68	-808,68
Paramento	-1063,13	4,50	4,50	-4784,06	-4784,06
Risvolto	-1162,53	5,680	5,680	-6603,14	-6603,14
Zattera di fondazione	-3628,80	1,00	1,00	-3628,80	-3628,80
Terreno	-4812,85	5,680	5,68	-27337,01	-27337,01
Carichi permanenti	-420,11	9,30	9,30	-3907,02	-3907,02
Incr. di spinta	-1803,28	6,20	6,20	-11180,35	-11180,35
Incr. di spinta acc.	-269,31	4,65	4,65	-1252,28	-1252,28
<b>subtotale</b>	<b>-12989,92</b>			<b>-59501,34</b>	<b>59501,34</b>

## 5.1.3 Azioni provenienti dall'impalcato

<b>CAMPATA L = 30,00 m (app. FISSO)</b>								
<b>Azioni statiche</b>		<b>q(KN/m)</b>	<b>L (m)</b>	<b>F (KN)</b>	<b>et (m)</b>	<b>el (m)</b>	<b>MI (KNm)</b>	<b>Mt (KNm)</b>
<b>Verticali</b>								
PP delle strutture	<b>g1</b>	186,30	15,00	2795	0,00	0,00	0,00	0,00
Baggioli	<b>g2</b>		1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	<b>g2</b>			0,00			0,00	0,00
Perm. Portati	<b>g2</b>	56,75	15,00	851,3	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta terra	<b>g3</b>			0,00			0,00	0,00
spinta idraulica	<b>g3</b>			0,00			0,00	0,00
dist. di prog.	<b>ε1</b>			0,00			0,00	0,00
ritiro	<b>ε2</b>			0,00			0,00	0,00
ΔT Impalcato	<b>ε3</b>			0,00			0,00	0,00
scorrim. Viscosi	<b>ε4</b>			0,00			0,00	0,00
cedim. Vincolari	<b>ε5</b>			0,00			0,00	0,00

Per i carichi mobili si riporta il seguente tabulato di calcolo:

carichi mobili	<b>q1a+q1b</b>	600,00	1,00	768,00	3,57	0,00	0,00	2741,76
carichi mobili	<b>0,5(q1a+q1b)</b>	300,00	1,00	384,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	<b>0,35(q1a+q1b)</b>	210,00	1,00	268,80	-3,57	0,00	0,00	-959,62
carichi mobili	<b>q1e</b>	6,00	15,00	115,20	6,23	0,00	0,00	717,70
carichi mobili	<b>q1e</b>	6,00	15,00	115,20	-6,23	0,00	0,00	-717,70
incr. Din	<b>q2</b>	1,28		0,00			0,00	0,00

<b>Orizzontali Long.</b>								
Frenatura	<b>q3</b>	273,00	1,00	273,00	0,00	2,05	559,65	0,00
dist. di prog.	<b>ε1</b>			0,00			0,00	0,00
ritiro	<b>ε2</b>			0,00			0,00	0,00
ΔT Impalcato	<b>ε3</b>			0,00			0,00	0,00
scorrim. Viscosi	<b>ε4</b>			0,00			0,00	0,00
cedim. Vincolari	<b>ε5</b>			0,00			0,00	0,00
res. Parassite	<b>q7</b>	1167,00	1,00	1167,00	0,00	0,40	466,80	0,00
<b>Orizzontali Trasv.</b>								
dist. di prog.	<b>ε1</b>			0,00			0,00	0,00
ritiro	<b>ε2</b>			0,00			0,00	0,00
ΔT Impalcato	<b>ε3</b>			0,00			0,00	0,00
scorrim. Viscosi	<b>ε4</b>			0,00			0,00	0,00
cedim. Vincolari	<b>ε5</b>			0,00			0,00	0,00
centrif.	<b>q4</b>	0,20	15,00	3,00	2,39	0,00	0,00	7,17
Vento	<b>q5</b>	12,50	15,00	187,50	2,495	0,00	0,00	467,81
Azioni sui parapetti	<b>q8</b>			0,00			0,00	0,00

Coefficienti sismici	Sv	Sh $\gamma$	Sdv	Sdh
	0,00	0,35 1,00	0,00	0,35

<b>Azioni sismiche</b>		<b>q6</b>						
<b>Incr. carichi Verticali</b>								
PP		0,00	15,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Perm. Portati		0,00	15,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili		0,00	1,00	0,00		0,00	0,00	0,00
<b>Sisma Long.</b>								
PP		65,21	60,00	3912,30	0,00	1,600	6259,68	0,00
Perm. Portati		19,86	60,00	1191,75	0,00	2,40	2860,20	0,00
carichi mobili		0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Sisma Trasv.</b>								
PP		65,21	15,00	978,08	1,600	0,00	0,00	1564,92
Perm. Portati		19,86	15,00	297,94	2,40	0,00	0,00	715,05
carichi mobili		0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Per l'impalcato si prendono in considerazione le seguenti combinazioni di carico:

COMBINAZIONI	g1	g2	g3	ε1	ε2	ε3	ε4	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9
AI	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
AII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,60	0,00	1,00	1,00	1,00
AIII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,20	0,00	1,00	1,00	1,00
AIV	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,20	0,00	1,00	1,00	1,00

FI	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00
FII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
FIII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

UI	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50			1,50	1,50
UII	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	0,00	0,00	0,90			1,50	1,50
UIII	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	1,50	0,00	0,30			1,50	1,50
UIV	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	0,00	1,50	0,30			1,50	1,50

Per ogni combinazione di carico considerata si determinano le seguenti azioni sulla spalla A in esame:

		V(kN)	Hlong(kN)	Htrasv(kN)	Mlong(kNm)	Mtrasv(kNm)
<b>SLE</b>	<b>A I</b>	3645,75	1167,00	187,50	466,80	467,81
	<b>A II</b>	5296,95	1167,00	112,50	466,80	2062,83
	<b>A III</b>	5296,95	1440,00	37,50	1026,45	1875,71
	<b>A IV</b>	5296,95	1167,00	40,50	466,80	1882,88

		V(kN)	Hlong(kN)	Htrasv(kN)	Mlong(kNm)	Mtrasv(kNm)
<b>SLE di fessurazione</b>	<b>FI</b>	3645,75	0,00	75,00	0,00	187,13
	<b>FII</b>	4306,23	0,00	0,00	0,00	712,86
	<b>FIII</b>	4306,23	0,00	0,00	0,00	712,86

		V(kN)	Hlong(kN)	Htrasv(kN)	Mlong(kNm)	Mtrasv(kNm)
<b>SLU</b>	<b>UI</b>	5468,63	1750,50	281,25	700,20	701,72
	<b>UII</b>	7945,43	1750,50	168,75	700,20	3094,25
	<b>UIII</b>	7945,43	2160,00	56,25	1539,68	2813,56
	<b>UIV</b>	7945,43	1750,50	60,75	700,20	2824,31

<b>SLU</b>	<b>sisma</b>	3645,75	5104,05	1276,01	9119,88	2279,97
------------	--------------	---------	---------	---------	---------	---------

**COMBINAZIONI AZIONI SOMMITA' SPALLA**

Risultanti sollecitazioni in sommità della spalla appoggio fisso

Le sollecitazioni flettenti longitudinali verranno tradotte in incrementi/riduzioni dello sforzo normale agente sugli appoggi secondo una distribuzione lineare delle risultanti ( $\Delta N = M_{\text{long}}/J \cdot d_i$ )

	campata 1	campata 2	campata 3	campata 4	campata 5	campata 6	campata 7	campata 8	campata 9
passo	28,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distanza dalla mezzeria	28,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distanza quadratica	806,56	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
J	806,56								
W	28,40								

	N(kN)	Delta N	Nrisultante	Hlong(kN)	Htrasv(kN)	Mtrasv(kNm)
A I	3645,75	16,44	3662,19	1167,00	187,50	467,81
A II	5296,95	16,44	5313,39	1167,00	112,50	2062,83
A III	5296,95	36,14	5333,09	1440,00	37,50	1875,71
A IV	5296,95	16,44	5313,39	1167,00	40,50	1882,88

FI	3645,75	0,00	3645,75	0,00	75,00	187,13
FII	4306,23	0,00	4306,23	0,00	0,00	712,86
FIII	4306,23	0,00	4306,23	0,00	0,00	712,86

UI	5468,63	24,65	5493,28	1750,50	281,25	701,72
UII	7945,43	24,65	7970,08	1750,50	168,75	3094,25
UIII	7945,43	54,21	7999,64	2160,00	56,25	2813,56
UIV	7945,43	24,65	7970,08	1750,50	60,75	2824,31

Le azioni provenienti dall'impalcato vengono quindi trasmesse ai pali di fondazione:

<b>Azioni provenienti dall' impalcato</b>					
<b>Da carichi verticali</b>					
	<b>N(kN)</b>	<b>el(m)</b>	<b>et(m)</b>	<b>MI (kNm)</b>	<b>Mt (kNm)</b>
A I	3662,19	-3,10	0,00	-11352,78	467,81
A II	5313,39	-3,10	0,00	-16471,50	2062,83
A III	5333,09	-3,10	0,00	-16532,59	1875,71
A IV	5313,39	-3,10	0,00	-16471,50	1882,88

FI	3645,75	-3,10	0,00	-11301,83	187,13
FII	4306,23	-3,10	0,00	-13349,31	712,86
FIII	4306,23	-3,10	0,00	-13349,31	712,86

UI	5493,28	-3,10	0,00	-17029,17	701,72
UII	7970,08	-3,10	0,00	-24707,25	3094,25
UIII	7999,64	-3,10	0,00	-24798,88	2813,56
UIV	7970,08	-3,10	0,00	-24707,25	2824,31

sisma	3966,87	-3,10	0,00	-12297,30	2279,97
-------	---------	-------	------	-----------	---------

<b>Da carichi orizzontali</b>						
	<b>Hlong(kN)</b>	<b>Hltrasv(kN)</b>	<b>el(m)</b>	<b>et(m)</b>	<b>MI (kNm)</b>	<b>Mt (kNm)</b>
A I	-1167,00	187,50	7,40	7,40	-8635,80	1387,50
A II	-1167,00	112,50	7,40	7,40	-8635,80	832,50
A III	-1440,00	37,50	7,40	7,40	-10656,00	277,50
A IV	-1167,00	40,50	7,40	7,40	-8635,80	299,70

FI	0,00	75,00	7,40	7,40	0,00	555,00
FII	0,00	0,00	7,40	7,40	0,00	0,00
FIII	0,00	0,00	7,40	7,40	0,00	0,00

UI	-1750,50	281,25	7,40	7,40	-12953,70	2081,25
UII	-1750,50	168,75	7,40	7,40	-12953,70	1248,75
UIII	-2160,00	56,25	7,40	7,40	-15984,00	416,25
UIV	-1750,50	60,75	7,40	7,40	-12953,70	449,55

sisma	-5104,05	1276,01	7,40	7,40	-37769,97	9442,49
-------	----------	---------	------	------	-----------	---------

<b>Azioni alla base della spalla</b>					
	<b>N(kN)</b>	<b>Hlong(kN)</b>	<b>Htrasv(kN)</b>	<b>Mlong(kNm)</b>	<b>Mtrasv(kNm)</b>
A I	34423,70	-7088,69	187,50	-2398,00	1855,31
A II	36074,90	-7088,69	112,50	-7516,72	2895,33
A III	36094,60	-7361,69	37,50	-9598,01	2153,21
A IV	36074,90	-7088,69	40,50	-7516,72	2182,58
FI	49788,02	-8882,53	75,00	15084,04	742,13
FII	50448,50	-8882,53	0,00	13036,56	712,86
FIII	50448,50	-8882,53	0,00	13036,56	712,86
UI	51635,54	-10633,03	281,25	-3597,00	2782,97
UII	54112,34	-10633,03	168,75	-22576,90	4343,00
UIII	54141,90	-11042,53	56,25	-27746,33	3229,81
UIV	54112,34	-10633,03	60,75	-24624,39	3273,86
SISMA x	34728,38	-24015,66	0,00	-91978,04	0,00
SISMA y	34728,38	0,00	14265,93	0,00	71223,81

## 6 Effetti globali Pila P5 fissa

### 6.1 Analisi dei carichi

#### 6.1.1 Azioni verticali e orizzontali agenti direttamente sulla pila in condizioni statiche.

In condizione statiche le azioni agenti sulle pile sono le seguenti:

Avendo utilizzato, per il calcolo delle sollecitazioni, una procedura agli elementi finiti sia per le pile, che per l'impalcato, i pesi propri strutturali sono stati valutati automaticamente e tenuti in conto per mezzo di tale procedura, fornendo nei dati di input le corrette dimensioni degli elementi strutturali e le relative densità di peso:

c.a.:  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

acc.:  $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$ .

Azioni verticali  
pesi propri spalla

		<b>N(kN)</b>	<b>eI(m)</b>	<b>eI(m)</b>	<b>MI (kNm)</b>	<b>Mt (kNm)</b>
pulvino						
A	3,03	758,00	0,000	0,00	0,00	0,00
s	10,00					
disacc.						
A	2,25	561,25	0,000	0,00	0,00	0,00
s	5,00					
fusto						
A	5,59	908,38	0,000	0,00	0,00	0,00
s	6,50					
Zattera di fondazione						
A	90,00	4050,00	0,00	0,00	0,00	0,00
s	1,80					
Terreno						
H	0,00					
B	0,00	0,00	0,000	0,00	0,00	0,00
s	0,00					
Carichi permanenti						
q	0,00					
H	0,00	0,00	0,000	0,00	0,00	0,00
B	0,00					
<b>subtotale</b>		<b>6277,63</b>			<b>0,00</b>	<b>0,00</b>

## 6.1.2 Azioni pila in condizioni sismiche

Sismiche	$\beta C$	<b>Sdh</b>	<b>Sdt</b>			
	1	0,08	0,24			
Inerzie						
	Hlong(kN)	Hltrasv(kN)	el(m)	et(m)	MI (kNm)	Mt (kNm)
pulvino	-60,64	-181,92	13,920	13,920	-844,11	-2532,33
disacc.	-44,90	-134,70	10,80	10,80	-484,92	-1454,76
fusto	-72,67	-218,01	5,050	5,050	-366,98	-1100,95
Zattera di fondazione	-324,00	-972,00	0,90	0,90	-291,60	-874,80
Terreno	0,00	0,00	0,000	0,00	0,00	0,00
Carichi permanenti	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Incr. di spinta	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Incr. di spinta acc.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>subtotale</b>	<b>-502,21</b>	<b>-1506,63</b>			<b>-1987,61</b>	<b>-5962,84</b>

## 6.1.3 Azioni provenienti dall'impalcato

CAMPATA L = 30,00 m (app. FISSO)								
Azioni statiche		q(KN/m)	L (m)	F (KN)	et (m)	el (m)	MI (KNm)	Mt (KNm)
<b>Verticali</b>								
PP delle strutture	<b>g1</b>	186,30	30,00	5589	0,00	0,00	0,00	0,00
Baggioli	<b>g2</b>		1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	<b>g2</b>			0,00			0,00	0,00
Perm. Portati	<b>g2</b>	56,75	30,00	1702,5	0,00	0,00	0,00	0,00
spinta terra	<b>g3</b>			0,00			0,00	0,00
spinta idraulica	<b>g3</b>			0,00			0,00	0,00
dist. di prog.	$\varepsilon 1$			0,00			0,00	0,00
ritiro	$\varepsilon 2$			0,00			0,00	0,00
$\Delta I$ Impalcato	$\varepsilon 3$			0,00			0,00	0,00
scorrim. Viscosi	$\varepsilon 4$			0,00			0,00	0,00
cedim. Vincolari	$\varepsilon 5$			0,00			0,00	0,00

Per i carichi mobili si riporta il seguente tabulato di calcolo:

carichi mobili	<b>q1a+q1b</b>	600,00	1,00	768,00	3,57	0,00	0,00	2741,76
carichi mobili	<b>0,5(q1a+q1b)</b>	300,00	1,00	384,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili	<b>0,35(q1a+q1b)</b>	210,00	1,00	268,80	-3,57	0,00	0,00	-959,62
carichi mobili	<b>q1e</b>	6,00	30,00	230,40	6,23	0,00	0,00	1435,39
carichi mobili	<b>q1e</b>	6,00	30,00	230,40	-6,23	0,00	0,00	-1435,39
incr. Din	<b>q2</b>	1,28		0,00			0,00	0,00

<b>Orizzontali Long.</b>									
Frenatura	<b>q3</b>	303,00	1,00	387,84	0,00	2,05	795,07	0,00	
dist. di prog.	<b>ε1</b>			0,00			0,00	0,00	
ritiro	<b>ε2</b>			0,00			0,00	0,00	
ΔT Impalcato	<b>ε3</b>			0,00			0,00	0,00	
scorrim. Viscosi	<b>ε4</b>			0,00			0,00	0,00	
cedim. Vincolari	<b>ε5</b>			0,00			0,00	0,00	
res. Parassite	<b>q7</b>	730,00	1,00	730,00	0,00	0,40	292,00	0,00	

<b>Orizzontali Trasv.</b>									
dist. di prog.	$\varepsilon 1$				0,00			0,00	0,00
ritiro	$\varepsilon 2$				0,00			0,00	0,00
$\Delta T$ Impalcato	$\varepsilon 3$				0,00			0,00	0,00
scorrim. Viscosi	$\varepsilon 4$				0,00			0,00	0,00
cedim. Vincolari	$\varepsilon 5$				0,00			0,00	0,00
centrif.	<b>q4</b>	0,00	15,00		0,00	3,55	0,00	0,00	0,00
Vento	<b>q5</b>	5,00	30,00		150,00	2,525	0,00	0,00	378,75
Azioni sui parapetti	<b>q8</b>				0,00			0,00	0,00

Coefficienti sismici	St	Sh	$\gamma I$	Sdt	Sdh
	0,24	0,08	1,00	<b>0,24</b>	<b>0,08</b>

<b>Azioni sismiche</b>									
<b>Incr. carichi Verticali</b>									
<b>q6</b>									
PP		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Perm. Portati		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
carichi mobili		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Sisma Long.</b>									
PP		14,90	90,00	1341,36	0,00	1,025	1374,89	0,00	0,00
Perm. Portati		4,54	90,00	408,60	0,00	2,15	878,49	0,00	0,00
carichi mobili		0,00	1,00	0,00	0,00	3,55	0,00	0,00	0,00
<b>Sisma Trasv.</b>									
PP		44,71	15,00	670,68	1,025	0,00	0,00	687,45	0,00
Perm. Portati		13,62	15,00	204,30	2,15	0,00	0,00	439,25	0,00
carichi mobili		0,00	1,00	0,00	3,55	0,00	0,00	0,00	0,00

Per l'impalcato si prendono in considerazione le seguenti combinazioni di carico:

COMBINAZIONI	g1	g2	g3	$\varepsilon 1$	$\varepsilon 2$	$\varepsilon 3$	$\varepsilon 4$	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9
AI	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
AII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,60	0,00	1,00	1,00	1,00
AIII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,20	0,00	1,00	1,00	1,00
AIV	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,20	0,00	1,00	1,00	1,00

FI	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00
FII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
FIII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

UI	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50		1,50	1,50
UII	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	0,00	0,00	0,90		1,50	1,50
UIII	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	1,50	0,00	0,30		1,50	1,50
UIV	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	0,00	1,50	0,30		1,50	1,50

Per ogni combinazione di carico considerata si determinano le seguenti azioni sulla pila 5 in esame:

Pila con appoggio fisso						
		V(kN)	Hlong(kN)	Htrasv(kN)	Mlong(kNm)	Mtrasv(kNm)
	<b>A I</b>	7291,50	730,00	150,00	292,00	378,75
	<b>A II</b>	9173,10	730,00	90,00	292,00	2009,39
	<b>A III</b>	9173,10	1117,84	30,00	1087,07	1857,89
	<b>A IV</b>	9173,10	730,00	30,00	292,00	1857,89

<b>SLE di fessurazione e</b>	<b>FI</b>	7291,50	0,00	60,00	0,00	151,50
	<b>FII</b>	8044,14	0,00	0,00	0,00	712,86
	<b>FIII</b>	8044,14	0,00	0,00	0,00	712,86

<b>SLU</b>	<b>UI</b>	10937,25	1095,00	225,00	438,00	568,13
	<b>UII</b>	13759,65	1095,00	135,00	438,00	3014,09
	<b>UIII</b>	13759,65	1676,76	45,00	1630,61	2786,84
	<b>UIV</b>	13759,65	1095,00	45,00	438,00	2786,84

<b>sisma</b>	7291,50	1749,96	874,98	2253,38	1126,69
--------------	---------	---------	--------	---------	---------

#### COMBINAZIONI AZIONI SOMMITA' PILA

##### Fissa

impalcato a doppia corsia e=0,00

	N(kN)	Hlong(kN)	Htrasv(kN)	Mlong(kNm)	Mtrasv(kNm)
<b>A I</b>	7291,50	730,00	150,00	292,00	378,75
<b>A II</b>	9173,10	730,00	90,00	292,00	2009,39
<b>A III</b>	9173,10	1117,84	30,00	1087,07	1857,89
<b>A IV</b>	9173,10	730,00	30,00	292,00	1857,89

<b>FI</b>	7291,50	0,00	60,00	0,00	151,50
<b>FII</b>	8044,14	0,00	0,00	0,00	712,86
<b>FIII</b>	8044,14	0,00	0,00	0,00	712,86

<b>UI</b>	10937,25	1095,00	225,00	438,00	568,13
<b>UII</b>	13759,65	1095,00	135,00	438,00	3014,09
<b>UIII</b>	13759,65	1676,76	45,00	1630,61	2786,84
<b>UIV</b>	13759,65	1095,00	45,00	438,00	2786,84

Le sollecitazioni flettenti longitudinali verranno tradotte in incrementi/riduzioni dello sforzo normale agente sui 2 appoggi secondo una distribuzione lineare delle risultanti ( $\Delta N = M_{long} / J \cdot d_i$ )

	campata 1	campata 2	campata 3	campata 4	campata 5	campata 6	campata 7	campata 8	campata 9
<b>passo</b>	28,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>distanza dalla mezzeria</b>	28,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>distanza quadratica</b>	806,56	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>J</b>	806,56								
<b>W</b>	28,40								

#### COMBINAZIONI AZIONI SOMMITA' PILA APPOGGIO FISSO

Risultanti sollecitazioni in sommità della pila appoggio fisso

	N(kN)	Delta N	Nrisultante	Hlong(kN)	Htrasv(kN)	Mtrasv(kNm)
A I	7291,50	10,28	7301,78	730,00	150,00	378,75
A II	9173,10	10,28	9183,38	730,00	90,00	2009,39
A III	9173,10	38,28	9211,38	1117,84	30,00	1857,89
A IV	9173,10	10,28	9183,38	730,00	30,00	1857,89

FI	7291,50	0,00	7291,50	0,00	60,00	151,50
FII	8044,14	0,00	8044,14	0,00	0,00	712,86
FIII	8044,14	0,00	8044,14	0,00	0,00	712,86

UI	10937,25	15,42	10952,67	1095,00	225,00	568,13
UII	13759,65	15,42	13775,07	1095,00	135,00	3014,09
UIII	13759,65	57,42	13817,07	1676,76	45,00	2786,84
UIV	13759,65	15,42	13775,07	1095,00	45,00	2786,84

<b>Azioni provenienti dall' impalcato</b>					
<b>Da carichi verticali</b>					
	<b>N(kN)</b>	<b>el(m)</b>	<b>et(m)</b>	<b>MI (kNm)</b>	<b>Mt (kNm)</b>
A I	7301,78	0,00	0,00	0,00	378,75
A II	9183,38	0,00	0,00	0,00	2009,39
A III	9211,38	0,00	0,00	0,00	1857,89
A IV	9183,38	0,00	0,00	0,00	1857,89

FI	7291,50	0,00	0,00	0,00	151,50
FII	8044,14	0,00	0,00	0,00	712,86
FIII	8044,14	0,00	0,00	0,00	712,86

UI	10952,67	0,00	0,00	0,00	568,13
UII	13775,07	0,00	0,00	0,00	3014,09
UIII	13817,07	0,00	0,00	0,00	2786,84
UIV	13775,07	0,00	0,00	0,00	2786,84

<b>Altezza appoggio</b>	40,00 cm					
<b>Da carichi orizzontali</b>						
	<b>Hlong(kN)</b>	<b>Hltrasv(kN)</b>	<b>el(m)</b>	<b>et(m)</b>	<b>MI (kNm)</b>	<b>Mt (kNm)</b>
A I	-730,00	150,00	14,90	14,90	-10877,00	2235,00
A II	-730,00	90,00	14,90	14,90	-10877,00	1341,00
A III	-1117,84	30,00	14,90	14,90	-16655,82	447,00
A IV	-730,00	30,00	14,90	14,90	-10877,00	447,00
FI	0,00	60,00	14,90	14,90	0,00	894,00
FII	0,00	0,00	14,90	14,90	0,00	0,00
FIII	0,00	0,00	14,90	14,90	0,00	0,00
UI	-1095,00	225,00	14,90	14,90	-16315,50	3352,50
UII	-1095,00	135,00	14,90	14,90	-16315,50	2011,50
UIII	-1676,76	45,00	14,90	14,90	-24983,72	670,50
UIV	-1095,00	45,00	14,90	14,90	-16315,50	670,50
sisma	-1749,96	874,98	14,90	14,90	-26074,40	13037,20

## 7 Determinazione delle sollecitazioni e verifiche

### 7.1.1 Riepilogo delle sollecitazioni all'intradosso fondazioni

Nelle seguenti tabelle si riportano i carichi alla base delle fondazioni per i tre elementi in esame, Spalla fissa A, Spalla fissa B, Pila Fissa P5.

