



CITTÀ DI
CASALE MONFERRATO

SETTORE GESTIONE URBANA E TERRITORIALE
UFFICIO LAVORI PUBBLICI

04D. CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE

Ai sensi dell'art. 37 del D.P.R. 207/10

OPERE DI URBANIZZAZIONE PEC DENOMINATO “AREA
PRODUTTIVA” IN STRADA VECCHIA POZZO SAN EVASIO

PROGETTO ESECUTIVO

Casale Monferrato lì

I Progettisti:
Ing. Alessandro Ravazzotto

Visto il R.U.P.:
Geom. Mario Tabucchi

Geom. Mario Tabucchi

INDICE

1. RELAZIONE GENERALE SULL'INTERVENTO	3
1.1. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE	3
1.2. SEZIONE TIPO DELLA VASCA	4
1.3. CRITERI PRELIMINARI DI PROGETTAZIONE	5
1.4. MATERIALI DA COSTRUZIONE IMPIEGATI	6
1.5. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
1.6. CLASSIFICAZIONE DELL'INTERVENTO	8
1.7. PROGETTAZIONE ANTISMICA	8
1.8. METODO DI CALCOLO	8
1.9. CARICHI INSISTENTI SULLA STRUTTURA	9
1.10. AZIONI AGENTI SUI PONTI STRADALI	9
2. SOLLECITAZIONI AGENTI	12
CARICHI AGENTI SULLA PORZIONE DI STRUTTURA OGGETTO DI CALCOLO	12
MOMENTO M1 – FONDAZIONE E SETTI	14
MOMENTO M2 – FONDAZIONE E SETTI	15
MOMENTO MX – FONDAZIONE E SETTI	16
MOMENTO MY – FONDAZIONE E SETTI	17
MOMENTO M1 – SOLETTA	18
MOMENTO M2 – SOLETTA	19
MOMENTO MX – SOLETTA	20
PRESSIONI SUL TERRENO	22
RIEPILOGO SOLLECITAZIONI MASSIME AGENTI SU FONDAZIONE E SETTI	23
RIEPILOGO SOLLECITAZIONI MASSIME AGENTI SU SOLETTA SUPERIORE	24
3. VERIFICA DELLE SEZIONI PIU' SOLLECITATE	25

1. RELAZIONE GENERALE SULL'INTERVENTO

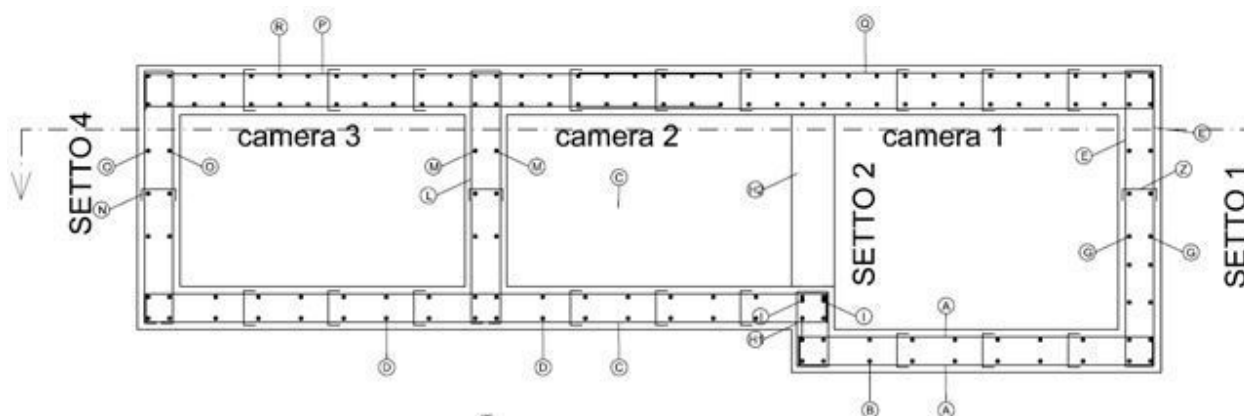
1.1. Descrizione delle strutture

La presente relazione illustrativa e di calcolo riguarda gli interventi strutturali previsti nel progetto denominato “OPERE DI URBANIZZAZIONE PEC DENOMINATO “AREA PRODUTTIVA” IN STRADA VECCHIA POZZO S. EVASIO – REALIZZAZIONE DI OPERE DI VIABILITA’ E SERVIZI A RETE ANNESSI”.