SPALLA A H=5.00 m

<b>Azioni alla base della spalla</b>					
	<b>N(kN)</b>	<b>Hlong(kN)</b>	<b>Htrasv(kN)</b>	<b>Mlong(kNm)</b>	<b>Mtrasv(kNm)</b>
A I	34423,70	-7088,69	187,50	-2398,00	1855,31
A II	36074,90	-7088,69	112,50	-7516,72	2895,33
A III	36094,60	-7361,69	37,50	-9598,01	2153,21
A IV	36074,90	-7088,69	40,50	-7516,72	2182,58

FI	49788,02	-8882,53	75,00	15084,04	742,13
FII	50448,50	-8882,53	0,00	13036,56	712,86
FIII	50448,50	-8882,53	0,00	13036,56	712,86

UI	51635,54	-10633,03	281,25	-3597,00	2782,97
UII	54112,34	-10633,03	168,75	-22576,90	4343,00
UIII	54141,90	-11042,53	56,25	-27746,33	3229,81
UIV	54112,34	-10633,03	60,75	-24624,39	3273,86

SISMA x	34728,38	-24015,66	0,00	-91978,04	0,00
SISMA y	34728,38	0,00	14265,93	0,00	71223,81

**Azioni alla base della pila**

	<b>N(kN)</b>	<b>Hlong(kN)</b>	<b>Htrasv(kN)</b>	<b>Mlong(kNm)</b>	<b>Mtrasv(kNm)</b>
A I	13579,41	-730,00	150,00	-10877,00	2613,75
A II	15461,01	-730,00	90,00	-10877,00	3350,39
A III	15489,00	-1117,84	30,00	-16655,82	2304,89
A IV	15461,01	-730,00	30,00	-10877,00	2304,89
FI	16707,94	0,00	60,00	0,00	1045,50
FII	17460,58	0,00	0,00	0,00	712,86
FIII	17460,58	0,00	0,00	0,00	712,86
UI	20369,11	-1095,00	225,00	-16315,50	3920,63
UII	23191,51	-1095,00	135,00	-16315,50	5025,59
UIII	23233,50	-1676,76	45,00	-24983,72	3457,34
UIV	23191,51	-1095,00	45,00	-16315,50	3457,34
SISMA x	13648,47	-2252,17	0,00	-28062,02	0,00
SISMA y	13648,47	0,00	1377,19	0,00	20126,73

## 7.1.2 Sollecitazione sui pali

Si determinano i carichi sui pali  $\phi 1200$  considerando il plinto come infinitamente rigido:

Nei seguenti tabulati si riportano le sollecitazioni sui pali.

SPALLA H=5.00m

	palo 1	palo 2	palo 3	palo 4	palo 5	palo 6	palo 7	palo 8	palo 9	palo 10
<b>ANALISI TRASVERSALE</b>										
passo	2,00	4,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distanza dalla mezzeria	2,00	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distanza quadratica	4,00	36,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
J	80,00									
n file	4,00									
W	160,00	53,33								
<b>ANALISI LLONGITUDINALE</b>										
passo	2,00	4,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distanza dalla mezzeria	2,00	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distanza quadratica	4,00	36,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
J	80,00									
n file	4,00									
W	160,00	53,33								
Numero totale pali	16									

	Nmax	Nmin	H	b	M
A I	2231,23	2071,73	443,20	1,78	788,89
A II	2449,92	2059,45	443,10	1,78	788,72
A III	2476,26	2035,57	460,11	1,78	819,00
A IV	2436,55	2072,81	443,05	1,78	788,63
FI	3408,51	2814,99	555,18	1,78	988,22
FII	3410,85	2895,21	555,16	1,78	988,18
FIII	3410,85	2895,21	555,16	1,78	988,18
UI	3346,85	3107,59	664,80	1,78	1183,34
UII	3886,80	2877,25	664,65	1,78	1183,07
UIII	3964,70	2803,03	690,17	1,78	1228,50
UIV	3905,14	2858,90	664,58	1,78	1182,94
SISMA x	3895,22	445,83	1500,98	1,78	2671,74
SISMA y	3505,97	835,08	891,62	1,78	1587,09

## Pila 5

	palo 1	palo 2	palo 3	palo 4	palo 5	palo 6	palo 7	palo 8	palo 9	palo 10
<b>ANALISI TRASVERSALE</b>										
passo	4,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distanza dalla mezzeria	4,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distanza quadratica	20,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
J	40,50									
n file	2,00									
W	18,00									
<b>ANALISI LLONGITUDINALE</b>										
passo	2,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distanza dalla mezzeria	2,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
distanza quadratica	5,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
J	10,13									
n file	3,00									
W	13,50									
Numero totale pali	6									

	Nmax	Nmin	H	b	M
A I	3214,15	1312,32	124,21	1,78	221,09
A II	3568,67	1585,00	122,59	1,78	218,21
A III	3943,31	1219,69	186,37	1,78	331,75
A IV	3510,59	1643,08	121,77	1,78	216,75
FI	2842,74	2726,57	10,00	1,78	17,80
FII	2949,70	2870,49	0,00	1,78	0,00
FIII	2949,70	2870,49	0,00	1,78	0,00
UI	4821,22	1968,48	186,31	1,78	331,64
UII	5353,01	2377,50	183,88	1,78	327,31
UIII	5914,97	1829,53	279,56	1,78	497,62
UIV	5265,88	2464,62	182,65	1,78	325,12
SISMA x	4353,41	196,08	375,36	1,78	668,14
SISMA y	3392,90	1156,59	229,53	1,78	408,57

### 7.1.3 I pali di fondazione

Le fondazioni delle spalle e delle pile sono realizzate con pali Ø 1200 armati su tutta la loro lunghezza.

Ove la morfologia del terreno e la profondità degli scavi di fondazione lo richiedono, è stato previsto un sostegno delle pareti di scavo mediante paratie di micropali Ø 220 mm armati con tubi d'acciaio.

### 7.1.4 Situazione geotecnica

L'indagine geotecnica di campagna eseguita lungo lo sviluppo dell'intero tratto di strada è consistita nell'esecuzione di sondaggi a carotaggio continuo di lunghezza variabile.

Nel corso dei sondaggi sono stati prelevati campioni indisturbati sui quali sono state eseguite le prove di laboratorio.

Inoltre, durante l'esecuzione dei sondaggi sono state eseguite prove S.P.T. e misura della coesione non drenata per mezzo del Pocket Penetrometer.

### 7.1.5 Verifica di resistenza del palo

Nella seguente tabella si evidenziano le sollecitazioni maggiormente gravose per il singolo palo:

Tabella riassuntiva sollecitazioni pali							
	combo	Nmax	Nmin	H	M	emax	emin
SPALLA A	SISMA x	3895,22	445,8279	1500,979	2671,742	5,99	0,69
SPALLA B	SISMA x	3895,22	445,8279	1500,979	2671,742	5,99	0,69
PILA 5	SISMA x	4353,413	196,077	375,3617	668,1438	3,41	0,15

### 7.1.6 Verifiche dello sbalzo anteriore della fondazione

#### 7.1.6.1 Pali

Per il calcolo delle armature dei pali si considerano le sollecitazioni valutate al paragrafo 7.1.8

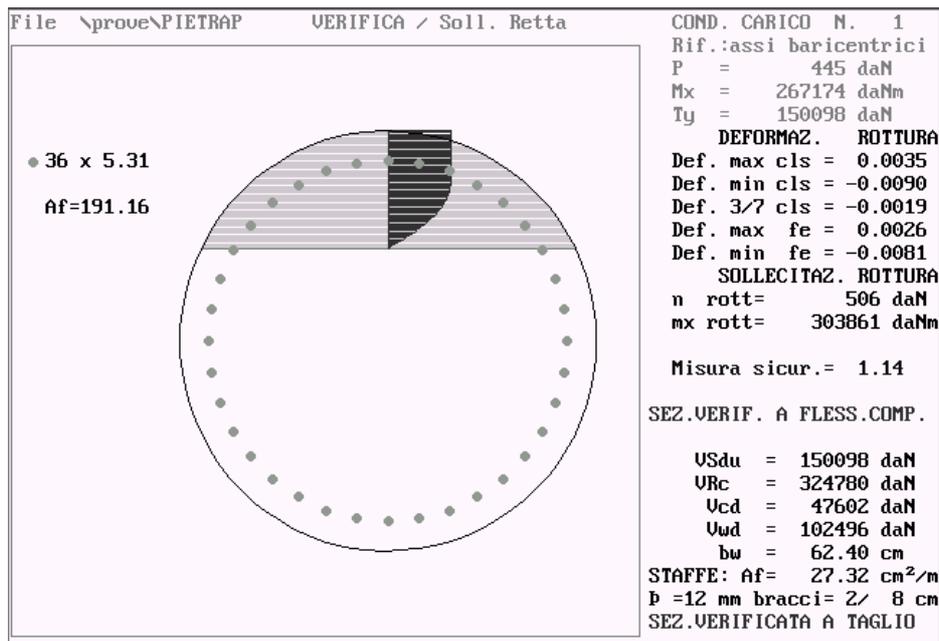
#### 7.1.6.2 Verifica armatura palo

La condizione di carico più gravosa risulta la “*sisma x*”

Copriferro 6 cm

Si riporta qui di seguito le verifica del palo maggiormente sollecitato:

C= copriferro di calcolo= 6 cm+1.2+1.3=8.5 cm



Si dispone spirale  $\phi$  12 / 8 cm a due bracci, per una lunghezza di 2 m (area staffe 26.49 cm<sup>2</sup>/m).

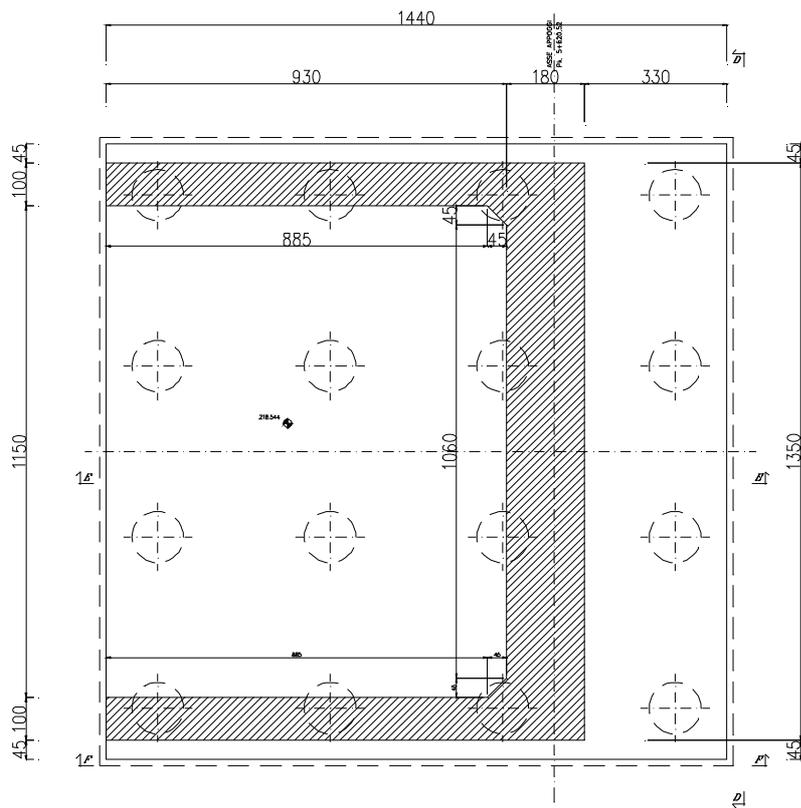


## 7.1.7 Verifica spalla

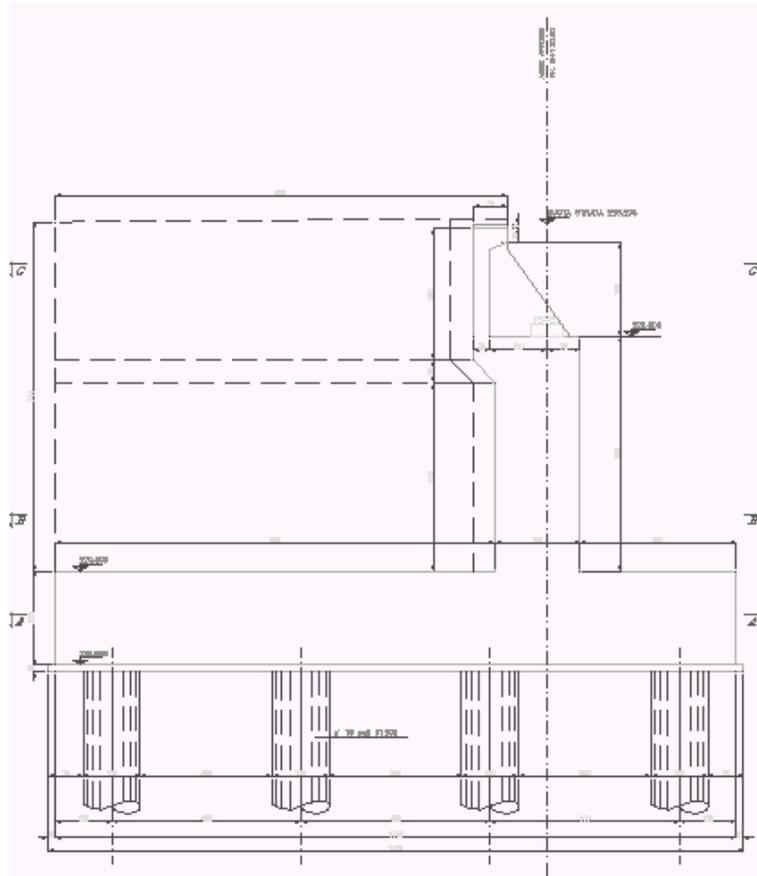
### 7.1.7.1 Verifica zattera di fondazione

Il calcolo dell'armatura per la piastra di fondazione viene effettuato sui seguenti modelli:

- Traliccio per la mensola anteriore;
- Piastra interna, incastrata sul paramento ed appoggiata in corrispondenza dei muri di risvolto.



1. Traliccio per la mensola anteriore



**1. Traliccio per la mensola anteriore**

La condizione di carico dimensionante risulta quella da sisma, di seguito vengono calcolati i carichi fattorizzati ed effettuata la verifica agli S.L.U.

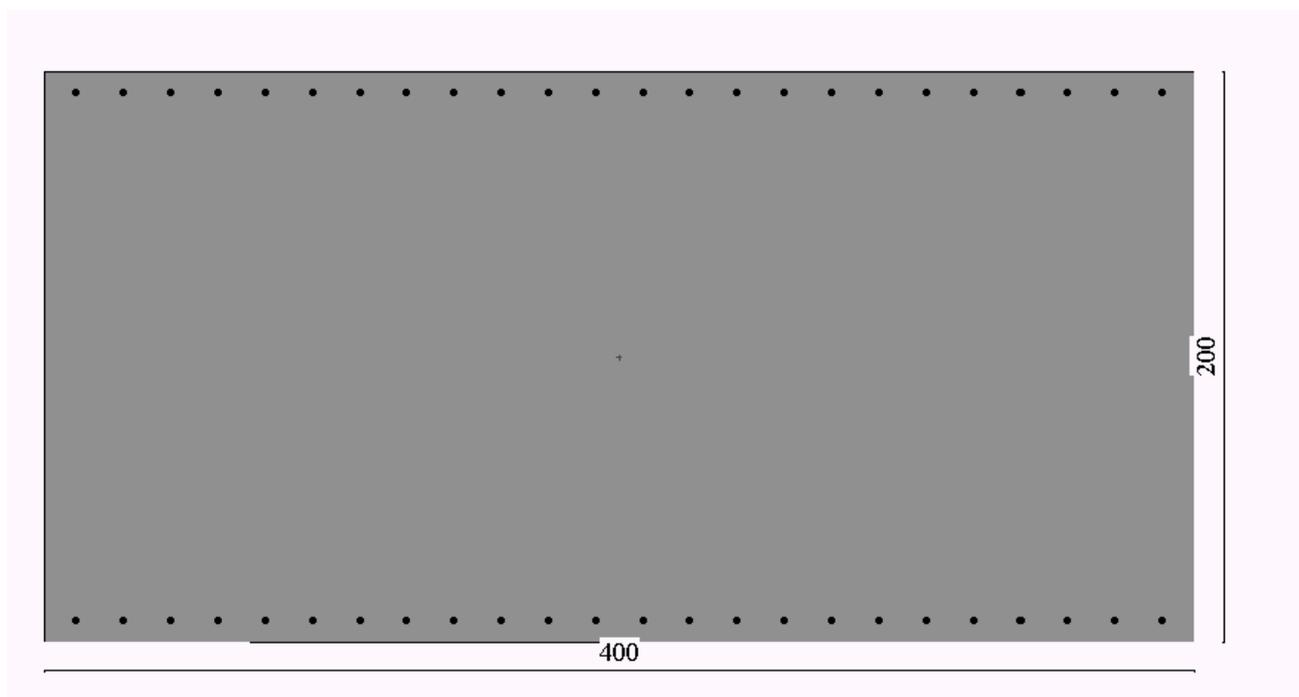
$$M_{plinto} = 2,0 \cdot 25 \cdot 4,00 \cdot 3,75^2 / 2 = 1406,25 \text{ kNm} \cdot 1,5 = 2109,4 \text{ kNm}$$

Combinazione UIII spalla H = 5,00 m

$N_{palo}$		= 3.964,70 kN
$M_{palo}$	= 3964,70 * 2.55	= 10.109,99 kNm
$M_{risultante}$		= 8.000,59 kNm

Essendo il rapporto tra punto di applicazione della forza e altezza > 1 si considera il funzionamento del traliccio a mensola classica.

La verifica verrà effettuata su una sezione di 4,00 x 2,00 m (area di influenza del palo di fondazione).



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	<input type="text" value="0,0000"/>	<input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	<input type="text" value="0,00"/>	Eccentricità X [cm]	<input type="text" value="0,00"/>
Momento My [kNm]	<input type="text" value="8100,0000"/>	Taglio Ty [kN]	<input type="text" value="4000,0000"/>
Momento Mx [kNm]	<input type="text" value="0,0000"/>	Taglio Tx [kN]	<input type="text" value="0,0000"/>
Momento Y [kNm]	8100,000	Momento X [kNm]	0,000

**Caratteristiche sezione**

Area [cmq] = 80000,00      XG [cm] = 200,00  
 Ix [cm<sup>4</sup>] = 1066666666,7      YG[cm] = 100,00  
 Iy [cm<sup>4</sup>] = 266666666,7  
 Ixy [cm<sup>4</sup>] = 0,0  
 Nr.tondini = 48  
 Af [cmq] = 254,85(0,32%)

**Risultati Analisi**

Asse neutro | Risultanti e tensioni | Caratteristiche meccaniche | Stato limite

Asse neutro

Xc = 35,195 cm  
 Equazione: 0,000 x-400,000 y+25922,183 = 0  
 Intersezioni (400,00 ; 164,81) (0,00 ; 164,81)  
 Inclinazione 0,00 °

**Risultati Analisi**

Asse neutro | Risultanti e tensioni | Caratteristiche meccaniche | Stato limite

Tensione di compressione massima nel cls 5,210 MPa  
 Tensione di trazione massima nel ferro **-349,748 MPa**  
 Tensione di compressione massima nel ferro 61,941 MPa  
 Tensione tangenziale asse neutro 0,550 MPa

Risultanti e punti di applicazione

Cls compresso	3667,3186 kN	200,00 cm	188,27 cm
Armature compresse	789,2713 kN	200,00 cm	192,70 cm
Compressione	4456,5899 kN	200,00 cm	189,05 cm
Armature in trazione	4456,5899 kN	200,00 cm	7,30 cm
Trazione	4456,5899 kN	200,00 cm	7,30 cm

**Risultati Analisi**

Asse neutro | Risultanti e tensioni | Caratteristiche meccaniche | Stato limite

Area sezione calcestruzzo reagente 14077,82 cmq  
 Area dei ferri omogeneizzata 3822,69 cmq  
 Area sezione omogeneizzata 17900,51 cmq

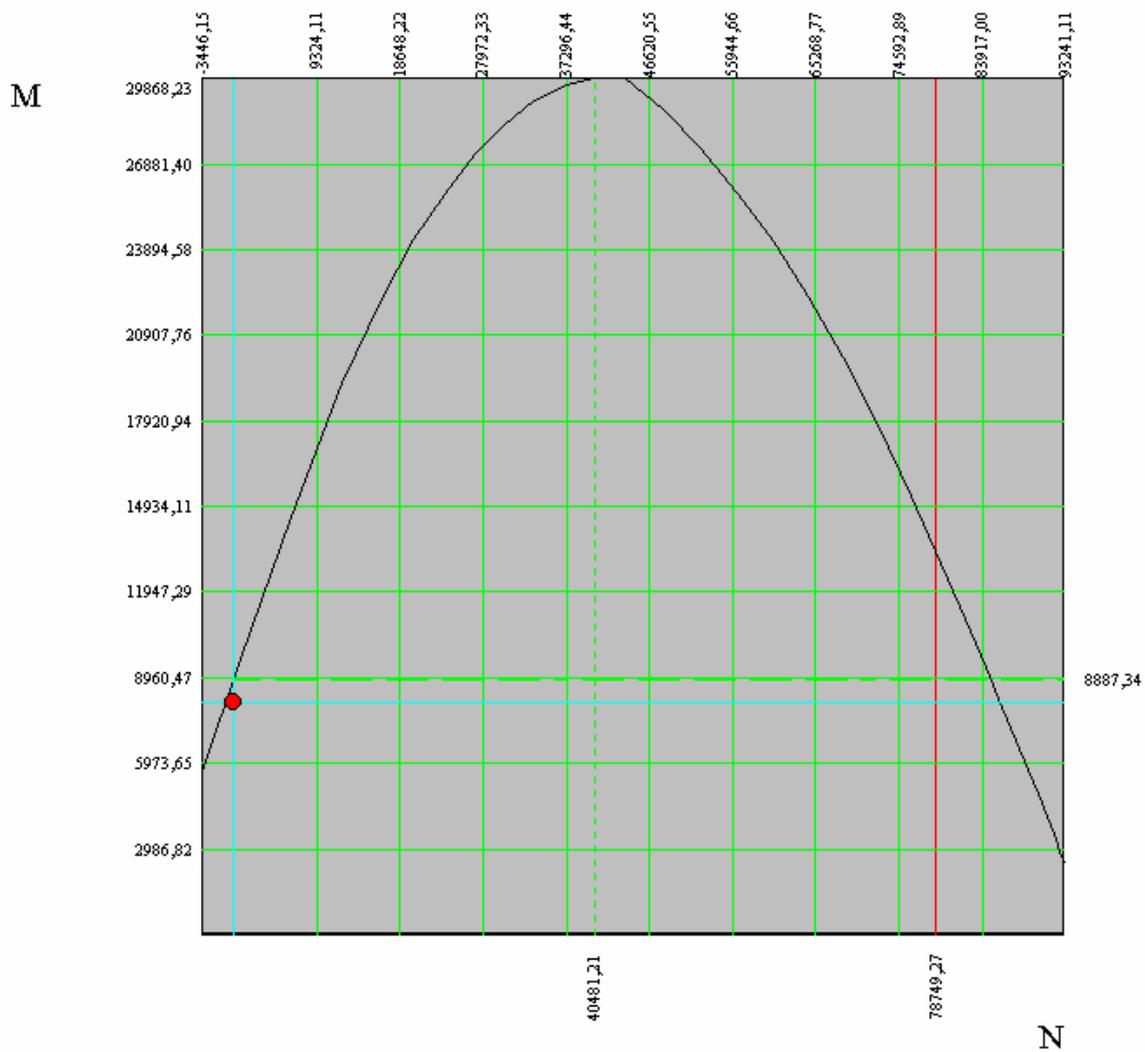
Momenti di inerzia e baricentro geometrico

Xg = 200,00 cm    Yg = 100,00 cm

Inerzia sezione cls reagente	Icx = 187704228,50 cm <sup>4</sup> Icy = 97044461,03 cm <sup>4</sup>
Inerzia dei ferri omogeneizzata	Ifx = 49317811,01 cm <sup>4</sup> Ify = 32849483,24 cm <sup>4</sup>
Inerzia sezione omogeneizzata	Itx = 237022039,51 cm <sup>4</sup> Ity = 129893944,28 cm <sup>4</sup>

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Sollecitazioni ultime	N = 0,0000 [kN]	M = 8887,3374 [kNm]	
Sollecitazioni esercizio	N = 0,0000 [kN]	M = 8100,0000 [kNm]	
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>1,097</b>		
Momento ultimo max	29868,2256 [kNm] per N = 40481,2080 [kN]		

**Dominio di resistenza**



### Verifica a taglio

Il taglio di calcolo non deve superare il valore che, con riferimento alla resistenza di trazione di calcolo  $f_{ctd}$ , determina la formazione delle fessure oblique.

$$f_{ctm} = 0.27(R_{ck})^{3/2} = 0.27 \cdot 30^{2/3} = 2.607 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot 2.607 = 1.82 \text{ Mpa c}$$

coincidente con  $f_{ctd}$  essendo la verifica agli S.L.U.

$$V_{cd} = (0.6 \cdot 1.82 \cdot 4,00 \cdot 1,92) \cdot 10^3 = 8408.5 \text{ kN}.$$

Non si ha bisogno di armare a taglio essendo  $V_{cd} > V_{sdu}$  essendo  $V_{sdu} = N_{palo}$ .

### Verifica a punzonamento del palo sulla zattera di fondazione

In corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati si effettua la verifica a punzonamento, la forza resistente al punzonamento in assenza di apposita armatura è assunta pari a:

$$F = 0.5 \cdot u \cdot h \cdot f_{ctd} = 0.5 \cdot 6.90 \cdot 2 \cdot 1.82 \cdot 1.000 = 12558 \text{ kN}$$

Con  $u$  = perimetro medio della sezione di scorrimento;  
 $h$  = altezza della zattera;

Dall'analisi risulta  $N < F$ , con coefficiente di sicurezza 3.17



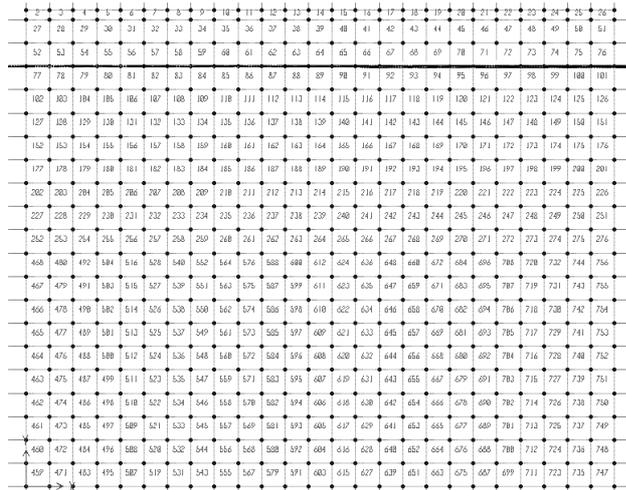
Ogni palo trasmette dunque un carico ripartito sulla proprio area di influenza (4.00 m x 4.00 m) che vale:

$$q_{\text{medio pali}} = 3227,22/(4.00*4.00) = 201,70 \text{ kN/mq}$$

Dunque il carico netto superficiale sulla piastra vale:

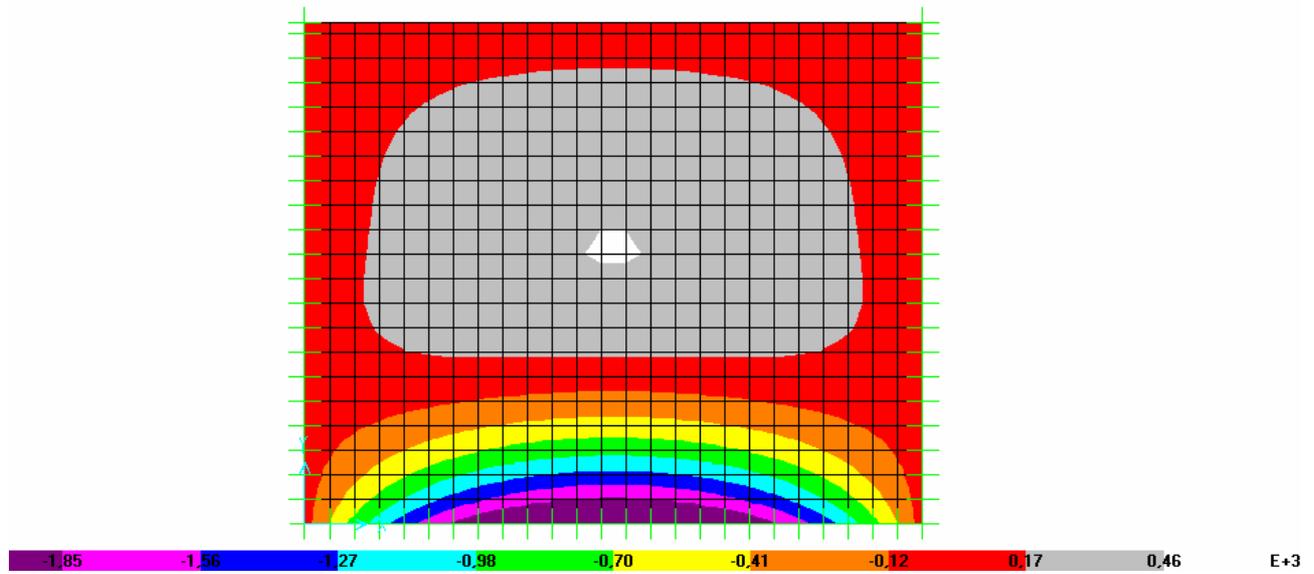
$$q = 305,85-201,70 = 104,15 \text{ kN/mq}$$

Le verifiche agli S.L.U. vengono svolte tramite un modello agli elementi finiti:



*Mesh di calcolo, con elementi shell*

1	28	30	32	35	39	47	60	80	111	134	168	213	266	339	437	575	761	1004	1324	1739	2259	2904	3694	4649	5799	7174	8794	10679	12849	15314	18094	21209	24669	29494	35714	43449	52719	63564	76014	90189	106119	123814	143384	164939	188584	224334	271884	332334	406784	495234	598684	717134	851584	1002034	1169484	1353934	1555384	1783834	2139284	2623734	3248184	4012634	4927084	6001534	7345984	8960434	10844884	13009334	15553784	18478234	21792684	26517134	32761584	40606034	50150484	61494934	74739384	90083834	107628284	127472734	150017184	175461634	213906084	266350534	334794984	420239434	524683884	649128334	794572784	962017234	1153461684	1379906134	1643350584	1944795034	2395239484	2995683934	3756128384	4687572834	5802017284	7111461734	8635906184	10380350634	12344795084	14529239534	16943683984	20688128434	25772572884	32217017334	39161461784	47605906234	57650350684	69394795134	82939239584	98383684034	115728128484	135072572934	156417017384	180761461834	218205906284	268650350734	333094795184	412539239634	507983684084	619428128534	747872572984	894317017434	1059761461884	1247205906334	1452650350784	1677094795234	2021539239684	2505983684134	3130428128584	3894872573034	4809317017484	5883761461934	7128205906384	8552650350834	10167094795284	11951539239734	13976036841234	1625047952184	1977492396634	2461936841084	3086381285584	3850825730034	4765269514484	5839714619434	7084159063884	8528603508334	10193047952784	12067492397234	14121936841684	16366381286234	19870823970684	24715268411234	30909714619684	38454159064134	47598603508584	58443047953034	70987936841584	85482812857484	10212726841034	12087170174884	14141663841484	16386159063934	19885047952884	24729436841434	30968326840884	386132159063834	477581047953334	58503046841384	70992376840834	8553170174784	102171668413284	120916146197784	141455035082284	163903951427284	1988928128617284	247336701717284	3097256384117284	3861745906367284	4776734684112284	585021951417284	7099162684067284	855303701712284	1021696684112284	1209081461967284	1414430350817284	163891951417284	1988808128612284	2472916384112284	3096704684062284	3861193684062284	4776202684062284	585017701712284	7099106684062284	855301461967284	1021681461967284	1209066384112284	1414415906367284	1638904684062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	2472911684062284	309669951417284	3861188684062284	4776197684062284	5850172684062284	7099101684062284	855300951417284	1021676684062284	1209061684062284	1414410684062284	1638900384062284	1988803128612284	24
---	----	----	----	----	----	----	----	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	---------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	--------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	----------------	----------------	----------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	---------------	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------	----------------	-----------------	-----------------	----------------	----------------	---------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	-----------------	------------------	------------------	------------------	------------------	------------------	----



*Diagramma dei Momenti in direzione longitudinale sulla zattera*

Si ha:

Armatura in direzione longitudinale

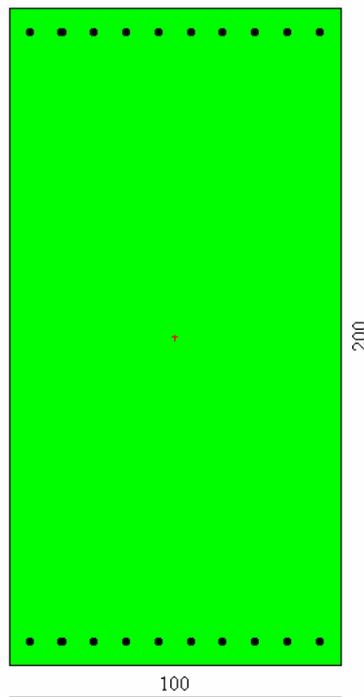
$$M_x = -1850 \text{ kNm}$$
$$T_y = 1180 \text{ kN}$$

Armatura in direzione trasversale

$$M_y = -1360 \text{ kNm}$$
$$T_x = 460 \text{ kN}$$

La verifica verrà effettuata su una sezione di 1,00 x 2,00 m.

**Direzione longitudinale**



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	0,0000	<input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	1850,0000	Taglio Ty [kN]	1180,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm] 1850,000		Momento X [kNm] 0,000	

Caratteristiche sezione	
Area [cmq] = 20000,00	XG [cm] = 50,00
Ix [cm <sup>4</sup> ] = 16666666,7	YG[cm] = 100,00
Iy [cm <sup>4</sup> ] = 66666666,7	
Ixy [cm <sup>4</sup> ] = 0,0	
Nr.tondini = 20	
Af [cmq] = 90,48(0,45%)	

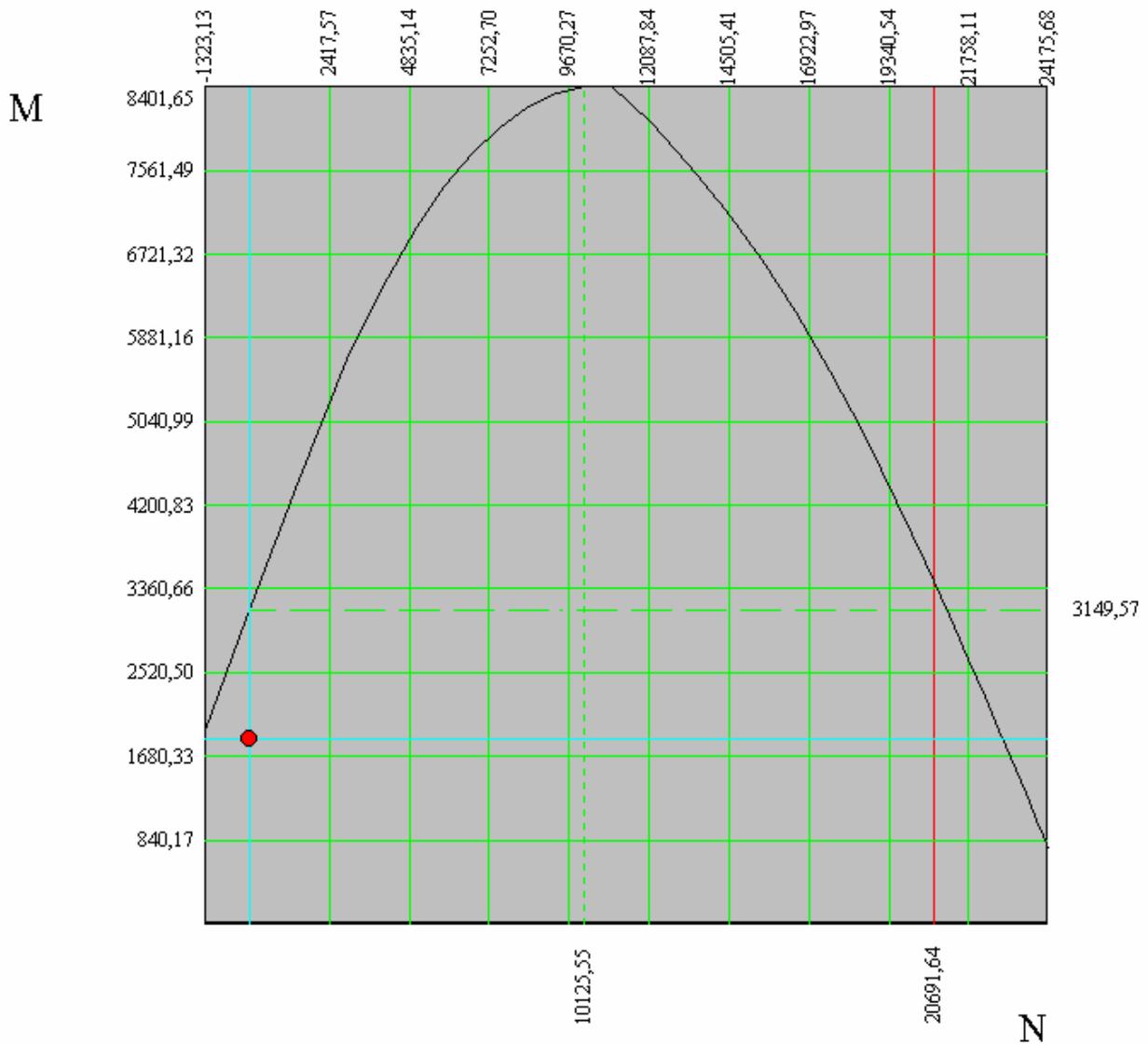
Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Asse neutro	
Xc =	40,266 cm
Equazione:	0,000 x-100,000 y+5973,371 = 0
Intersezioni	(100,00 ; 159,73) (0,00 ; 159,73)
Inclinazione	0,00 °

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Tensione di compressione massima nel cls	3,982 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	-226,275 MPa
Tensione di compressione massima nel ferro	49,052 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	0,653 MPa
Risultanti e punti di applicazione	
Cls compresso	801,7390 kN 50,00 cm 186,58 cm
Armature compresse	221,9059 kN 50,00 cm 192,80 cm
Compressione	1023,6449 kN 50,00 cm 187,93 cm
Armature in trazione	1023,6449 kN 50,00 cm 7,20 cm
Trazione	1023,6449 kN 50,00 cm 7,20 cm

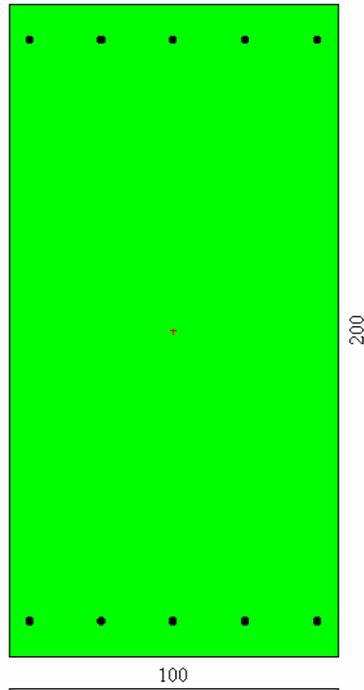
Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Area sezione calcestruzzo reagente	4026,63 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	1357,17 cmq
Area sezione omogeneizzata	5383,80 cmq
Momenti di inerzia e baricentro geometrico	
Xg = 50,00 cm Yg = 100,00 cm	
Inerzia sezione cls reagente	Icx = 3355523,79 cm <sup>4</sup> Icy = 26228771,30 cm <sup>4</sup>
Inerzia dei ferri omogeneizzata	Ifx = 1060744,43 cm <sup>4</sup> Ify = 11687713,90 cm <sup>4</sup>
Inerzia sezione omogeneizzata	Itx = 4416268,23 cm <sup>4</sup> Ity = 37916485,19 cm <sup>4</sup>

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Sollecitazioni ultime	N = 0,0000 [kN]	M = 3149,5707 [kNm]	
Sollecitazioni esercizio	N = 0,0000 [kN]	M = 1850,0000 [kNm]	
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>1,702</b>		
Momento ultimo max	8401,6522 [kNm]	per N = 10125,5538 [kN]	

**Dominio di resistenza**



**Direzione trasversale**



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	0,0000	<input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	1360,0000	Taglio Ty [kN]	460,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm]	1360,000	Momento X [kNm]	0,000

Caratteristiche sezione	
Area [cmq] = 20000,00	XG [cm] = 50,00
Ix [cm <sup>4</sup> ] = 16666666,7	YG[cm] = 100,00
Iy [cm <sup>4</sup> ] = 66666666,7	
Ixy [cm <sup>4</sup> ] = 0,0	
Nr.tondini = 10	
Af [cmq] = 45,24(0,23%)	

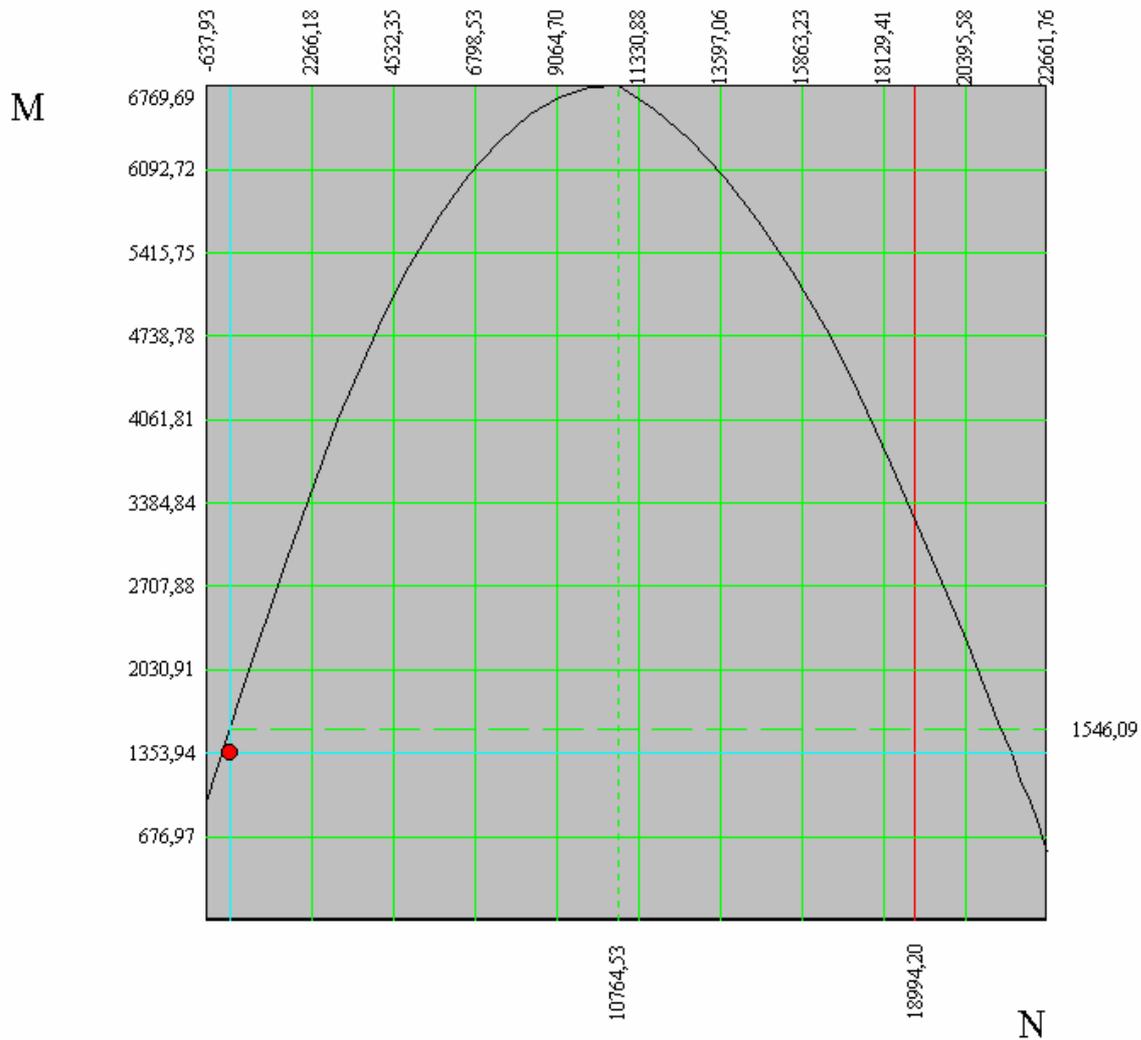
Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Asse neutro	
Xc =	30,674 cm
Equazione:	-100,000 y+6932,632 = 0
Intersezioni	(100,00 ; 169,33) (0,00 ; 169,33)
Inclinazione	0,00 °

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Tensione di compressione massima nel cls	4,335 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	-336,077 MPa
Tensione di compressione massima nel ferro	42,132 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	0,257 MPa
Risultanti e punti di applicazione	
Cls compresso	664,8862 kN 50,00 cm 189,78 cm
Armature compresse	95,3010 kN 50,00 cm 189,20 cm
Compressione	760,1872 kN 50,00 cm 189,70 cm
Armature in trazione	760,1872 kN 50,00 cm 10,80 cm
Trazione	760,1872 kN 50,00 cm 10,80 cm

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Area sezione calcestruzzo reagente	3067,37 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	678,58 cmq
Area sezione omogeneizzata	3745,95 cmq
Momenti di inerzia e baricentro geometrico	
Xg = 50,00 cm Yg = 100,00 cm	
Inerzia sezione cls reagente	Icx = 2556140,01 cm <sup>4</sup> Icy = 22226936,51 cm <sup>4</sup>
Inerzia dei ferri omogeneizzata	Ifx = 650911,36 cm <sup>4</sup> Ify = 5399248,70 cm <sup>4</sup>
Inerzia sezione omogeneizzata	Itx = 3207051,36 cm <sup>4</sup> Ity = 27626185,21 cm <sup>4</sup>

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Sollecitazioni ultime	N = 0,0000 [kN] M = 1546,0915 [kNm]
Sollecitazioni esercizio	N = 0,0000 [kN] M = 1360,0000 [kNm]
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>1,137</b>
Momento ultimo max	6769,6889 [kNm] per N = 10764,5281 [kN]

**Dominio di resistenza**



**Verifica a taglio**

Il taglio di calcolo non deve superare il valore che, con riferimento alla resistenza di trazione di calcolo  $f_{ctd}$ , determina la formazione delle fessure oblique.

$$f_{ctm} = 0.27(R_{ck})^{3/2} = 0.27 \cdot 30^{2/3} = 2.61 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot 2.61 = 1.82 \text{ Mpa c}$$

coincidente con  $f_{ctd}$  essendo la verifica agli S.L.U.

$$V_{cd} = (0.6 \cdot 1.82 \cdot 4,00 \cdot 1,92) \cdot 10^3 = 8408.5 \text{ kN}.$$

Non si ha bisogno di armare a taglio essendo  $V_{cd} > V_{sdu}$  essendo  $V_{sdu} = N_{palo}$ .

### **Verifica a punzonamento del palo sulla zattera di fondazione**

In corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati si effettua la verifica a punzonamento, la forza resistente al punzonamento in assenza di apposita armatura è assunta pari a:

$$F = 0.5 * u * h * f_{ctd} = 0.5 * 6.90 * 2 * 1.82 * 1.000 = 12558 \text{ kN}$$

Con  $u$  = perimetro medio della sezione di scorrimento;  
 $h$  = altezza della zattera;

Dall'analisi risulta  $N < F$ , con coefficiente di sicurezza 3.17

## 8 Gli elementi secondari

### 8.1 La trave paraghiaia

Per la valutazione delle sollecitazioni sulla trave paraghiaia si considera una mensola semplice soggetta alle azioni di carico di cui al punto 6.11. La trave paraghiaia ha dimensioni fisse di 0,35 x 2,30 x 13,50 m. La verifica verrà effettuata considerando una mensola unitaria.

#### 8.1.1 Le azioni

Le azioni di calcolo da considerarsi in aggiunta alla combinazione di calcolo dimensionante risultano differenziati in caso di normale utilizzo della struttura o in caso di sisma, infatti nel primo caso si dovranno considerare: frenatura, spinta del terreno, spinta dei carichi permanenti, spinta del sovraccarico viario, peso proprio della struttura; mentre nel secondo caso saranno presenti spinte e inerzie sismiche e non verranno considerate le azioni frenanti.

#### 8.1.2 Riepilogo sollecitazioni

##### 8.1.2.1 Calcolo delle azioni frananti

Sul terrapieno a tergo della spalla si ipotizza la presenza del treno di carico  $q_{1a}$ , l'azione di carico di frenatura viene ripartito come pressione su l'area del paraghiaia.

$$F = (600+300+210)/10 = 111 \text{ KN}$$

Questa azione viene ripartita su una larghezza del paraghiaia pari all'intera carreggiata, più una larghezza data dalla diffusione nel paraghiaia a 30°.

L'area sulla quale agisce l'azione di frenatura/avviamento è rettangolare, avente:

$$B = 10,50 \text{ m}$$

$$h = h_{\text{paraghiaia}} = 2,40 \text{ m}$$

$$\text{L'area vale: } A_p = B \cdot h_p = 25,2 \text{ mq}$$

La pressione equivalente vale:

$$p_{\text{eq.}} = F_t / A_p = 111,00 / 25,20 = 4,41 \text{ KN/mq}$$

L'azione tagliante e il momento flettente alla base del paraghiaia valgono:

$$T = p_{\text{eq.}} \cdot h_p \cdot \gamma_s = 15,88 \text{ KN/m}$$

$$M = p_{\text{eq.}} \cdot h_p^2 / 2 \cdot \gamma_s = 19,05 \text{ KNm/m}$$

8.1.2.2 Calcolo delle azioni

Carichi non sismici S.L.U.

<b>Paraghiaia</b>										
<b>Az. Verticali</b>										
	<b>Spess.</b>	<b>H</b>	<b>L</b>	<b>braccio</b>	<b>V(kN)</b>	<b>M (kNm)</b>				
Paraghiaia	0,35	2,3	1		30,19	0,00			<b><math>\gamma_s</math></b>	1,5
<b>Sub totale</b>					<b>30,19</b>	<b>0,00</b>				
<b>Az. Orizzontali</b>										
	<b><math>\gamma</math></b>	<b>h</b>	<b>L</b>	<b>coeff.</b>	<b>q(kN/m)</b>	<b>braccio</b>	<b>H(kN)</b>	<b>M (kNm)</b>		
Frenatura					4,41	2,3	15,21	17,50		1,5
sp.Terra	18	2,30	1,00	0,49		0,767	34,99	26,83		1,5
sp. Permanenti		2,30	1,00	0,49	12,50	1,150	21,13	24,30		1,5
sp.Treno di carico		2,30	1,00	0,49	19,10	1,150	32,29	37,13		1,5
<b>Sub totale</b>							<b>103,63</b>	<b>105,76</b>		
<b>Totale</b>	<b>N= 30,19 kN</b>		<b>M= 105,76 kNm</b>			<b>H= 103,63 kN</b>				

Carichi sismici S.L.U.

Paraghiaia											
Az. Verticali											
	Spess.	H	L	braccio	V(kN)	M (kNm)					$\gamma_s$
Paraghiaia	0,35	2,3	1		20,13	0,00					1
<b>Sub totale</b>				0,000	<b>20,13</b>	<b>0,00</b>					
Az. Orizzontali											
	$\gamma$	Spess.	h	L	Reazione	coeff.	q(kN/m)	braccio	H(kN)	M (kNm)	
sp.Terra	18		2,30	1,00		0,490		0,77	23,33	17,89	1
sp. Permanenti			2,30	1,00		0,490	12,50	1,15	14,09	16,20	1
sp.Treno di carico			2,30	1,00		0,490	0,00	1,15	0,00	0,00	1
incr. Sp. Terra	18		2,30	1,00		0,172		1,53	8,19	12,56	1
incr. Sp. Perm.			2,30	1,00		0,172	12,50	1,15	4,95	5,69	1
incr. Treno di carico			2,30	1,00		0,172	0,00	1,15	0,00	0,00	1
inerzia paraghiaia					20,13	0,350		1,15	7,04	8,10	1
inerzia terra	18		2,30	9,10		0,350		1,15	131,86	151,64	1
inerzia perm.			2,30	1,00		0,350	12,50	2,30	10,06	23,14	1
<b>Sub totale</b>									<b>199,52</b>	<b>235,21</b>	
<b>Totale</b>									<b>N= 20,13 kN</b>	<b>M= 235,21 kNm</b>	<b>H= 199,52 kN</b>

8.1.2.3 Calcolo delle azioni di fessurazione

Paraghiaia										
Az. Verticali										
	Spess.	H	L	braccio	V(kN)	M (kNm)				$\gamma_s$
Paraghiaia	0,35	2,3	1		20,13	0,00				1
<b>Sub totale</b>					<b>20,13</b>	<b>0,00</b>				
Az. Orizzontali										
	$\gamma$	h	L	coeff.	q(kN/m)	braccio	H(kN)	M (kNm)		
Frenatura					0	2,3	0,00	0,00	0	
sp. Terra	18	2,30	1,00	0,49		0,767	23,33	17,89	1	
sp. Permanenti		2,30	1,00	0,49	12,50	1,150	14,09	16,20	1	
sp. Treno di carico		2,30	1,00	0,49	19,10	1,150	2,15	2,48	0,1	
<b>Sub totale</b>							<b>39,57</b>	<b>36,56</b>		
<b>Totale</b>	<b>N= 20,13 kN</b>		<b>M= 36,56 kNm</b>		<b>H= 39,57 kN</b>					

## 8.1.3 Le combinazioni

Le combinazioni di carico sono le seguenti:

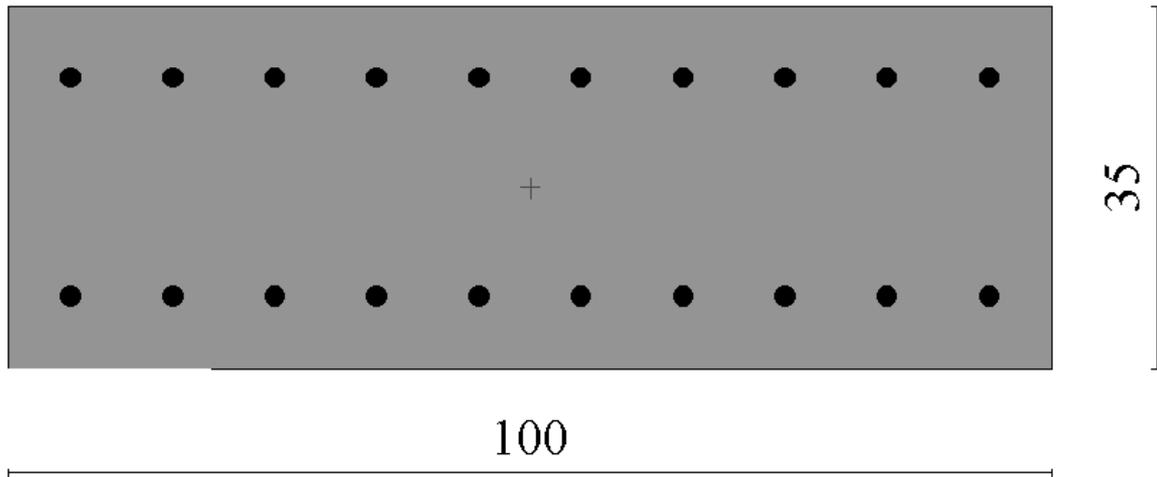
SLE	COMBINAZIONI	g1	g2	g3	$\varepsilon 1$	$\varepsilon 2$	$\varepsilon 3$	$\varepsilon 4$	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9	
	AI	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00
	AII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,60	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	AIII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,20	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	AIV	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,20	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	AV	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00

SLE di fessurazione																		
	FI	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	FII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	FIII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

SLU	UI	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50		1,50	1,50
	UII	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	0,00	0,00	0,90		1,50	1,50
	UIII	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	1,50	0,00	0,30		1,50	1,50
	UIV	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	0,00	1,50	0,30		1,50	1,50

### 8.1.4 Le verifiche

Si riportano le verifiche per la condizione di carico dimensionante, su di una sezione  $0,35 \times 1,00 \text{ m}^2$



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	20,1500	<input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	236,0000	Taglio Ty [kN]	200,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm]	236,000	Momento X [kNm]	0,000
		Accetta	Annulla
		Help	

Caratteristiche sezione	
Area [cmq] = 3500,00	XG [cm] = 50,00
Ix [cm <sup>4</sup> ] = 2916666,7	YG[cm] = 17,50
Iy [cm <sup>4</sup> ] = 357291,7	
Ixy [cm <sup>4</sup> ] = 0,0	
Nr.tondini = 20	
Af [cmq] = 62,83(1,80%)	

Asse neutro	
Xc =	11,116 cm
Equazione:	0,000 x-100,000 y+638,400 = 0
Intersezioni	(100,00 ; 23,88) (0,00 ; 23,88)
Inclinazione	0,00 °

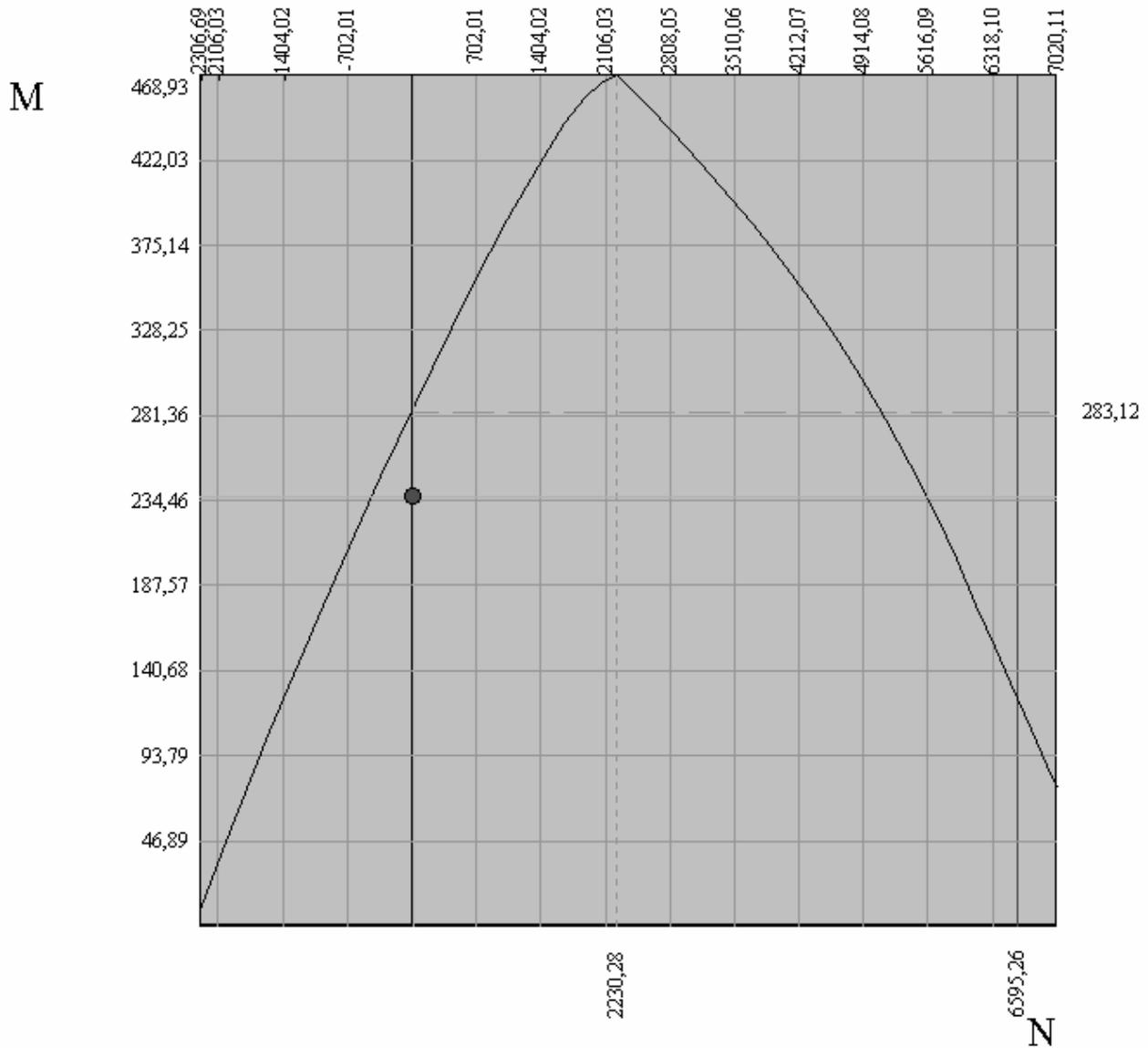
Tensione di compressione massima nel cls	13,870 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	-316,014 MPa
Tensione di compressione massima nel ferro	77,038 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	0,850 MPa

Risultanti e punti di applicazione			
Cls compresso	770,9143 kN	50,00 cm	31,29 cm
Armature compresse	242,0223 kN	50,00 cm	28,00 cm
Compressione	1012,9366 kN	50,00 cm	30,51 cm
Armature in trazione	992,7866 kN	50,00 cm	7,00 cm
Trazione	992,7866 kN	50,00 cm	7,00 cm

Area sezione calcestruzzo reagente	1111,60 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	942,48 cmq
Area sezione omogeneizzata	2054,08 cmq
Momenti di inerzia e baricentro geometrico	
Xg = 50,00 cm	Yg = 17,50 cm
Inerzia sezione cls reagente	Icx = 926333,00 cm <sup>4</sup> Icy = 169973,06 cm <sup>4</sup>
Inerzia dei ferri omogeneizzata	Ifx = 743370,64 cm <sup>4</sup> Ify = 103908,18 cm <sup>4</sup>
Inerzia sezione omogeneizzata	Itx = 1669703,63 cm <sup>4</sup> Ity = 273881,23 cm <sup>4</sup>

Sollecitazioni ultime	N = 24,3963 [kN]	M = 285,7335 [kNm]
Sollecitazioni esercizio	N = 20,1500 [kN]	M = 236,0000 [kNm]
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>1,211</b>	
Momento ultimo max	468,9269 [kNm]	per N = 2230,2828 [kN]

**Dominio di resistenza**



**Verifica a taglio**

Il taglio di calcolo non deve superare il valore che, con riferimento alla resistenza di trazione di calcolo  $f_{ctd}$ , determina la formazione delle fessure oblique.

$$f_{ctm} = 0.27(R_{ck})^{2/3} = 0.27 \cdot 25^{2/3} = 2.31 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot 2.31 = 1.61 \text{ Mpa}$$

$f_{ctk}$  coincidente con  $f_{ctd}$  essendo la verifica agli S.L.U.

$$V_{cd} = (0.6 \cdot 1.61 \cdot 1.00 \cdot 1.94) \cdot 10^3 = 1874 \text{ kN}$$

Non si ha bisogno di armare a taglio essendo  $V_{cd} > V_{sdu}$  essendo  $V_{sdu} = N_{palo}$ .

## 8.2 Il muro frontale

Per la valutazione delle sollecitazioni sul muro frontale si considera una mensola semplice soggetta alle azioni di carico di cui al punto 6.2.1. Il muro frontale ha dimensioni in pianta di 1,80 x 13,50 m. Ai fini della valutazione delle sollecitazioni di spiccato del muro di paramento si considera l'intera larghezza dell'elemento che è pari a 13,50 m.

### 8.2.1 Le azioni

Le azioni di calcolo da considerarsi in aggiunta alla combinazione di calcolo dimensionante risultano differenziati in caso di normale utilizzo della struttura o in caso di sisma, infatti nel primo caso si dovranno considerare: frenatura, spinta del terreno, spinta dei carichi permanenti, spinta del sovraccarico viario, peso proprio della struttura; mentre nel secondo caso saranno presenti spinte e inerzie sismiche e non verranno considerate le azioni frenanti.

### 8.2.2 Riepilogo sollecitazioni

#### 8.2.2.1 Calcolo delle azioni

Carichi non sismici S.L.U.

Muro di paramento										
<b>Az. Verticali</b>										
Spess.	H	L	Reazione	coeff.	coeff.	braccio	V(kN)	Mlong (kNm)	$\gamma^s$	
Paraghiaia	0,35	2,3	13,5		25	-1,750	407,53	-713,18		1,5
Paramento	1,80	5	13,5		25	0,000	4556,25	0		1,5
Impalcato				8000,00	1,00	1,00	0,2	8000	1600,00	
<b>Totale</b>							<b>12963,78</b>	<b>886,82</b>		
<b>Az. Orizzontali</b>										
$\gamma$	Spess.	h	L	Reazione	coeff.	coeff.	q	braccio	H(kN)	Mlong (kNm)
			13,5						205,335	236,25
				957	1,00	1,00		7,4	1435,5	7081,8
	18	7,30	13,5		0,49			2,43	4758,93	11580,06
		7,30	13,5		0,49		12,50	3,65	905,43	3304,81
		7,30	13,5		0,49		19,1	3,65	1383,49	5049,75
<b>Totale</b>									<b>8688,69</b>	<b>27252,68</b>
				<b>N=</b>	<b>12963,78 kN</b>	<b>M=</b>	<b>28139,50 kNm</b>	<b>H=</b>	<b>8688,69</b>	<b>kN</b>



Carichi sismici S.L.U.

Muro di paramento											
<u>Condizioni sismiche</u>											
<b>Az. Verticali</b>											
	<b>Spess.</b>	<b>H</b>	<b>L</b>	<b>Reazione</b>	<b>coeff.</b>	<b>coeff.</b>	<b>braccio</b>	<b>V(kN)</b>	<b>M (kNm)</b>	<b>γs</b>	
Paraghiaia	0,35	2,3	13,5		25		-1,750	271,69	-475,45	1	
Paramento	1,80	5	13,5		25		0,00	3037,50	0	1	
Impalcato				3966,87	1,00	1,00	0,2	3966,87	793,37	1	
<b>Totale</b>								<b>7276,06</b>	<b>317,92</b>		
<b>Az. Orizzontali</b>											
	<b>γ</b>	<b>Spess.</b>	<b>h</b>	<b>L</b>	<b>Reazione</b>	<b>coeff.</b>	<b>coeff.</b>	<b>q</b>	<b>braccio</b>	<b>H(kN)</b>	<b>M (kNm)</b>
Impalcato					5105	1,00	1,00		7,40	5105	37777
sp.Terra	18		7,30	13,4		0,49			2,43	3149,12	7662,86
sp. Permanenti			7,30	13,4		0,49		12,50	3,65	599,15	2186,89
sp.Accidentali			7,30	13,4		0,49		0	3,65	0,00	0,00
incr. Sp. Terra	18		7,30	13,4		0,172			4,87	1105,41	5379,64
incr. Sp. Perm.			7,30	13,4		0,172		12,50	3,65	210,31	767,64
incr. Treno di carico			7,30	13,4		0,172		0	3,65	0,00	0,00
inerzia paraghiaia					271,69	0,35			8,15	95,09	774,99
inerzia paramento					3037,50	0,35			2,50	1063,13	2657,81
inerzia terra	18		7,30	13,4		0,35			3,65	4498,74	16420,41
inerzia perm.			7,81	13,4		0,35		12,50	9,30	457,86	4258,11
<b>Totale</b>										<b>16283,80</b>	<b>77885,34</b>
					<b>N=</b>	<b>7276,06 kN</b>	<b>M=</b>	<b>78203,27 kNm</b>	<b>H=</b>	<b>16283,80 kN</b>	

8.2.2.2 Calcolo delle azioni di fessurazione

Muro di paramento												
<b>Az. Verticali</b>												
	Spess.	H	L	Reazione	coeff.	coeff.	braccio	V(kN)	Mlong (kNm)	$\gamma_s$		
Paraghiaia	0,35	2,3	13,5		25		-1,750	271,69	-475,45	1		
Paramento	1,80	5	13,5		25		0,00	3037,50	0	1		
Impalcato				4306,23	1,00	1,00	0,2	4306,23	861,25	1		
<b>Totale</b>								<b>7615,42</b>	<b>385,79</b>			
<b>Az. Orizzontali</b>												
	$\gamma$	Spess.	h	L	Reazione	coeff.	coeff.	q	braccio	H(kN)	Mlong (kNm)	
Impalcato					75	1,00	1,00		7,4	75	555	1
sp.Terra		18	7,30	13,5		0,49			2,43	3172,62	7720,04	1
sp. Permanenti			7,30	13,5		0,49		12,50	3,65	603,62	2203,21	1
sp.Accidentali			7,30	13,5		0,49		19,1	3,65	92,23	336,65	0,1
<b>Totale</b>										<b>3943,47</b>	<b>10814,90</b>	
					<b>N=</b>	<b>7615,42 kN</b>	<b>M=</b>	<b>11200,69 kNm</b>	<b>H=</b>	<b>3943,47</b>	<b>kN</b>	

## 8.2.3 Le combinazioni

Le combinazioni di carico sono le seguenti:

SLE	COMBINAZIONI	g1	g2	g3	$\varepsilon 1$	$\varepsilon 2$	$\varepsilon 3$	$\varepsilon 4$	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9	
	AI	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00
	AII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,60	0,00	1,00	1,00	1,00	0,00
	AIII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,20	0,00	1,00	1,00	1,00	0,00
	AIV	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,20	0,00	1,00	1,00	1,00	0,00
	AV	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00

SLE di fessurazione																	
	FI	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00
	FII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	FIII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

SLU																	
	UI	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50			1,50	1,50
	UII	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	0,00	0,00	0,90			1,50	1,50
	UIII	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	1,50	0,00	0,30			1,50	1,50
UIV	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	0,00	1,50	0,30			1,50	1,50	

### 8.2.4 Le verifiche

Si riportano le verifiche per la condizione di carico dimensionante, su di una sezione 13.50x1,80 m<sup>2</sup>

Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	7275,0000	<input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	78210,000	Taglio Ty [kN]	16285,000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm]	78210,000	Momento X [kNm]	0,000

Caratteristiche sezione	
Area [cmq]	243000,00
Ix [cm <sup>4</sup> ]	36905625000,0
Iy [cm <sup>4</sup> ]	656100000,0
Ixy [cm <sup>4</sup> ]	0,0
Nr.tondini	600
Af [cmq]	3185,57(1,31%)
XG [cm]	675,00
YG [cm]	90,00

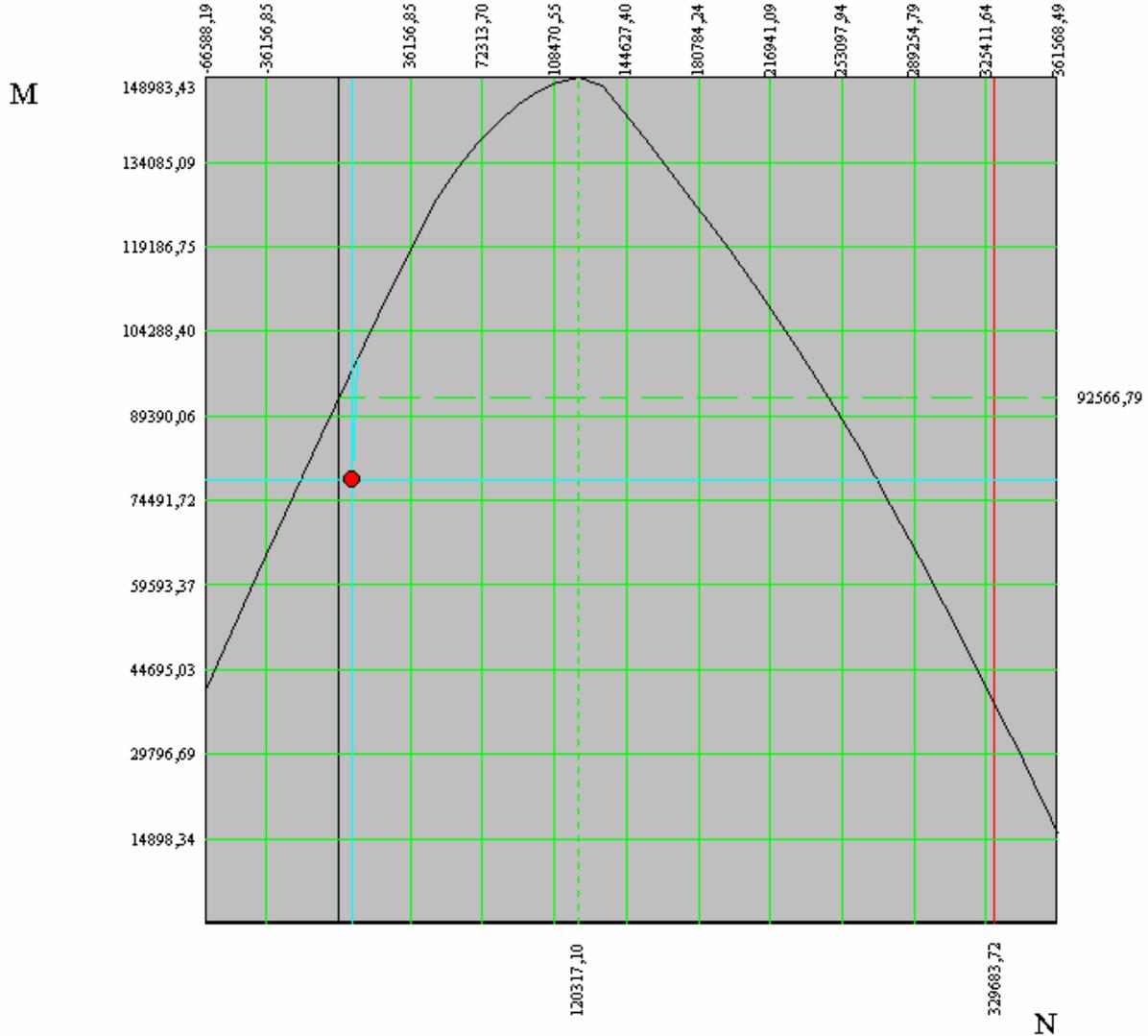
Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Asse neutro	Xc = 55,242 cm
Equazione:	-1350,000 y + 46923,005 = 0
Intersezioni	(1350,00 ; 124,76) (0,00 ; 124,76)
Inclinazione	0,00 °

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Tensione di compressione massima nel cls	10,071 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	-313,001 MPa
Tensione di compressione massima nel ferro	122,901 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	0,799 MPa
Risultanti e punti di applicazione	
Cls compresso	37553,9294 kN    675,00 cm    161,59 cm
Armature compresse	18268,7940 kN    675,00 cm    166,91 cm
Compressione	55822,7234 kN    675,00 cm    163,33 cm
Armature in trazione	48547,7234 kN    675,00 cm    13,22 cm
Trazione	48547,7234 kN    675,00 cm    13,22 cm

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Area sezione calcestruzzo reagente	74577,00 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	47783,62 cmq
Area sezione omogeneizzata	122360,62 cmq
Momenti di inerzia e baricentro geometrico	
Xg = 675,00 cm    Yg = 90,00 cm	
Inerzia sezione cls reagente	Icx = 11326381185,64 cm <sup>4</sup> Icy = 309154053,68 cm <sup>4</sup>
Inerzia dei ferri omogeneizzata	Ifx = 7110369109,92 cm <sup>4</sup> Ify = 281535857,95 cm <sup>4</sup>
Inerzia sezione omogeneizzata	Itx = 18436750295,56 cm <sup>4</sup> Ity = 590689911,63 cm <sup>4</sup>

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Sollecitazioni ultime	N = 9248,7869 [kN]    M = 99429,2266 [kNm]
Sollecitazioni esercizio	N = 7275,0000 [kN]    M = 78210,0000 [kNm]
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>1,271</b>
Momento ultimo max	148983,4327 [kNm] per N = 120317,1036 [kN]

**Dominio di resistenza**



**Verifica a taglio**

Il taglio di calcolo non deve superare il valore che, con riferimento alla resistenza di trazione di calcolo  $f_{ctd}$ , determina la formazione delle fessure oblique.

$$f_{ctm} = 0.27(Rck)^{2/3} = 0.27 \cdot 35^{2/3} = 2.89 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot 2.89 = 2.02 \text{ Mpa}$$

$f_{ctk}$  coincidente con  $f_{ctd}$  essendo la verifica agli S.L.U.

$$V_{cd} = (0.6 \cdot 2.02 \cdot 13.5 \cdot 1.70) \cdot 10^3 = 27.520 \text{ kN}$$

Non si dispone armatura a taglio essendo:  $V_{cd} > V_{sdu}$

### 8.2.4.1 Calcolo dell'apertura delle fessure

Tale verifica è soddisfatta quando il *valore caratteristico di apertura delle fessure*  $w_k$  nella zona  $A_{c_{eff}}$  di efficacia delle armature non supera il valore prefissato dalla Norma, stabilito in funzione delle condizioni ambientali (poco aggressivo, moderatamente aggressivo, molto aggressivo) e del tipo di combinazione delle azioni (frequente o quasi permanente).

Il valore  $w_k$  calcolato si riferisce all'apertura della fessura misurata sulla superficie del cls all'interno dell'area di efficacia dell'armatura, e vale:

$$w_k = 1,7 \times w_m \quad \text{con} \quad w_m = \varepsilon_{sm} \times s_{rm}$$

in cui  $w_m$  rappresenta il *valore medio dell'apertura* calcolata in base alla *deformazione unitaria media dell'armatura*  $\varepsilon_{sm}$  nel tratto  $s_{rm}$  pari alla *distanza media fra le fessure* per la condizione di fessurazione stabilizzata in corrispondenza del livello baricentrico dell'armatura all'interno dell'area efficace.

Per quanto riguarda i singoli termini di cui sopra, si ha:

$$- s_{rm} = 2\left(c + \frac{s}{10}\right) + k_2 k_3 \frac{\Phi}{\rho_r}$$

$$- \varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$$

i cui simboli sono chiariti nel prospetto che segue.

In particolare:

$\sigma_s$  è la tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di azioni considerata, in corrispondenza del livello baricentrico dell'armatura all'interno dell'area efficace;

$\sigma_{sr}$  è la tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione  $f_{ctm}$  nella fibra di cls più sollecitata in sezione interamente reagente, in corrispondenza del livello baricentrico dell'armatura all'interno dell'area efficace.

Per quanto concerne il calcolo di  $\sigma_{sr}$  si procede così:

- si determina il momento di inerzia  $I$  della sezione (prescindendo dall'armatura) nel piano di sollecitazione considerato, considerando la sezione interamente reagente (I° stadio);
- ricordo ora che la tensione nella generica fibra di cls più esterna (ossia più sollecitata) è data da:

$$\sigma_c = \frac{M}{I} y_{max} \quad \text{con} \quad y_{max} = \text{massima distanza della fibra di cls dall'asse baricentrico della sezione};$$

- per la definizione di  $\sigma_{sr}$ , deve essere  $M$  la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della  $f_{ctm}$  nella fibra di cls più sollecitata in sezione interamente reagente, per cui

$$M = \frac{I}{y_{max}} f_{ctm}$$

- da cui  $\sigma_{sr}$  è la tensione calcolata nella sezione fessurata (ossia con cls non reagente a trazione : II° stadio)

Di seguito, per combinazioni quasi permanenti si intendono le **FI e FIII**, mentre per combinazione rara si intende la **FII**.

### 8.3 I muri andatori

Per la valutazione delle sollecitazioni sui muri andatori si considera una piastra di dimensioni 9.30 m x 7.10 m incastrata su due lati. I muri andatori hanno dimensioni in pianta di 1,00 x 9,30 m. La verifica verrà effettuata considerando una sezione unitaria.

Di seguito vengono calcolate le pressioni applicate in testa ed alla base per le condizioni di carico non sismiche e sismiche.

#### 8.3.1.1 Calcolo delle pressioni

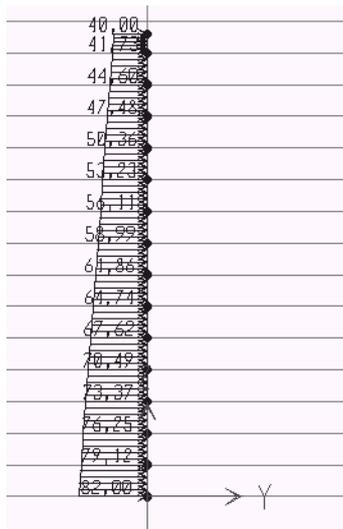
Carichi non sismici S.L.U.

Muro di risvolto									
<b>Carichi costanti</b>									
	$\gamma$	Spess.	h	L	coeff.	q	qtot (kN/mq)	$\gamma_s$	Taglio
sp. Permanenti		7,3	1,00	1,00	0,490	12,50	9,19	1,5	67,07
sp.Treno di carico		7,3	1,00	1,00	0,490	19,10	14,04	1,5	102,48
<b>subtotale</b>							<b>23,23</b>		
<b>Carichi triangolari</b>									
							n (kN/mq)		
Spinta Terra	18		7,3		0,490		96,58	1,5	352,51
<b>Totale</b>							<b>119,81</b>		<b>522,06</b>

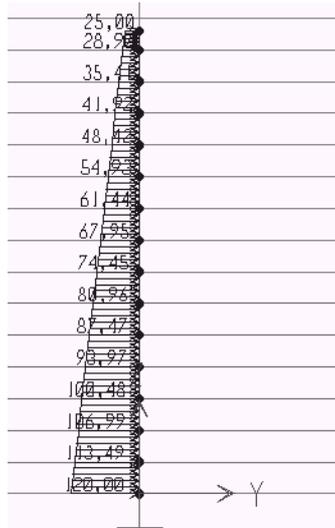
Carichi sismici S.L.U.

Muro di risvolto											
Carichi costanti											
	$\gamma$	Spess.	h	L	Reazione	coeff.	coeff.	q	qtot (kN/mq)	$\gamma_s$	Taglio
sp. Permanenti			1,00	1,00		0,490		12,50	6,13	1	44,713
sp.Treno di carico			1,00	1,00		0,490		0,00	0,00	1	
incr. Sp. Terra	18		7,30	1,00		0,172			22,60	1	82,49
incr. Sp. Perm.			1,00	1,00		0,172		12,50	2,15	1	15,70
incr. sp.Treno di carico			1,00	1,00		0,172		0,00	0,00	1	
inerzia muro	25	1,00	7,30	1,00		0,350			8,75	1	63,875
<b>Subtotale</b>									<b>39,63</b>		
Carichi triangolari											
									n (kN/mq)		
Spinta Terra	18		7,3			0,490			64,39	1	235,01
<b>Totale</b>									<b>81,41</b>		<b>441,78</b>

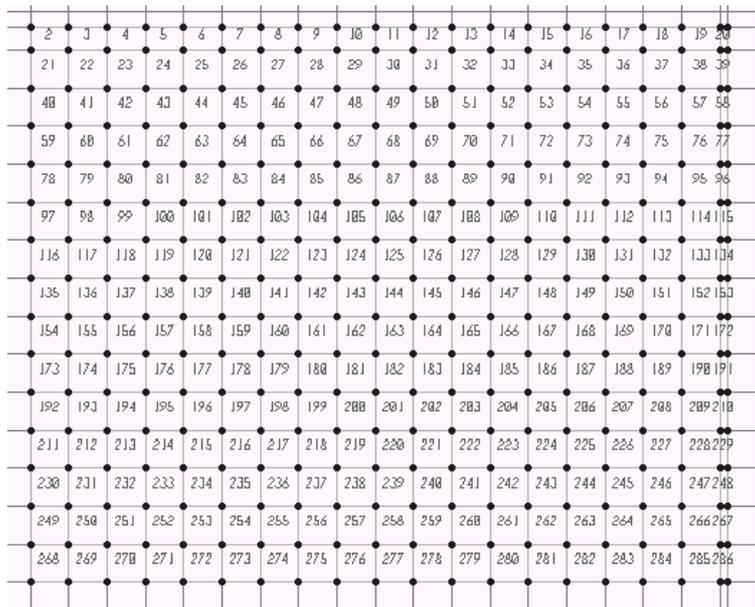
Le verifiche agli S.L.U. vengono svolte tramite un modello agli elementi finiti, il carico è stato discretizzato con pressioni costanti per ogni schell, crescenti in direzione verticale e costanti in direzione orizzontale.



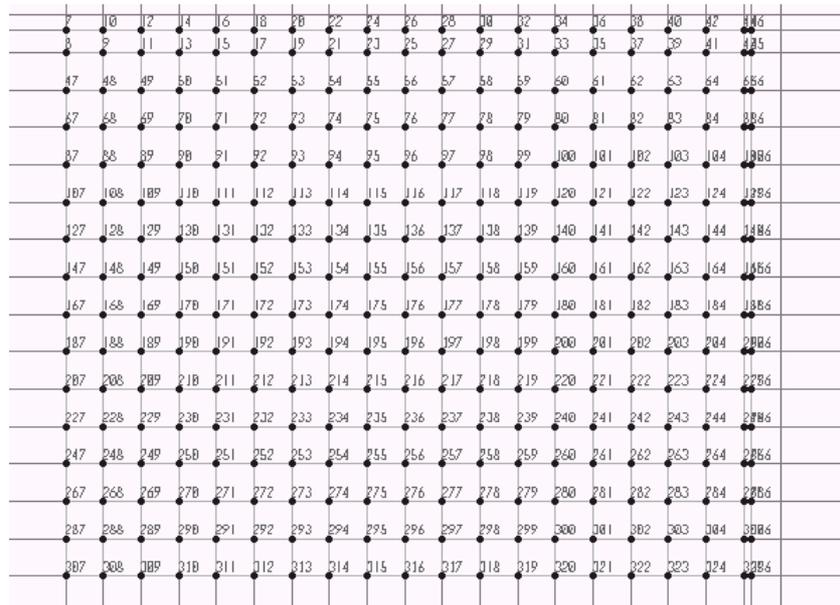
Andamento delle pressioni (carico sismico)



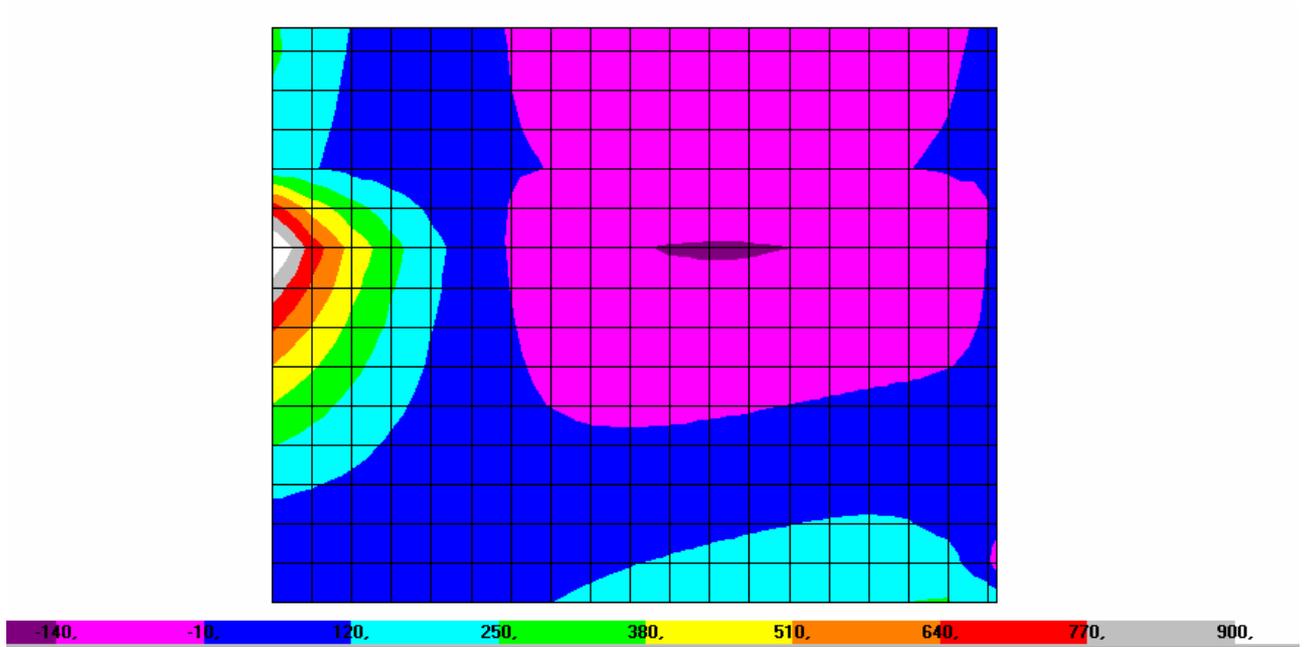
*Andamento delle pressioni (carico non sismico)*



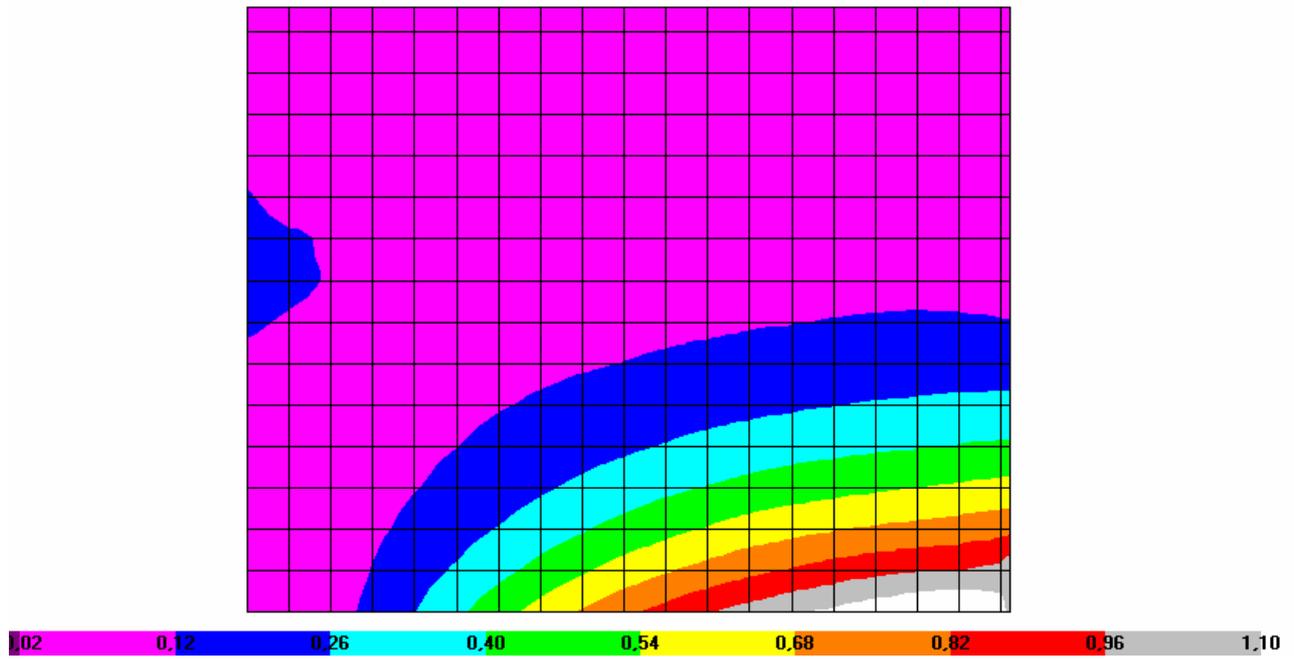
*Mesh di calcolo, con elementi shell*



*Pianta con i nodi di riferimento*



*Diagramma dei Momenti in direzione orizzontale sulla zattera*



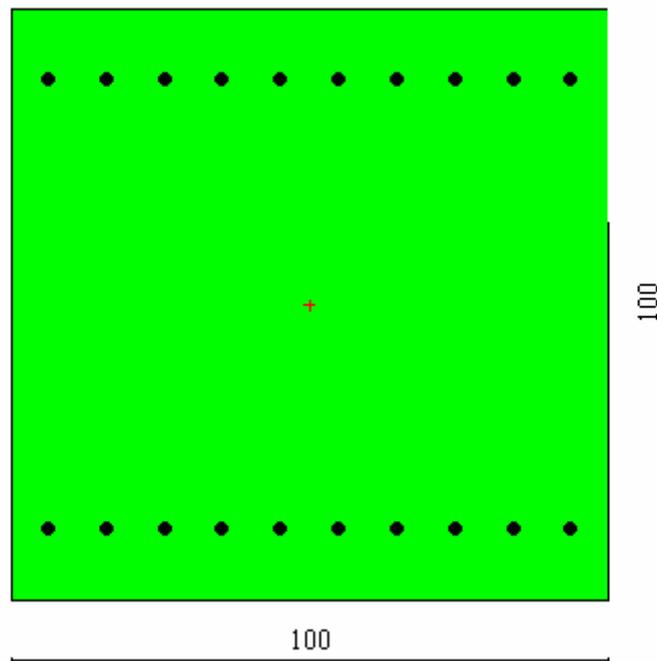
*Diagramma dei Momenti in direzione verticale sulla zattera*

### 8.3.2 La parte inferiore

#### Verifica a presso flessione

direzione verticale

N = 150 kN  
 M = 1100 kNm  
 T = 525 kN



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	150,0000	<input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	1100,0000	Taglio Ty [kN]	525,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm]	1100,000	Momento X [kNm]	0,000

Caratteristiche sezione	
Area [cmq] = 10000,00	XG [cm] = 50,00
Ix [cm <sup>4</sup> ] = 8333333,3	YG[cm] = 50,00
Iy [cm <sup>4</sup> ] = 8333333,3	
Ixy [cm <sup>4</sup> ] = 0,0	
Nr.tondini = 20	
Af [cmq] = 90,48(0,90%)	

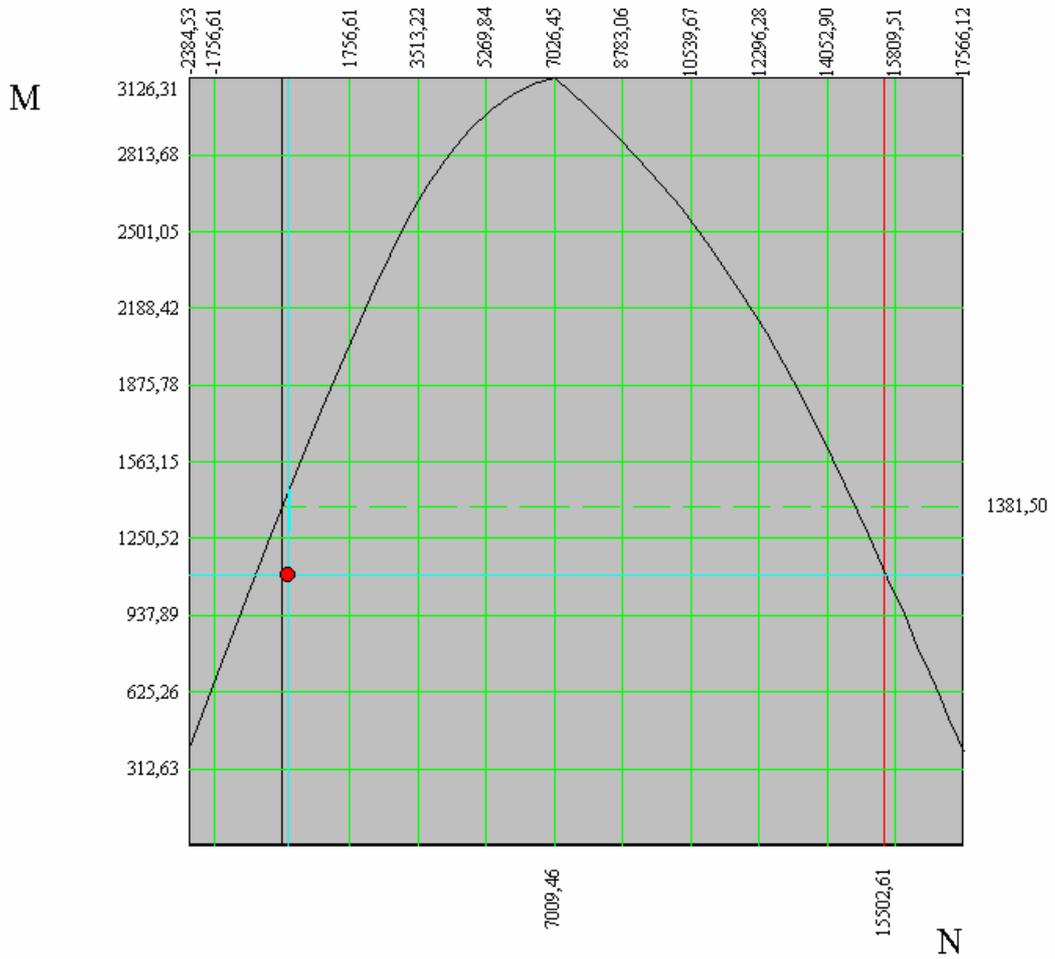
Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Asse neutro			
Xc =	26,866 cm		
Equazione:	-100,000 y+2313,402 = 0		
Intersezioni	(100,00 ; 73,13) (0,00 ; 73,13)		
Inclinazione	0,00 °		

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Tensione di compressione massima nel cls	8,588 MPa		
Tensione di trazione massima nel ferro	-293,144 MPa		
Tensione di compressione massima nel ferro	71,284 MPa		
Tensione tangenziale asse neutro	0,667 MPa		
Risultanti e punti di applicazione			
Cls compresso	1153,6702 kN	50,00 cm	91,04 cm
Armature compresse	322,4805 kN	50,00 cm	88,00 cm
Compressione	1476,1507 kN	50,00 cm	90,38 cm
Armature in trazione	1326,1507 kN	50,00 cm	12,00 cm
Trazione	1326,1507 kN	50,00 cm	12,00 cm

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Area sezione calcestruzzo reagente	2686,60 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	1357,17 cmq
Area sezione omogeneizzata	4043,77 cmq
Momenti di inerzia e baricentro geometrico	
$X_g = 50,00$ cm	$Y_g = 50,00$ cm
Inerzia sezione cls reagente	$I_{cx} = 2238831,66$ cm <sup>4</sup>
	$I_{cy} = 3753968,94$ cm <sup>4</sup>
Inerzia dei ferri omogeneizzata	$I_{fx} = 1060744,43$ cm <sup>4</sup>
	$I_{fy} = 1959750,63$ cm <sup>4</sup>
Inerzia sezione omogeneizzata	$I_{tx} = 3299576,09$ cm <sup>4</sup>
	$I_{ty} = 5713719,57$ cm <sup>4</sup>

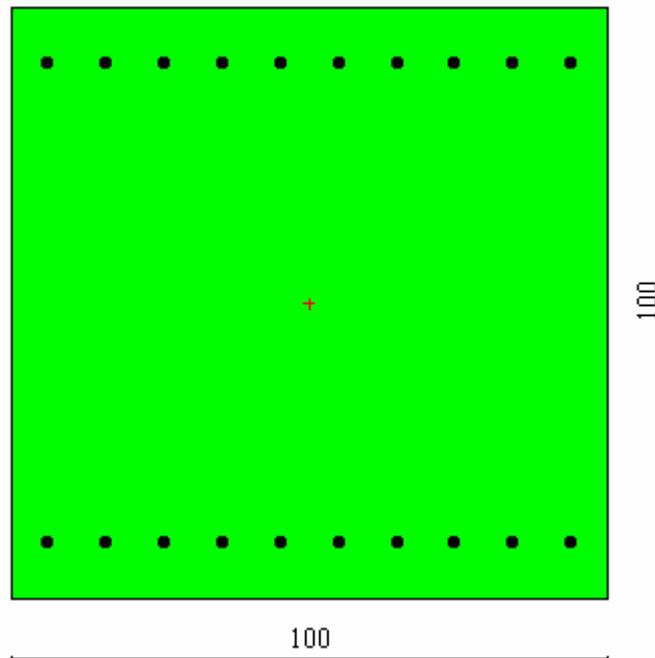
Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Sollecitazioni ultime	N = 198,9262 [kN]      M = 1458,7920 [kNm]
Sollecitazioni esercizio	N = 150,0000 [kN]      M = 1100,0000 [kNm]
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>1,326</b>
Momento ultimo max	3126,3075 [kNm]      per N = 7009,4602 [kN]

**Dominio di resistenza**



direzione orizzontale

M = 900 kNm  
 T = 525 kN



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	0,0000	<input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	900,0000	Taglio Ty [kN]	525,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm]	900,000	Momento X [kNm]	0,000

Caratteristiche sezione	
Area [cmq] = 10000,00	XG [cm] = 50,00
Ix [cm <sup>4</sup> ] = 8333333,3	YG [cm] = 50,00
Iy [cm <sup>4</sup> ] = 8333333,3	
Ixy [cm <sup>4</sup> ] = 0,0	
Nr.tondini = 20	
Af [cmq] = 62,83(0,63%)	

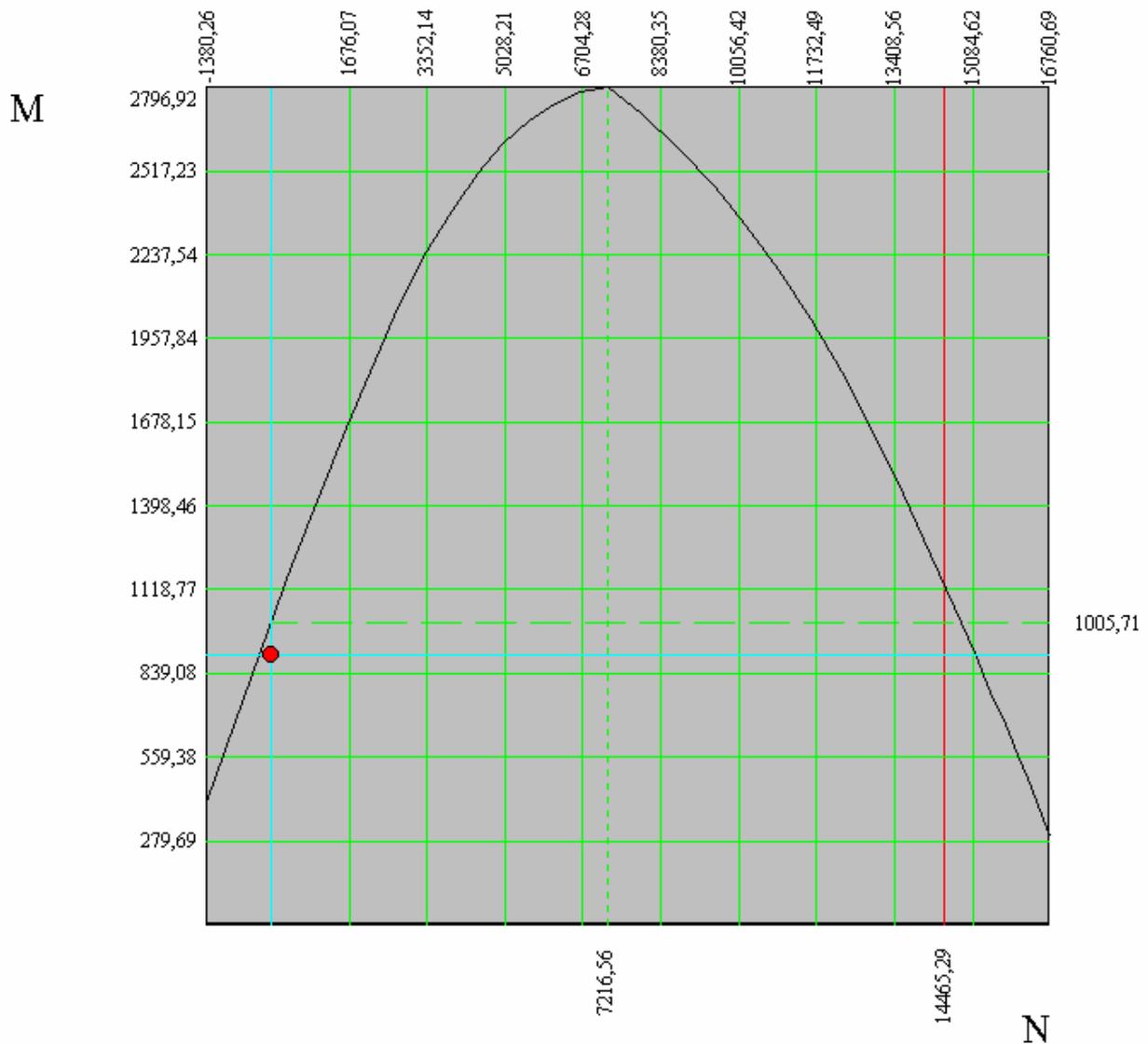
Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Asse neutro	
Xc =	22,689 cm
Equazione:	0,000 x-100,000 y+2731,085 = 0
Intersezioni	(100,00 ; 77,31) (0,00 ; 77,31)
Inclinazione	0,00 °

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Tensione di compressione massima nel cls	7,718 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	-346,502 MPa
Tensione di compressione massima nel ferro	67,805 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	0,635 MPa
Risultanti e punti di applicazione	
Cls compresso	875,5507 kN 50,00 cm 92,44 cm
Armature compresse	213,0165 kN 50,00 cm 90,60 cm
Compressione	1088,5672 kN 50,00 cm 92,08 cm
Armature in trazione	1088,5672 kN 50,00 cm 9,40 cm
Trazione	1088,5672 kN 50,00 cm 9,40 cm

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Area sezione calcestruzzo reagente	2268,91 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	942,48 cmq
Area sezione omogeneizzata	3211,39 cmq
Momenti di inerzia e baricentro geometrico	
Xg = 50,00 cm Yg = 50,00 cm	
Inerzia sezione cls reagente	Icx = 1890762,35 cm <sup>4</sup> Icy = 3487643,67 cm <sup>4</sup>
Inerzia dei ferri omogeneizzata	Ifx = 743370,64 cm <sup>4</sup> Ify = 1553542,70 cm <sup>4</sup>
Inerzia sezione omogeneizzata	Itx = 2634132,98 cm <sup>4</sup> Ity = 5041186,37 cm <sup>4</sup>

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Sollecitazioni ultime	N = 0,0000 [kN]	M = 1005,7105 [kNm]	
Sollecitazioni esercizio	N = 0,0000 [kN]	M = 900,0000 [kNm]	
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>1,117</b>		
Momento ultimo max	2796,9209 [kNm]	per N = 7216,5579 [kN]	

**Dominio di resistenza**

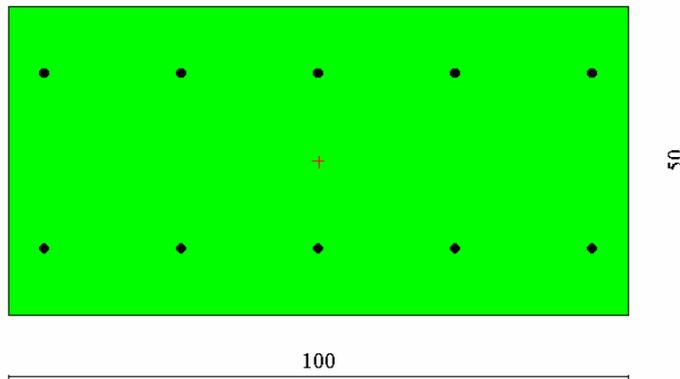


### 8.3.3 La parte superiore del muro

La sezione di verifica ha H=50 cm                      B=100cm

direzione verticale

N        =                28 kN  
M        =                140 kNm  
Sisma T        =                110 kN



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	28,0000	<input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	140,0000	Taglio Ty [kN]	110,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm]	140,000	Momento X [kNm]	0,000

Caratteristiche sezione	
Area [cmq] = 5000,00	XG [cm] = 50,00
Ix [cm <sup>4</sup> ] = 4166666,7	YG[cm] = 25,00
Iy [cm <sup>4</sup> ] = 1041666,7	
Ixy [cm <sup>4</sup> ] = 0,0	
Nr.tondini = 10	
Af [cmq] = 20,11(0,40%)	

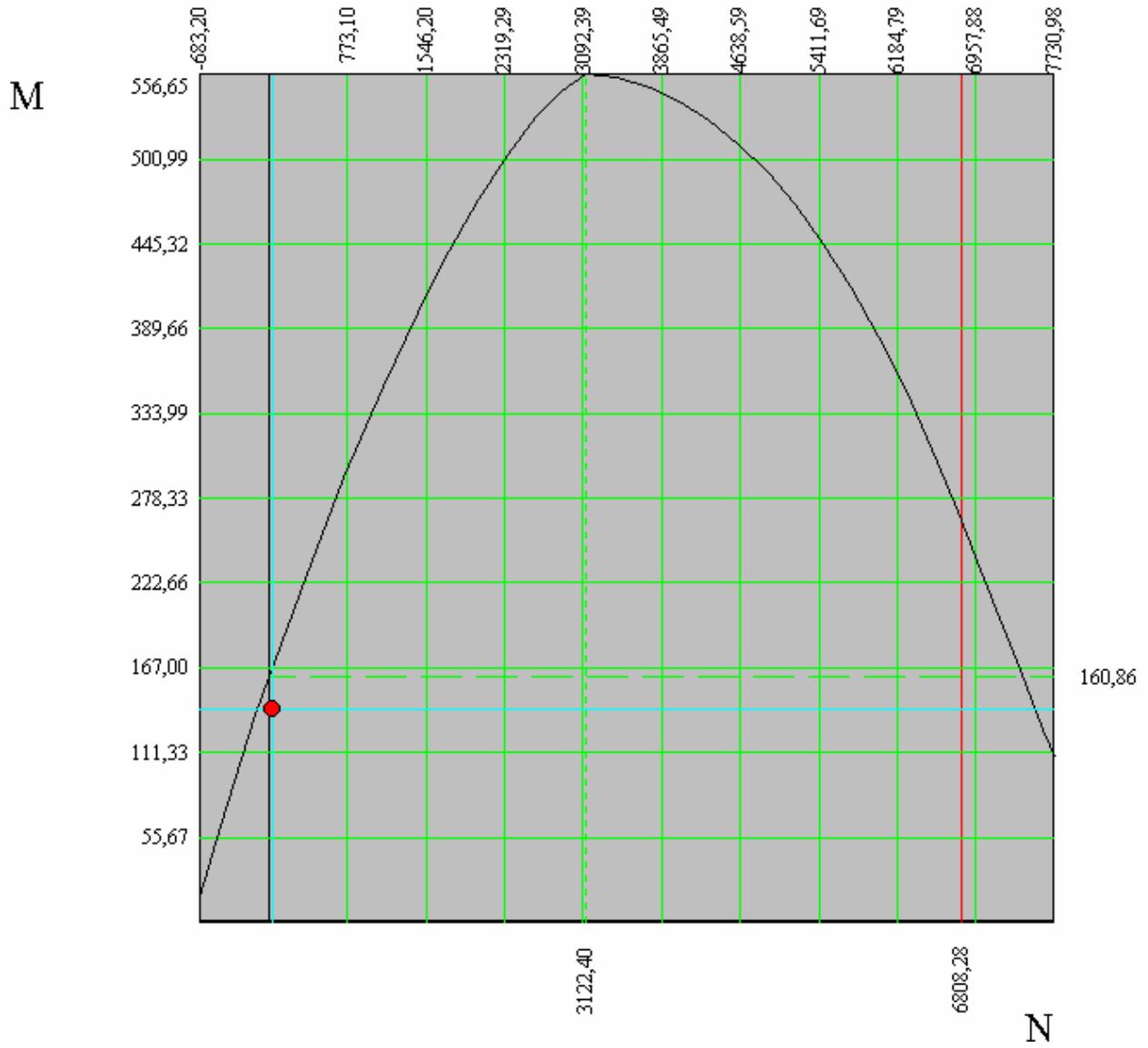
Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Asse neutro	
Xc =	9,890 cm
Equazione:	0,000 x-100,000 y+1510,970 = 0
Intersezioni	(100,00 ; 40,11) (0,00 ; 40,11)
Inclinazione	0,00 °

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Tensione di compressione massima nel cls	8,293 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	-368,650 MPa
Tensione di trazione minima nel cls	-11,442 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	0,315 MPa
Risultanti e punti di applicazione	
Cls compresso	410,1101 kN 50,00 cm 46,70 cm
Armature compresse	0,0000 kN 0,00 cm 0,00 cm
Compressione	410,1101 kN 50,00 cm 46,70 cm
Armature in trazione	382,1101 kN 50,00 cm 11,65 cm
Trazione	382,1101 kN 50,00 cm 11,65 cm

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Area sezione calcestruzzo reagente	989,03 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	301,59 cmq
Area sezione omogeneizzata	1290,62 cmq
Momenti di inerzia e baricentro geometrico	
Xg = 50,00 cm Yg = 25,00 cm	
Inerzia sezione cls reagente	Icx = 824191,64 cm <sup>4</sup> Icy = 405846,98 cm <sup>4</sup>
Inerzia dei ferri omogeneizzata	Ifx = 294601,97 cm <sup>4</sup> Ify = 60813,19 cm <sup>4</sup>
Inerzia sezione omogeneizzata	Itx = 1118793,61 cm <sup>4</sup> Ity = 466660,17 cm <sup>4</sup>

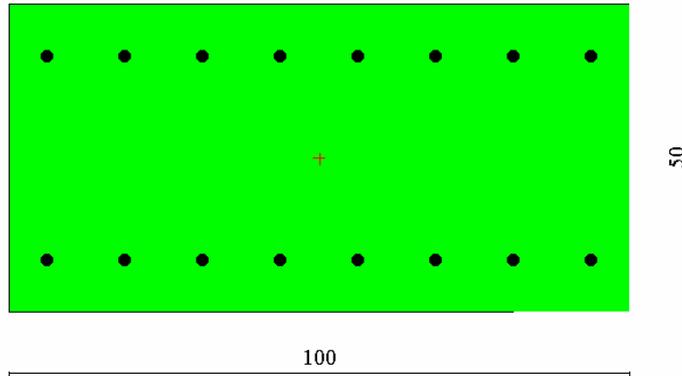
Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Sollecitazioni ultime	N = 33,4259 [kN] M = 167,1297 [kNm]
Sollecitazioni esercizio	N = 28,0000 [kN] M = 140,0000 [kNm]
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>1,194</b>
Momento ultimo max	556,6507 [kNm] per N = 3122,3959 [kN]

**Dominio di resistenza**



direzione orizzontale

$$\begin{aligned} M &= 320 \text{ kNm} \\ T &= 110 \text{ kN} \end{aligned}$$



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	0,0000	<input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	320,0000	Taglio Ty [kN]	110,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm]	320,000	Momento X [kNm]	0,000

Caratteristiche sezione	
Area [cmq]	5000,00
$I_x$ [cm <sup>4</sup> ]	4166666,7
$I_y$ [cm <sup>4</sup> ]	1041666,7
$I_{xy}$ [cm <sup>4</sup> ]	0,0
Nr.tondini	16
Af [cmq]	50,27(1,01%)
XG [cm]	50,00
YG[cm]	25,00

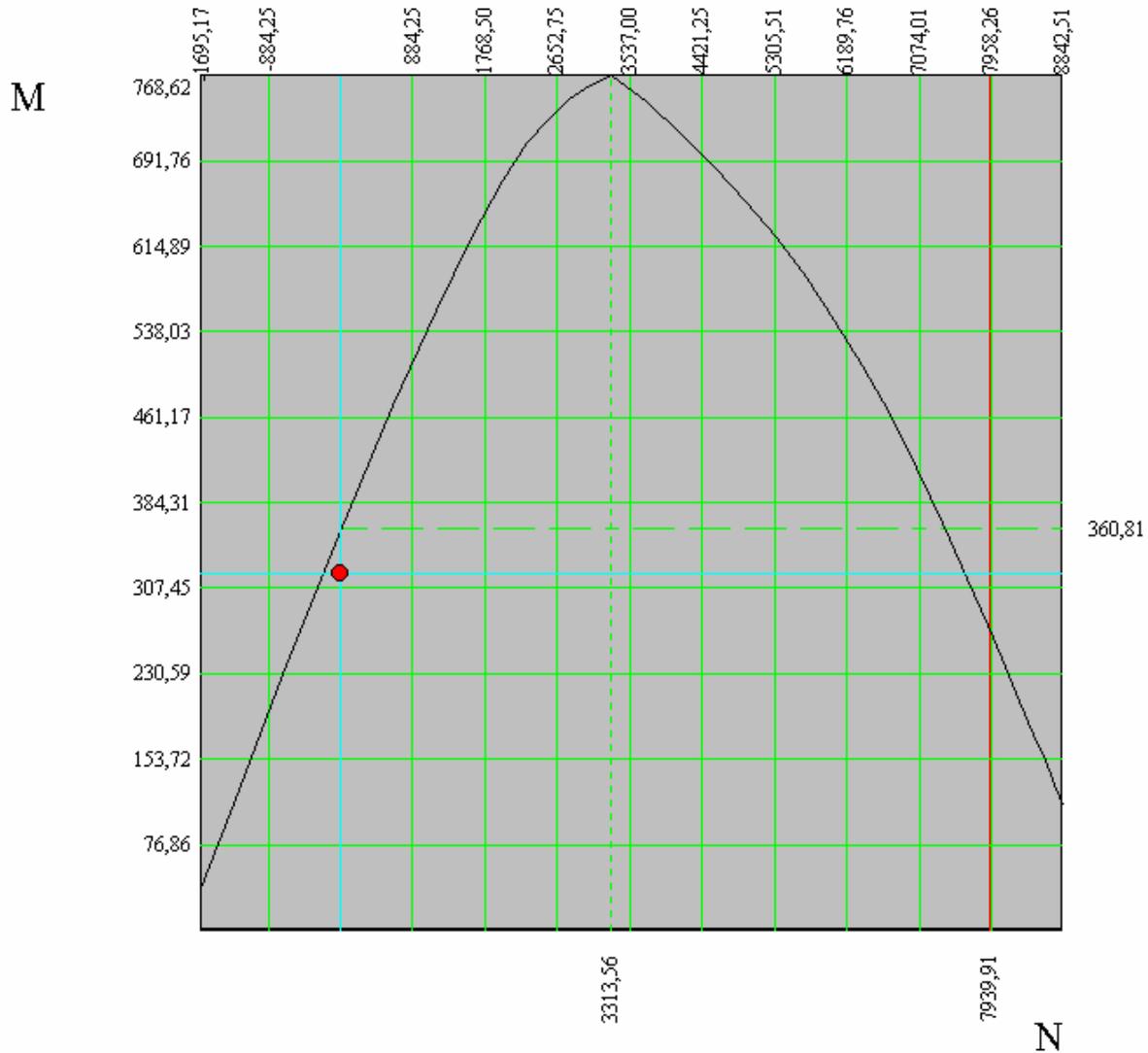
Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Xc =	13,289 cm
Equazione:	0,000 x-100,000 y+1171,100 = 0
Intersezioni	(100,00 ; 36,71) (0,00 ; 36,71)
Inclinazione	0,00 °

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Tensione di compressione massima nel cls		10,921 MPa	
Tensione di trazione massima nel ferro		-348,979 MPa	
Tensione di compressione massima nel ferro		60,265 MPa	
Tensione tangenziale asse neutro		0,301 MPa	
Risultanti e punti di applicazione			
Cls compresso	725,6177 kN	50,00 cm	45,57 cm
Armature compresse	151,4623 kN	50,00 cm	41,60 cm
Compressione	877,0800 kN	50,00 cm	44,88 cm
Armature in trazione	877,0800 kN	50,00 cm	8,40 cm
Trazione	877,0800 kN	50,00 cm	8,40 cm

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Area sezione calcestruzzo reagente	1328,90 cmq		
Area dei ferri omogeneizzata	753,98 cmq		
Area sezione omogeneizzata	2082,88 cmq		
Momenti di inerzia e baricentro geometrico			
$X_g = 50,00 \text{ cm}$ $Y_g = 25,00 \text{ cm}$			
Inerzia sezione cls reagente		$I_{cx} = 1107417,06 \text{ cm}^4$	
		$I_{cy} = 467295,58 \text{ cm}^4$	
Inerzia dei ferri omogeneizzata		$I_{fx} = 619915,58 \text{ cm}^4$	
		$I_{fy} = 207767,35 \text{ cm}^4$	
Inerzia sezione omogeneizzata		$I_{tx} = 1727332,64 \text{ cm}^4$	
		$I_{ty} = 675062,92 \text{ cm}^4$	

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Sollecitazioni ultime	N = 0,0000 [kN]	M = 360,8105 [kNm]	
Sollecitazioni esercizio	N = 0,0000 [kN]	M = 320,0000 [kNm]	
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>1,128</b>		
Momento ultimo max	768,6178 [kNm]	per N = 3313,5630 [kN]	

**Dominio di resistenza**



**Verifica a taglio**

Il taglio di calcolo non deve superare il valore che, con riferimento alla resistenza di trazione di calcolo  $f_{ctd}$ , determina la formazione delle fessure oblique.

$$f_{ctm} = 0.27(R_{ck})^{2/3} = 0.27 \cdot 35^{2/3} = 2.89 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot 2.89 = 2.02 \text{ Mpa}$$

$f_{ctk}$  coincidente con  $f_{ctd}$  essendo la verifica agli S.L.U.

$$V_{cd} = (0.6 \cdot 2.02 \cdot 1.00 \cdot 0.80) \cdot 10^3 = 969.60 \text{ kN}$$

Non si ha bisogno di armare a taglio essendo  $V_{cd} > V_{sdu}$

## **9      Analisi pesi propri strutturali e sovraccarichi permanenti**

### **9.1   *Pesi propri strutturali ( $g_1$ )***

Per il calcolo dei pesi propri strutturali provenienti dall'impalcato si rimanda alla relazione tecnica di predimensionamento generale per impalcati da 30 m.

### **9.2   *Sovraccarichi permanenti portati ( $g_2$ )***

Per il calcolo dei sovraccarichi portati provenienti dall'impalcato si rimanda alla relazione tecnica di predimensionamento generale per impalcati da 30 m.

## **10 Analisi dei sovraccarichi di esercizio.**

### **10.1 Carichi mobili ( $q_1$ )**

Per il calcolo dei carichi mobili (azioni verticali), provenienti dall'impalcato si rimanda alla relazione tecnica di predimensionamento generale per impalcati da 30 m.

### **10.2 Incremento dinamico ( $q_2$ )**

L'entità dei carichi mobili deve essere maggiorata per tener conto degli effetti dinamici, attraverso il seguente coeff. di incremento dinamico  $\Phi$ :

$$\Phi_{c.a.p.} = 1.4 - (L-10)/150 = \mathbf{1.28} \quad \text{con } L=\text{luce di calcolo} = 28.4\text{m}$$

**10.3 Azione longitudinale della frenatura ( $q_3$ ).**

La frenatura è assunta come percentuale (10%) del peso della singola colonna di carico accidentale più pesante. La pila P5 è sottoposta all'azione franante di quattro impalcati.

$$F_I = 0.1(200 \cdot 3 + 30 \cdot (30 \cdot 3 - 9)) = 303 \text{KN} > 20\% Q_{1a} = 222 \text{KN}$$

**10.4 Azione trasversale centrifuga ( $q_4$ ).**

Non applicabile

**10.5 Azione trasversale del vento ( $q_5$ ).**

È stato considerato l'effetto del vento trasversale ( $q_5$ ) sia in presenza di carichi accidentali che in assenza di questi ultimi, nei termini di 2.5kN/mq.

**10.6 Azione sismica ( $q_6$ ).**

Gli effetti sismici sono stati valutati mediante l'analisi semplificata delle relative pile, come indicato nella bozza della normativa sismica 25/05/2003.

$$F = M \cdot S_d(T_1)$$

nella quale la massa  $M$  vale rispettivamente:

- l'intera massa dell'impalcato, più la massa della metà superiore di tutte le pile, nel caso (a);
- la massa di impalcato afferente alla pila, più la massa della metà superiore della pila, nel caso c).

$S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al punto 5.2.7.

Il periodo  $T_1$  è dato in entrambi i casi dall'espressione:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

nella quale  $K$  è la rigidezza complessiva del modello considerato.

Categoria suolo	$S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	1,0	0,15	0,40	2,0
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0

### 5.2.1 Zone sismiche

Ai fini dell'applicazione di queste norme, il territorio nazionale viene suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro  $a_g$  = accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A (definito al punto 5.1). I valori di  $a_g$ , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità  $g$ , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono:

Zona	Valore di $a_g$
1	0,35g
2	0,25g
3	0,15g
4	0,05g

### 5.2.6 Spettri di progetto per lo stato limite di collasso

Ai fini del progetto, e per evitare il ricorso ad analisi non lineari, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso un fattore riduttivo delle forze elastiche, denominato fattore di struttura  $q$ . L'azione sismica di progetto  $S_d(T)$  è in tal caso data dallo spettro di risposta elastico di cui al punto 5.2.5, con le ordinate ridotte utilizzando il fattore  $q$ . I valori numerici del fattore  $q$  vengono definiti al punto 5.5.

Lo spettro di progetto per le componenti orizzontali è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - 1 \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \tag{10}$$

in cui  $T_A$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  sono definiti in tab. 3.1. Si assumerà comunque  $S_d(T) \geq 0,2a_g$ .

A meno di adeguate analisi giustificative, lo spettro di progetto della componente verticale dell'azione sismica è dato dalle seguenti espressioni, assumendo  $q = 1$ :

### 5.5 Valori del coefficiente di struttura

I massimi valori utilizzabili per il fattore  $q$  nel caso di ponti a pile in cemento armato e impalcato a travata continua sono:

- ponti con pile a comportamento flessionale ( $H/L \geq 3,5$ )  $q = 3,5$
  - ponti con pile tozze ( $H/L < 3,5$ )  $q = 1,0$
  - valore di  $q$  per il calcolo delle spalle  $q = 1,0$
- (per  $1 < H/L < 3,5$   $q$  si ottiene per interpolazione lineare).

$$W_{impalcato} = 7292 \times 1 = 21.873 \text{ kN}$$

$$M_{impalcato} = 2.230 \frac{\text{kN}}{\text{m/s}^2}$$

$$H_{pila} = 1,2 + 5 + 6,5 = 12,7 \text{ m}$$

$$W_{pila} = 758 + 561 + 21 = 1340 \text{ kN}$$

$$M_{impalcato} = 137 \frac{\text{kN}}{\text{m/s}^2}$$

$$M_{totale} = 2.230 + 137 = 2.367 \frac{\text{kN}}{\text{m/s}^2}$$

$$K_{long.} = \frac{3EI_{long.}}{l^3} = \frac{3 \times 33722000 \times 1,18}{12,70^3} = 58.278 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_{long.} = 2\pi \sqrt{\frac{2.367}{58.278}} = 1,27 \text{ s}$$

$$K_{trasv.} = \frac{3EI_{trasv.}}{l^3} = \frac{3 \times 33722000 \times 12,98}{12,70^3} = 641.059 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$T_{trasv.} = 2\pi \sqrt{\frac{2.367}{641.059}} = 0,38 \text{ s}$$

$$S_d(T) = 0,35 \text{ g} \times 1 \times \frac{2,5}{3,5} \left( \frac{0,4}{1,27} \right) = 0,08 \text{ g}$$

$$S_d(T) = 0,35 \text{ g} \times 1 \times \frac{2,5}{3,5} = 0,25 \text{ g}$$

### ***10.7 Azione longitudinale attritiva ( $q_7$ ).***

Si è assunto:

l'attrito dei vincoli pari al 8% dei carichi permanenti .

## **11 Analisi della pila fissa P5**

Per l'analisi della pila mobile si effettua il calcolo mediante solutore agli elementi finiti Sap2000 mediante elementi frame di sezione General con le caratteristiche inerziali dei vari elementi costituenti la pila che possiamo individuare come, Pulvino, Braccia, Fusto e Zattera di Fondazione.

Nelle seguenti immagini si riporta la carpenteria della pila mobile di maggiore altezza.

Nella seguente immagine si riporta la schematizzazione in elementi Frame per la modellazione agli elementi finiti.

La modellazione unifilare è relativa alla linea d'asse dei vari elementi.

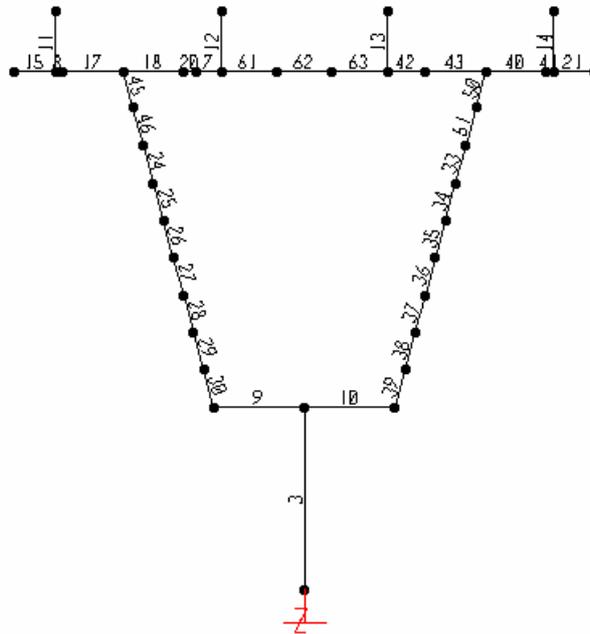


Figura 6-Numerazione delle aste.

Nella seguente tabella si riportano i carichi provenienti dall'impalcato sui quattro appoggi.

Azioni verticali al piano appoggi	Rv1	Rv2	Rv3	Rv4	
Peso proprio	699	699	699	699	
Permanenti portati	213	213	213	213	
Sovraccarichi mobili 1 STESA	647	386	126	-135	
Sovraccarichi mobili 2 STESA	775	514	254	-7	
Sovraccarichi mobili 3 STESA	727	558	389	219	
Folla	38	38	38	38	
Folla solo lato sinistro	73	37	1	-35	
	1712	1507	1302	1096	5617
Azioni trassv. al piano appoggi	Ht1	Ht2	Ht3	Ht4	
Vento	0	187.5	187.5	0	375

SismaX (azione dall'impalcato)=875 KN

Si riportano di seguito le combinazioni di carico considerate.

SLE	COMBINAZIONI	g1	g2	g3	$\varepsilon 1$	$\varepsilon 2$	$\varepsilon 3$	$\varepsilon 4$	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9	
	AI	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00
	AII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,60	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	AIII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,20	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	AIV	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,20	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	AV	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00

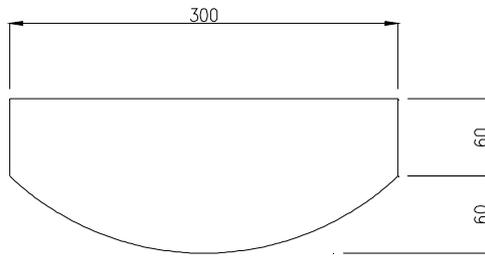
  

SLE di fessurazione																	
	FI	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00
	FII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	FIII	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,40	0,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

SLU																	
	UI	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50		1,50	1,50	
	UII	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	0,00	0,00	0,90		1,50	1,50	
	UIII	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	1,50	0,00	0,30		1,50	1,50	
UIV	1,50	1,50	1,50	1,20	1,20	1,20	1,20	1,50	1,50	0,00	1,50	0,30		1,50	1,50		

### 11.1.1 Verifica pulvino



A (mq)	$K_{\text{torsionale}}$	$J_x (m^4)$	$J_y (m^4)$	$A_{\text{taglio } y} (mq)$	$A_{\text{taglio } x} (mq)$
3,032	1,069	1,925	0,299	3,032	3,032

La combinazione di carico più gravosa per il pulvino Risultava essere la UII e le relative combinazioni di verifica sono:

$N_{\text{trazione}} = 854,47 \text{ kN}$

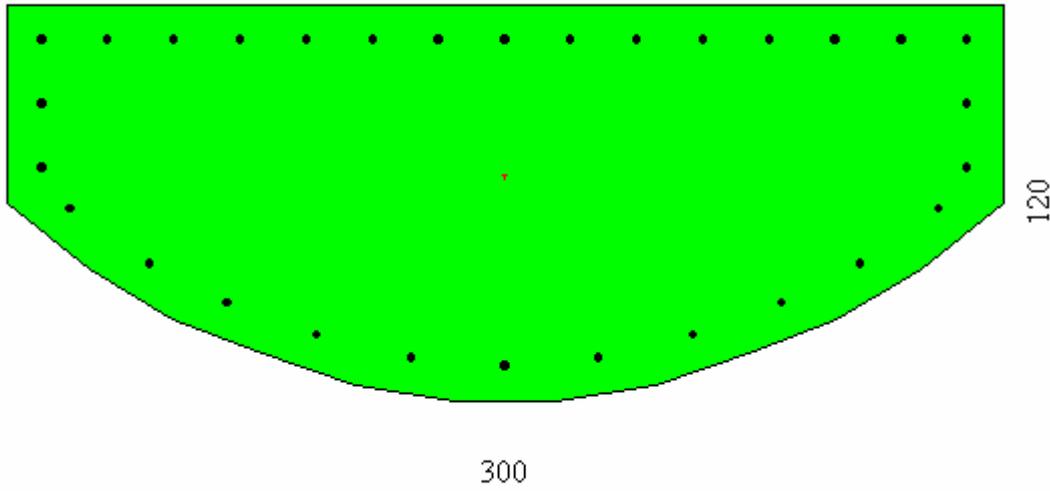
$M_x = -1679,29 \text{ kNm}$

$M_y = -230,90 \text{ kNm}$

$T_y = 449,45 \text{ kN}$

$T_x = 2543,86 \text{ kN}$

Si riporta di seguito la verifica corrispondente.



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	-855,0000	<input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	-1680,0000	Taglio Ty [kN]	450,0000
Momento Mx [kNm]	-235,0000	Taglio Tx [kN]	2545,0000
Momento Y [kNm]	-1680,000	Momento X [kNm]	-235,000
Accetta		Annulla	Help

Caratteristiche sezione	
Area [cmq] = 30125,00	XG [cm] = 150,00
Ix [cm <sup>4</sup> ] = 190561770,8	YG [cm] = 68,25
Iy [cm <sup>4</sup> ] = 29532195,2	
Ixy [cm <sup>4</sup> ] = 0,0	
Nr.tondini = 30	
Af [cmq] = 159,28(0,53%)	

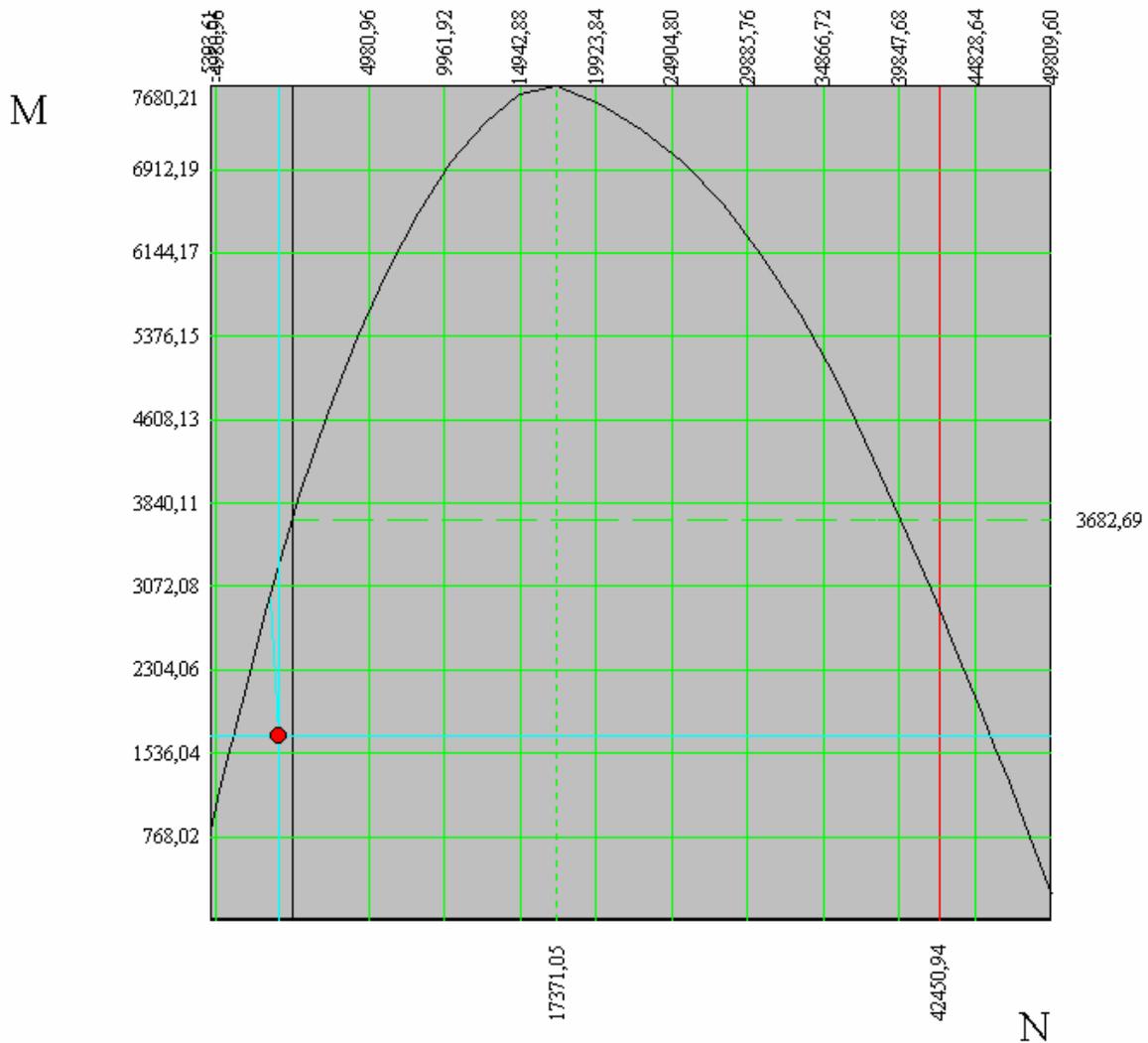
Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Asse neutro	
Xc =	33,309 cm
Equazione:	-7,280 x-226,800 y -8030,197 = 0
Intersezioni	(257,33 ; 29,40) (30,53 ; 36,68)
Inclinazione	-1,84 °

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Tensione di compressione massima nel cls	7,181 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	-261,885 MPa
Tensione di compressione massima nel ferro	71,896 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	0,244 MPa
Risultanti e punti di applicazione	
Cls compresso	1397,8492 kN 143,75 cm 14,22 cm
Armature compresse	160,6279 kN 142,46 cm 15,42 cm
Compressione	1558,4771 kN 143,61 cm 14,34 cm
Armature in trazione	2413,4771 kN 155,61 cm 103,05 cm
Trazione	2413,4771 kN 155,61 cm 103,05 cm

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Area sezione calcestruzzo reagente	4943,62 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	2389,18 cmq
Area sezione omogeneizzata	7332,81 cmq
Momenti di inerzia e baricentro geometrico	
Xg = 150,00 cm Yg = 68,25 cm	
Inerzia sezione cls reagente	Icx = 12830730,39 cm <sup>4</sup> Icy = 11929534,18 cm <sup>4</sup>
Inerzia dei ferri omogeneizzata	Ifx = 21337629,57 cm <sup>4</sup> Ify = 3584626,96 cm <sup>4</sup>
Inerzia sezione omogeneizzata	Itx = 34168359,96 cm <sup>4</sup> Ity = 15514161,15 cm <sup>4</sup>

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Sollecitazioni ultime	N = -1494,4332 [kN]	M = 2965,0190 [kNm]	
Sollecitazioni esercizio	N = -855,0000 [kN]	M = 1696,3564 [kNm]	
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>1,748</b>		
Momento ultimo max	7680,2102 [kNm]	per N = 17371,0452 [kN]	

**Dominio di resistenza**



**Verifica a taglio**

Il taglio di calcolo non deve superare il valore che, con riferimento alla resistenza di trazione di calcolo  $f_{ctd}$ , determina la formazione delle fessure oblique.

$$f_{ctm} = 0.27(R_{ck})^{2/3} = 0.27 \cdot 35^{2/3} = 2.89 \text{ Mpa}$$

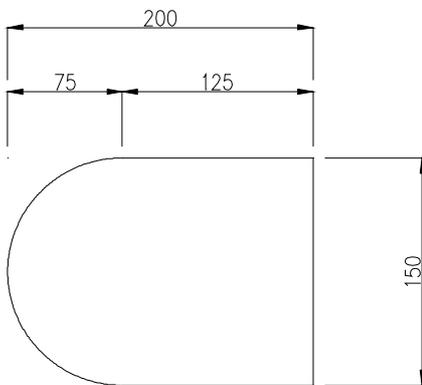
$$f_{ctk} = 0.7 \cdot 2.89 = 2.02 \text{ Mpa}$$

$f_{ctk}$  coincidente con  $f_{ctd}$  essendo la verifica agli S.L.U.

$$V_{cd} = (0.6 \cdot 2.02 \cdot 3.00 \cdot 1.00) \cdot 10^3 = 3636 \text{ kN}$$

Non si ha bisogno di armare a taglio essendo  $V_{cd} > V_{sdu}$

**11.1.2 Verifica braccia**



A (mq)	$K_{\text{torsionale}}$	$J_x \text{ (m}^4\text{)}$	$J_y \text{ (m}^4\text{)}$	$A_{\text{taglio } y} \text{ (mq)}$	$A_{\text{taglio } x} \text{ (mq)}$
2,759	0,687	0,8133	0,4758	2,759	2,759

La combinazione di carico più gravosa per le braccia risulta essere la Sisma X per la massima eccentricità e la UII per la compressione massima e le relative sollecitazioni di verifica sono:

**SISMAY**

N compressione = 3600 kN

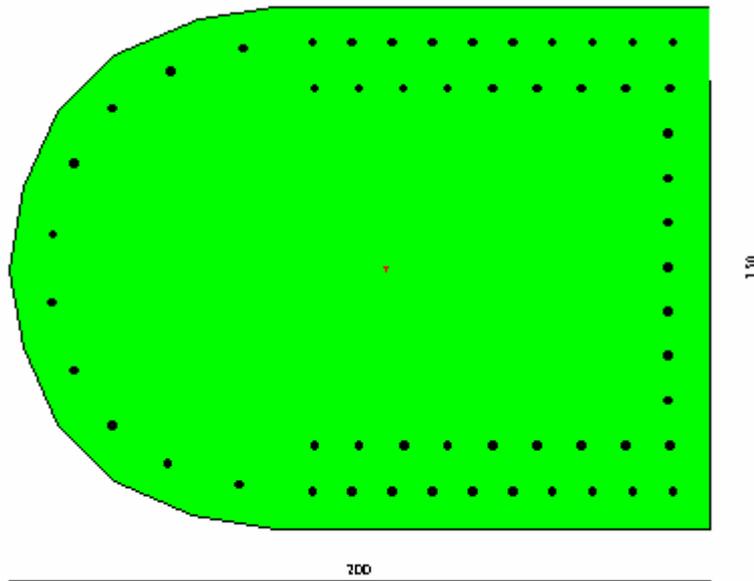
$M_x, \text{ max} = 6003 \text{ kNm}$

$M_y, \text{ max} = 440 \text{ kNm}$

$T_y = 972 \text{ kN}$

$T_x = 918 \text{ kN}$

Si riporta di seguito la verifica corrispondente.



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	3600,0000	<input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	6003,0000	Taglio Ty [kN]	972,0000
Momento Mx [kNm]	440,0000	Taglio Tx [kN]	918,0000
Momento Y [kNm]	6003,000	Momento X [kNm]	440,000

Caratteristiche sezione	
Area [cmq] = 27462,00	XG [cm] = 107,62
Ix [cm <sup>4</sup> ] = 80564288,8	YG[cm] = 74,96
Iy [cm <sup>4</sup> ] = 47199723,2	
Ixy [cm <sup>4</sup> ] = 58818,9	
Nr.tondini = 55	
Af [cmq] = 292,01(1,06%)	

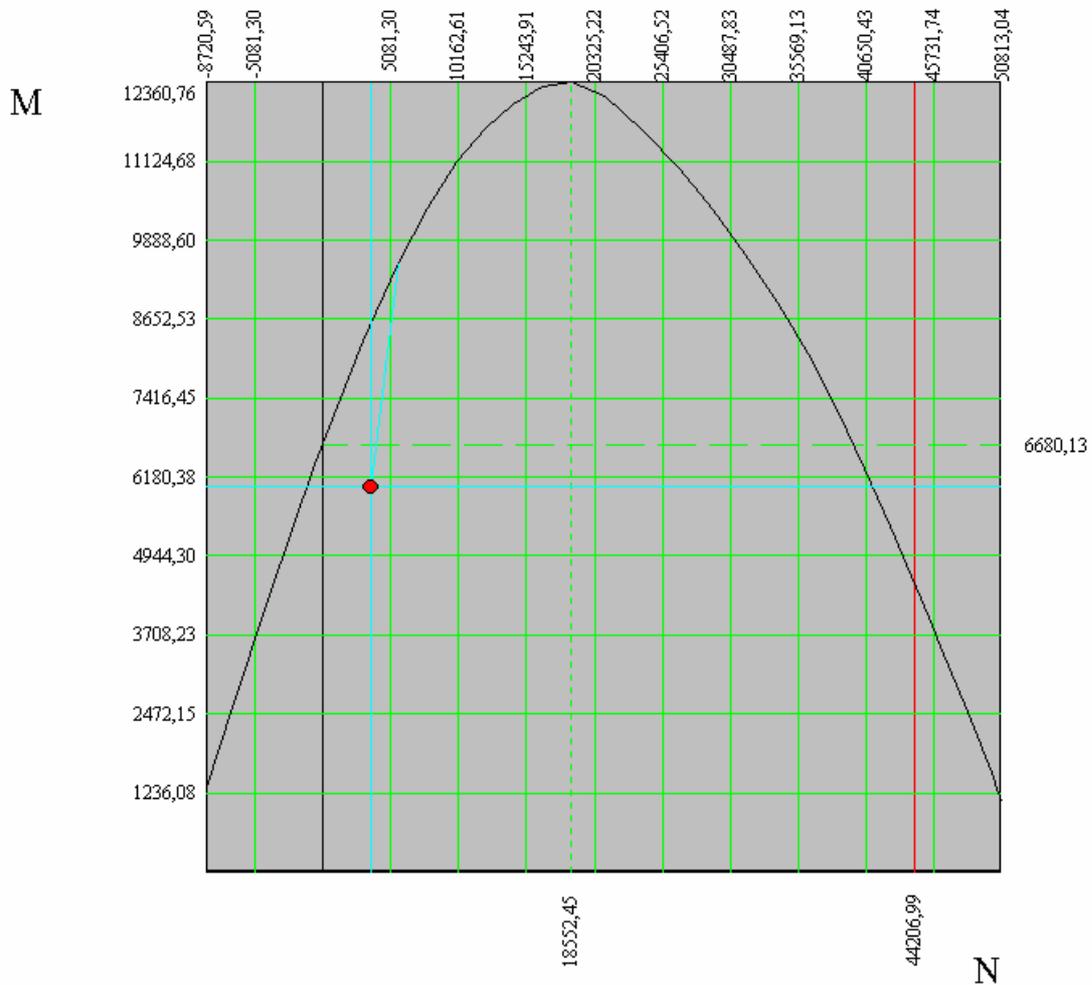
Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Asse neutro	Caratteristiche meccaniche
Asse neutro	Stato limite
Xc =	57,748 cm
Equazione:	-8,227 x-194,897 y+4119,431 = 0
Intersezioni	(200,00 ; 92,20) (5,10 ; 100,43)
Inclinazione	-2,42 °

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Tensione di compressione massima nel cls		13,339 MPa	
Tensione di trazione massima nel ferro		-299,057 MPa	
Tensione di compressione massima nel ferro		161,847 MPa	
Tensione tangenziale asse neutro		0,427 MPa	
Risultanti e punti di applicazione			
Cls compresso	5658,1674 kN	119,65 cm	130,80 cm
Armature compresse	1569,2550 kN	130,51 cm	132,97 cm
Compressione	7227,4225 kN	122,01 cm	131,27 cm
Armature in trazione	3627,4224 kN	124,16 cm	21,66 cm
Trazione	3627,4224 kN	124,16 cm	21,66 cm

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Area sezione calcestruzzo reagente	9497,27 cmq		
Area dei ferri omogeneizzata	4380,17 cmq		
Area sezione omogeneizzata	13877,43 cmq		
Momenti di inerzia e baricentro geometrico			
$X_g = 107,62$ cm	$Y_g = 74,96$ cm		
Inerzia sezione cls reagente	$I_{cx} = 25948348,40$ cm <sup>4</sup>		
	$I_{cy} = 22936917,19$ cm <sup>4</sup>		
Inerzia dei ferri omogeneizzata	$I_{fx} = 14211963,69$ cm <sup>4</sup>		
	$I_{fy} = 12323323,83$ cm <sup>4</sup>		
Inerzia sezione omogeneizzata	$I_{tx} = 40160312,09$ cm <sup>4</sup>		
	$I_{ty} = 35260241,02$ cm <sup>4</sup>		

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Sollecitazioni ultime	N = 5704,9470 [kN]	M = 9538,5187 [kNm]	
Sollecitazioni esercizio	N = 3600,0000 [kN]	M = 6019,1037 [kNm]	
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>1,585</b>		
Momento ultimo max	12360,7556 [kNm]	per N = 18552,4494 [kN]	

**Dominio di resistenza**



**Verifica a taglio**

Il taglio di calcolo non deve superare il valore che, con riferimento alla resistenza di trazione di calcolo  $f_{ctd}$ , determina la formazione delle fessure oblique.

$$f_{ctm} = 0.27(R_{ck})^{2/3} = 0.27 \cdot 35^{2/3} = 2.89 \text{ Mpa}$$

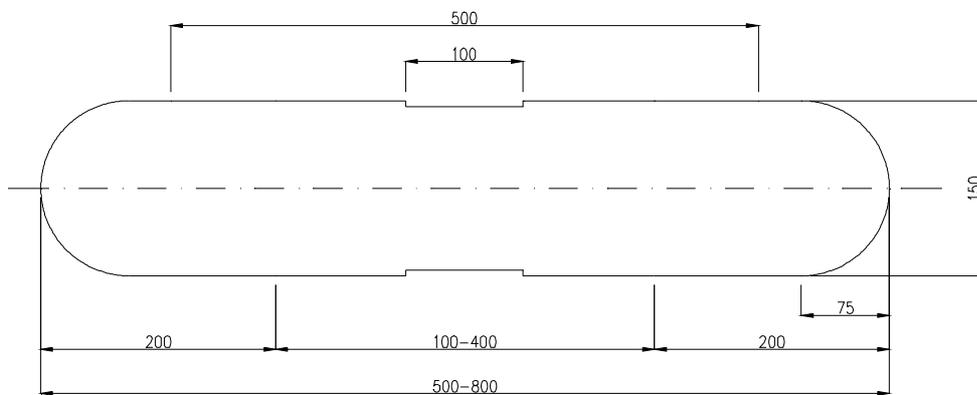
$$f_{ctk} = 0.7 \cdot 2.89 = 2.02 \text{ Mpa}$$

$f_{ctk}$  coincidente con  $f_{ctd}$  essendo la verifica agli S.L.U.

$$V_{cd} = (0.6 \cdot 2.02 \cdot 2.80 \cdot 1.50) \cdot 10^3 = 5090 \text{ kN}$$

Non si ha bisogno di armare a taglio essendo  $V_{cd} > V_{sdu}$

## 11.1.3 Verifica fusto



A (mq)	K <sub>torsionale</sub>	J <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	J <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	A <sub>taglio y</sub> (mq)	A <sub>taglio x</sub> (mq)
6,917	2,265	12,98	1,18	6,917	6,917

La combinazione di carico più gravosa per il fusto risulta essere la Sisma X per la massima eccentricità e per il taglio massimo e la UII per la compressione massima.

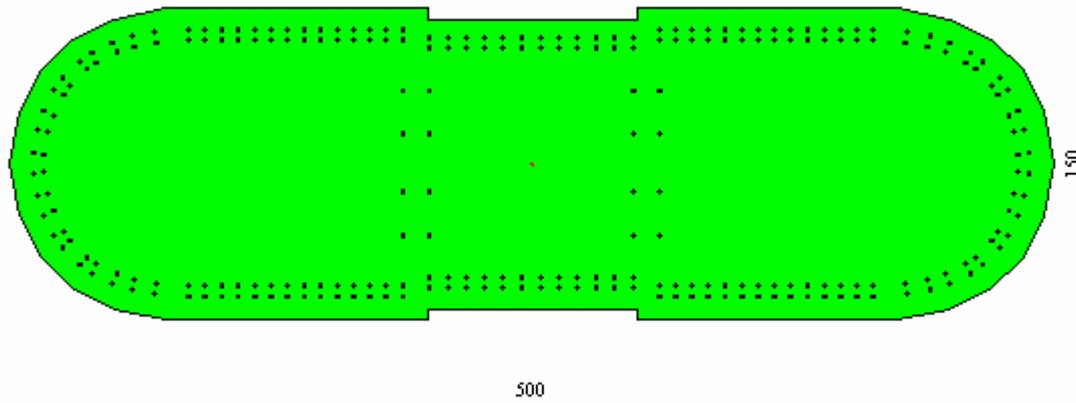
SISMAX

N compressione = 8670 kN

M<sub>x, max</sub> = 24100 kNm

T<sub>y</sub> = 1925 kN

Si riporta di seguito la verifica corrispondente.



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	8670,0000	<input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	24100,000	Taglio Ty [kN]	1925,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm]	24100,000	Momento X [kNm]	0,000

Caratteristiche sezione	
Area [cmq]	68750,00
$I_x$ [cm <sup>4</sup> ]	1277029791,7
$I_y$ [cm <sup>4</sup> ]	116861041,7
$I_{xy}$ [cm <sup>4</sup> ]	0,0
Nr.tondini	256
Af [cmq]	1359,18(1,98%)
XG [cm]	250,00
YG [cm]	75,00

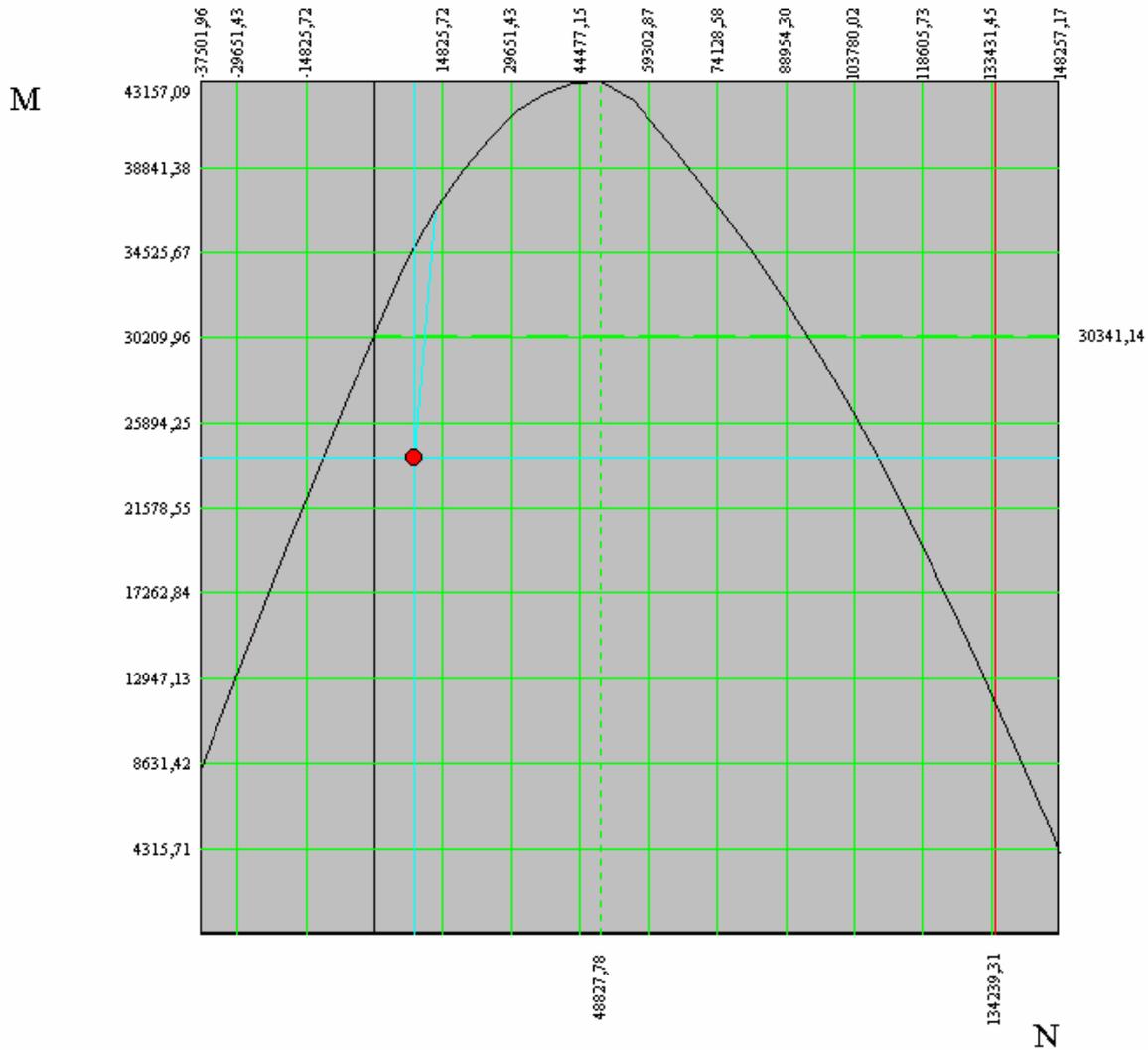
Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Asse neutro	Caratteristiche meccaniche
Asse neutro	Stato limite
Xc =	57,790 cm
Equazione:	0,000 x-493,116 y+8486,342 = 0
Intersezioni	(496,56 ; 92,21) (3,44 ; 92,21)
Inclinazione	0,00 °

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Tensione di compressione massima nel cls		14,285 MPa	
Tensione di trazione massima nel ferro		-302,583 MPa	
Tensione di compressione massima nel ferro		174,967 MPa	
Tensione tangenziale asse neutro		0,348 MPa	
Risultanti e punti di applicazione			
Cls compresso	17342,6270 kN	250,00 cm	128,97 cm
Armature compresse	8800,1155 kN	250,00 cm	133,45 cm
Compressione	26142,7425 kN	250,00 cm	130,48 cm
Armature in trazione	17472,7425 kN	250,00 cm	20,08 cm
Trazione	17472,7425 kN	250,00 cm	20,08 cm

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Area sezione calcestruzzo reagente	25829,42 cmq		
Area dei ferri omogeneizzata	20387,68 cmq		
Area sezione omogeneizzata	46217,10 cmq		
Momenti di inerzia e baricentro geometrico			
$X_g = 250,00$ cm	$Y_g = 75,00$ cm		
Inerzia sezione cls reagente	$I_{cx} = 462916279,37$ cm <sup>4</sup>		
	$I_{cy} = 57589793,87$ cm <sup>4</sup>		
Inerzia dei ferri omogeneizzata	$I_{fx} = 423230531,84$ cm <sup>4</sup>		
	$I_{fy} = 59634985,13$ cm <sup>4</sup>		
Inerzia sezione omogeneizzata	$I_{tx} = 886146811,21$ cm <sup>4</sup>		
	$I_{ty} = 117224779,00$ cm <sup>4</sup>		

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Sollecitazioni ultime	N = 13178,0561 [kN]	M = 36631,0440 [kNm]	
Sollecitazioni esercizio	N = 8670,0000 [kN]	M = 24100,0000 [kNm]	
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>1,520</b>		
Momento ultimo max	43157,0904 [kNm]	per N = 48827,7799 [kN]	

**Dominio di resistenza**



**Verifica a taglio**

Il taglio di calcolo non deve superare il valore che, con riferimento alla resistenza di trazione di calcolo  $f_{ctd}$ , determina la formazione delle fessure oblique.

$$f_{ctm} = 0.27(R_{ck})^{2/3} = 0.27 \cdot 35^{2/3} = 2.89 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot 2.89 = 2.02 \text{ Mpa} \quad f_{ctk} \text{ coincidente con } f_{ctd} \text{ essendo la verifica agli S.L.U.}$$

$$V_{cd} = (0.6 \cdot 2.02 \cdot 6.92 \cdot 0.9) \cdot 10^3 = 7548 \text{ kN}$$

Non si ha bisogno di armare a taglio essendo  $V_{cd} > V_{sdu}$ , si inseriranno le armature di duttilità come da normativa sismica.

### 11.1.4 Verifica della zattera di fondazione

#### 1. Calcolo della mensola in direzione trasversale

Caratteristiche della sezione resistente:

B=375 cm

H=180 cm

L= luce della mensola=4.75 m

A= distanza di applicazione carico palo =3.25 m

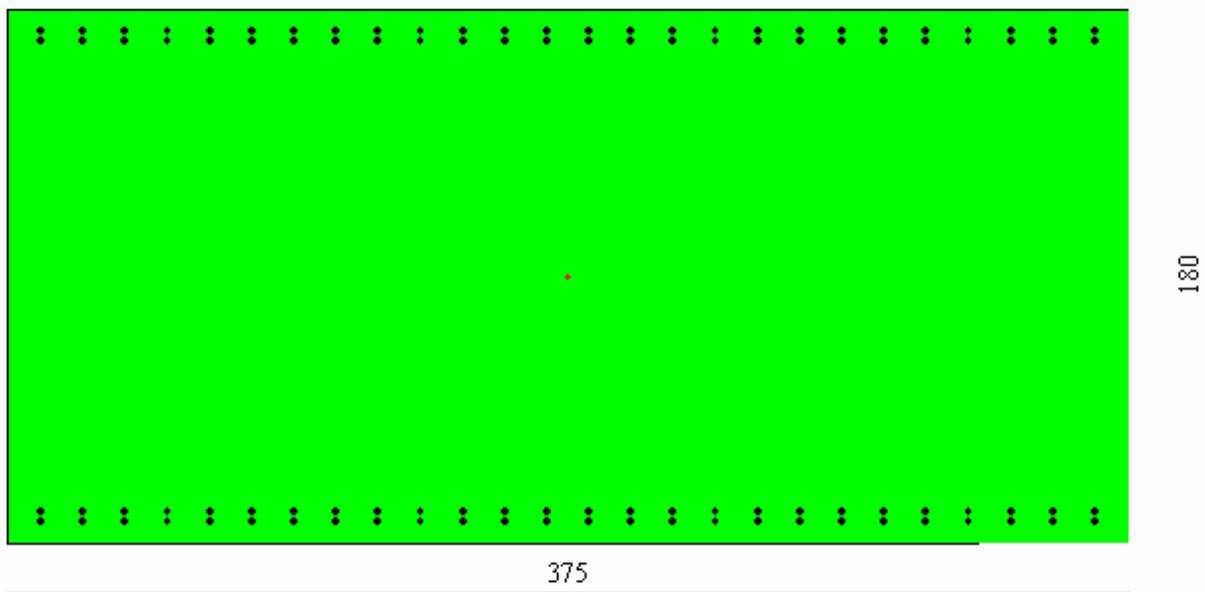
$$M_{plinto} = 1.80 \cdot 25 \cdot 3.75 \cdot 4.75^2 / 2 = 1903.7 \text{ kNm} \cdot 1,5 = 2855.6 \text{ kNm}$$

Combinazione UIII pila P5

$N_{palo}$	=		=	5914.97 kN
$M_{palo}$	=	$5914.97 \cdot 3.25$	=	19223,65 kNm
$M_{risultante}$	=		=	16368.05 kNm

Essendo il rapporto tra punto di applicazione della forza e altezza > 1 si considera il funzionamento del traliccio a mensola classica.

La verifica verrà effettuata su una sezione di 3.75 x 1.80 m (area di influenza del palo di fondazione).



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	0,0000	<input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	16400,000	Taglio Ty [kN]	5920,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm]	16400,000	Momento X [kNm]	0,000

Caratteristiche sezione	
Area [cmq]	67500,00
$I_x$ [cm <sup>4</sup> ]	791015625,0
$I_y$ [cm <sup>4</sup> ]	182250000,0
$I_{xy}$ [cm <sup>4</sup> ]	0,0
Nr.tondini	104
Af [cmq]	552,17(0,82%)
XG [cm]	187,50
YG[cm]	90,00

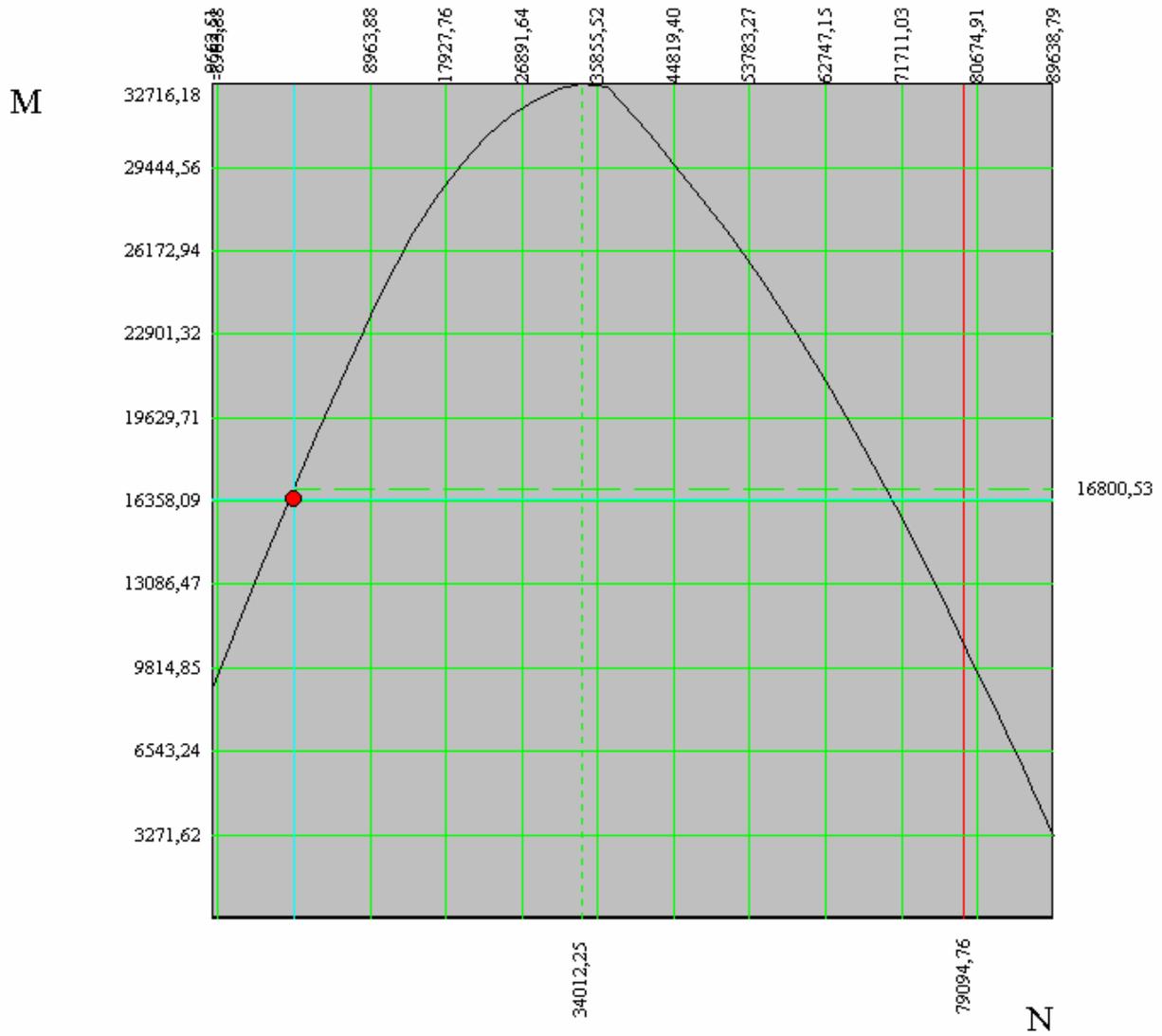
Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni   Caratteristiche meccaniche   Stato limite
Asse neutro	
Xc =	44,722 cm
Equazione:	$0,000 x - 375,000 y + 16979,189 = 0$
Intersezioni	(375,00 ; 135,28) (0,00 ; 135,28)
Inclinazione	0,00 °

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni   Caratteristiche meccaniche   Stato limite
Tensione di compressione massima nel cls	8,894 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	-381,790 MPa
Tensione di compressione massima nel ferro	111,640 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	1,001 MPa
Risultanti e punti di applicazione	
Cls compresso	7458,3852 kN    187,50 cm    165,09 cm
Armature compresse	2938,0458 kN    187,50 cm    171,04 cm
Compressione	10396,4310 kN    187,50 cm    166,77 cm
Armature in trazione	10396,4310 kN    187,50 cm    9,03 cm
Trazione	10396,4310 kN    187,50 cm    9,03 cm

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Area sezione calcestruzzo reagente	16770,81 cmq		
Area dei ferri omogeneizzata	8282,49 cmq		
Area sezione omogeneizzata	25053,31 cmq		
Momenti di inerzia e baricentro geometrico			
$X_g = 187,50 \text{ cm}$ $Y_g = 90,00 \text{ cm}$			
Inerzia sezione cls reagente	$I_{cx} = 196532939,24 \text{ cm}^4$		
	$I_{cy} = 79522086,57 \text{ cm}^4$		
Inerzia dei ferri omogeneizzata	$I_{fx} = 92571112,83 \text{ cm}^4$		
	$I_{fy} = 54299746,49 \text{ cm}^4$		
Inerzia sezione omogeneizzata	$I_{tx} = 289104052,08 \text{ cm}^4$		
	$I_{ty} = 133821833,07 \text{ cm}^4$		

Risultati Analisi			
Asse neutro	Risultanti e tensioni	Caratteristiche meccaniche	Stato limite
Sollecitazioni ultime	$N = 0,0000 \text{ [kN]}$	$M = 16800,5343 \text{ [kNm]}$	
Sollecitazioni esercizio	$N = 0,0000 \text{ [kN]}$	$M = 16400,0000 \text{ [kNm]}$	
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>1,024</b>		
Momento ultimo max	$32716,1781 \text{ [kNm]}$ per $N = 34012,2500 \text{ [kN]}$		

**Dominio di resistenza**



**2. Calcolo della mensola in direzione Longitudinale**

Caratteristiche della sezione resistente:

B=375 cm

H=180 cm

L= luce della mensola=3.40 m

A= distanza di applicazione carico palo =1.90 m

$$M_{plinto} = 1.80 \cdot 25 \cdot 3.75 \cdot 3.40^2 / 2 = 975.37 \text{ kNm} \cdot 1,5 = 1463.06 \text{ kNm}$$

Combinazione UIII pila P5

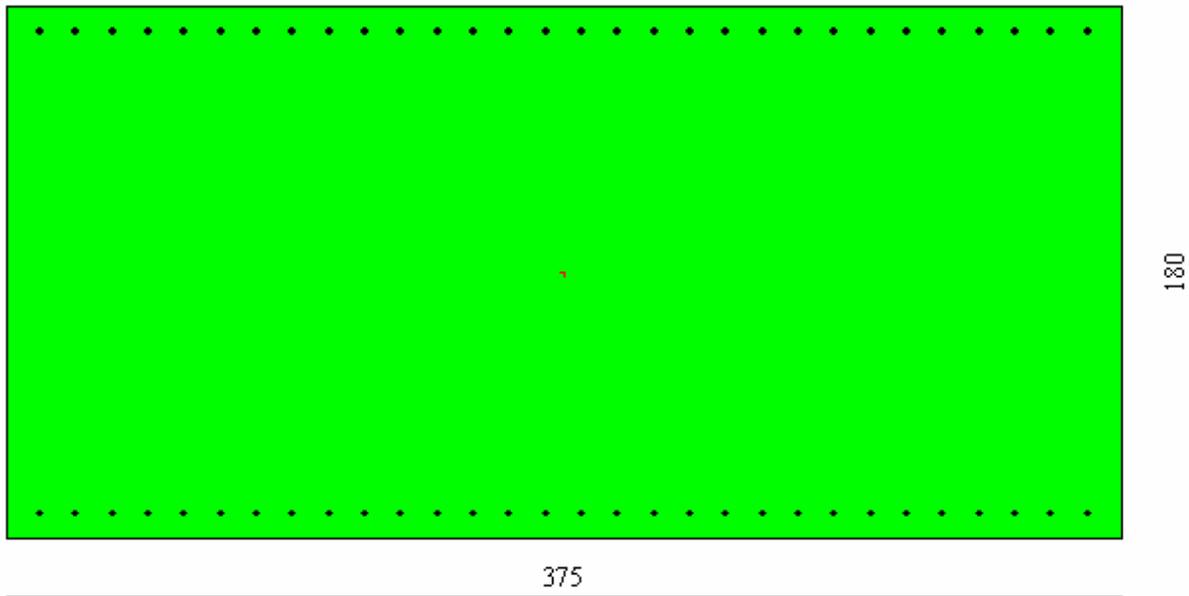
$$N_{palo} = 5914.97 \text{ kN}$$

$$M_{palo} = 5914.97 \cdot 1.90 = 11238,44 \text{ kNm}$$

$$M_{risultante} = 9775,38 \text{ kNm}$$

Essendo il rapporto tra punto di applicazione della forza e altezza > 1 si considera il funzionamento del traliccio a mensola classica.

La verifica verrà effettuata su una sezione di 3.75 x 1.80 m (area di influenza del palo di fondazione).



Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	0,0000	<input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	9780,0000	Taglio Ty [kN]	5920,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm]	9780,000	Momento X [kNm]	0,000

Caratteristiche sezione	
Area [cmq]	67500,00
$I_x$ [cm <sup>4</sup> ]	791015625,0
$I_y$ [cm <sup>4</sup> ]	182250000,0
$I_{xy}$ [cm <sup>4</sup> ]	0,0
Nr.tondini	60
Af [cmq]	318,56(0,47%)
XG [cm]	187,50
YG[cm]	90,00

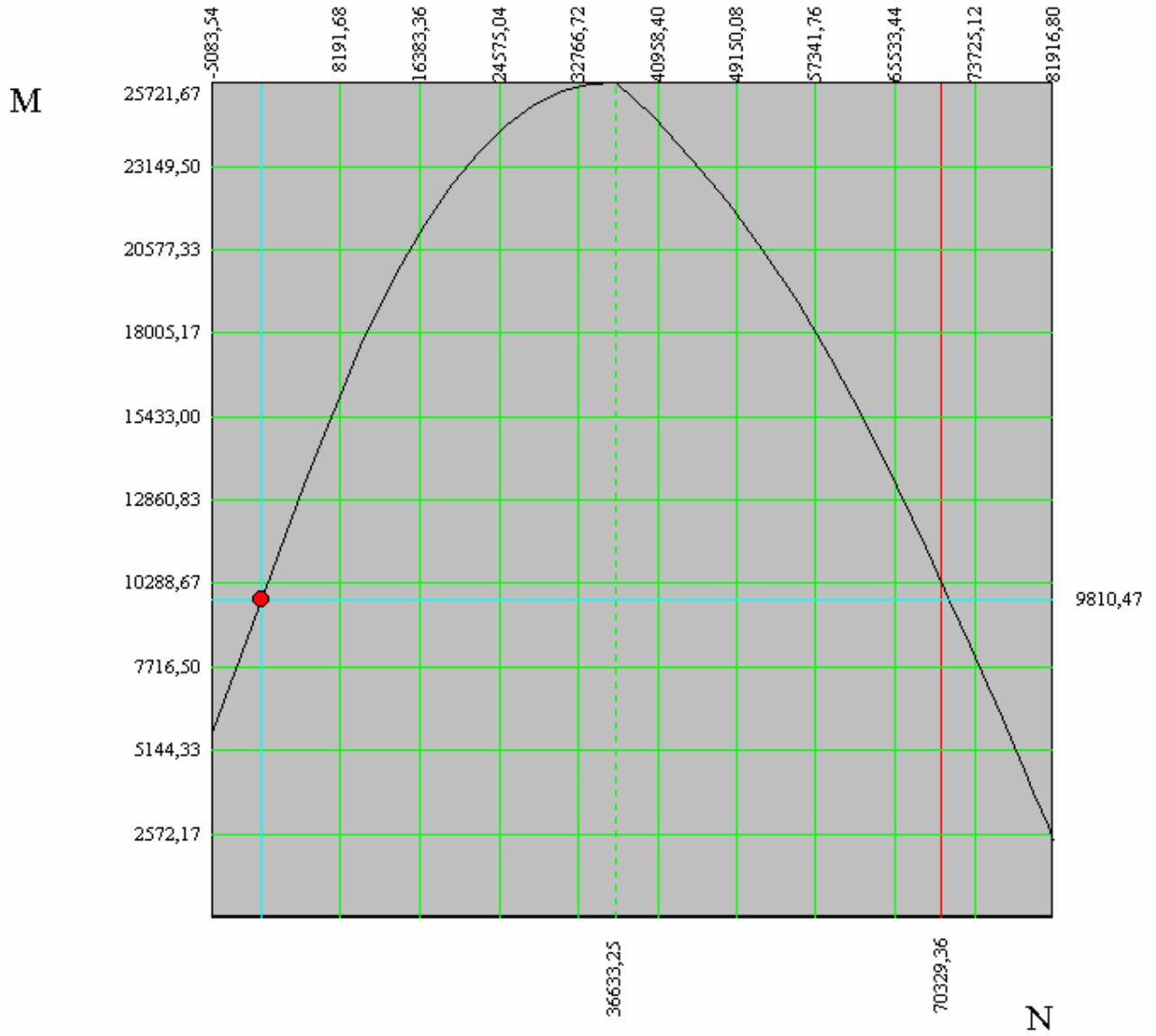
Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
<p>Asse neutro</p> <p>Xc = 36,816 cm</p> <p>Equazione: <math>0,000 x - 375,000 y + 19944,170 = 0</math></p> <p>Intersezioni (375,00 ; 143,18) (0,00 ; 143,18)</p> <p>Inclinazione 0,00 °</p>	

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
<p>Tensione di compressione massima nel cls 6,971 MPa</p> <p>Tensione di trazione massima nel ferro <b>-383,120 MPa</b></p> <p>Tensione di compressione massima nel ferro 80,994 MPa</p> <p>Tensione tangenziale asse neutro 0,985 MPa</p>	
Risultanti e punti di applicazione	
Cls compresso	4812,2181 kN 187,50 cm 167,73 cm
Armature compresse	1290,0671 kN 187,50 cm 171,70 cm
Compressione	6102,2852 kN 187,50 cm 168,57 cm
Armature in trazione	6102,2852 kN 187,50 cm 8,30 cm
Trazione	6102,2852 kN 187,50 cm 8,30 cm

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Area sezione calcestruzzo reagente	13805,83 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	4778,36 cmq
Area sezione omogeneizzata	18584,19 cmq
Momenti di inerzia e baricentro geometrico	
X <sub>g</sub> = 187,50 cm    Y <sub>g</sub> = 90,00 cm	
Inerzia sezione cls reagente	I <sub>cx</sub> = 161787071,29 cm <sup>4</sup> I <sub>cy</sub> = 72320399,71 cm <sup>4</sup>
Inerzia dei ferri omogeneizzata	I <sub>fx</sub> = 52860751,88 cm <sup>4</sup> I <sub>fy</sub> = 31895043,57 cm <sup>4</sup>
Inerzia sezione omogeneizzata	I <sub>tx</sub> = 214647823,17 cm <sup>4</sup> I <sub>ty</sub> = 104215443,29 cm <sup>4</sup>

Risultati Analisi	
Asse neutro	Risultanti e tensioni
Sollecitazioni ultime	N = 0,0000 [kN]      M = 9810,4699 [kNm]
Sollecitazioni esercizio	N = 0,0000 [kN]      M = 9780,0000 [kNm]
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>1,003</b>
Momento ultimo max	25721,6663 [kNm]    per N = 36633,2481 [kN]

**Dominio di resistenza**



### Verifica a taglio

Il taglio di calcolo non deve superare il valore che, con riferimento alla resistenza di trazione di calcolo  $f_{ctd}$ , determina la formazione delle fessure oblique.

$$f_{ctm} = 0.27(R_{ck})^{3/2} = 0.27 \cdot 30^{2/3} = 2.607 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot 2.607 = 1.82 \text{ Mpa c}$$

coincidente con  $f_{ctd}$  essendo la verifica agli S.L.U.

$$V_{cd} = (0.6 \cdot 1.82 \cdot 3.75 \cdot 1.70) \cdot 10^3 = 6961.5 \text{ kN .}$$

Non si ha bisogno di armare a taglio essendo  $V_{cd} > V_{sdu}$  essendo  $V_{sdu} = N_{palo}$ .

### Verifica a punzonamento del palo sulla zattera di fondazione

In corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati si effettua la verifica a punzonamento, la forza resistente al punzonamento in assenza di apposita armatura è assunta pari a:

$$F = 0.5 \cdot u \cdot h \cdot f_{ctd} = 0.5 \cdot 8.01 \cdot 1.80 \cdot 1.82 \cdot 1.000 = 13120 \text{ kN}$$

Con  $u$  = perimetro medio della sezione di scorrimento;  
 $h$  = altezza della zattera;

Dall'analisi risulta  $N < F$ , con coefficiente di sicurezza 2.22

### Verifica a punzonamento del fusto sulla zattera di fondazione

Il carico massimo verticale trasmesso la fusto alla fondazione si determina per la combinazione di carico UIII.

In corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati si effettua la verifica a punzonamento, la forza resistente al punzonamento in assenza di apposita armatura è assunta pari a:

$$F = 0.5 \cdot u \cdot h \cdot f_{ctd} = 0.5 \cdot 17.2 \cdot 1.80 \cdot 1.82 \cdot 1.000 = 28173 \text{ kN}$$

Con  $u$  = perimetro medio della sezione di scorrimento;  
 $h$  = altezza della zattera;

Dall'analisi risulta  $N < F$ , con coefficiente di sicurezza 1,21