Gli interventi strutturali in progetto riguardano la realizzazione di una porzione di vasca di laminazione interrata – prevista allo scopo di limitare le portate di piena che competono alle aree scolanti – dotata di una luce di fondo in grado di garantire lo scarico di una portata limitata nelle condizioni di massimo invaso.

La porzione di vasca di laminazione prevista dal presente progetto, da realizzarsi in conglomerato cementizio armato, ha una lunghezza complessiva di 14,6 metri ed una larghezza di 7,2 metri.

La vasca di laminazione presenta una sezione ad altezza variabile tra un minimo di 120 cm netti (camere 2 e 3 della sezione riportata nel seguito) ed un massimo di 150 cm netti (camera 1 della sezione riportata nel seguito).



La fondazione ed i setti verticali della vasca di laminazione sono previsti di spessore pari a 30 cm, mentre la soletta superiore ha spessore pari a 35 cm.

La vasca di laminazione è stata pensata come realizzata in opera, tuttavia, sarà lasciata facoltà al costruttore di realizzare la soletta superiore con l'ausilio di predalle autoportanti da utilizzarsi come casseri a perdere. In tal caso dovrà esser cura del costruttore definire le caratteristiche geometriche delle predalle e degli puntelli di sostegno eventualmente necessari in attesa della maturazione del getto in cls.

1.2. Sezione tipo della vasca

Nel seguito è riportata una sezione, di lunghezza pari a 5,0 m, della vasca di laminazione utilizzata in sede di calcolo. Per maggiori dettagli si rimanda ai disegni esecutivi.

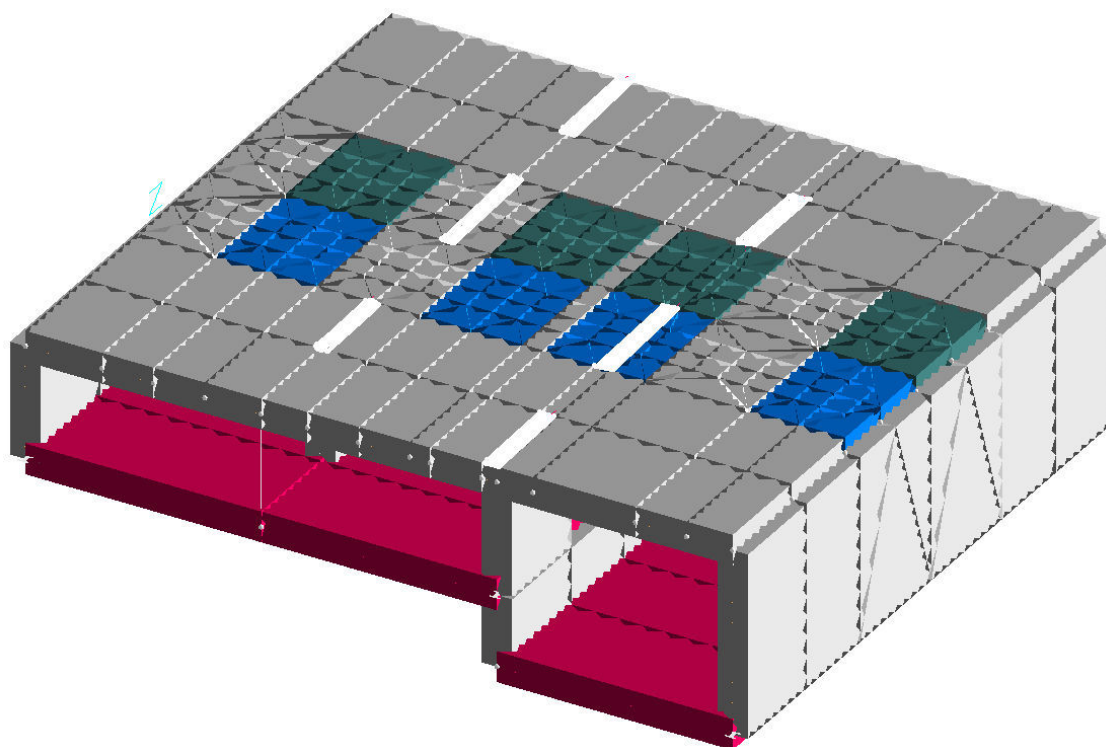


Fig. 1 sezione della vasca di laminazione in progetto riportante in blu e verde le aree soggette ai carichi concentrati ed in bianco la posizione dei setti verticali

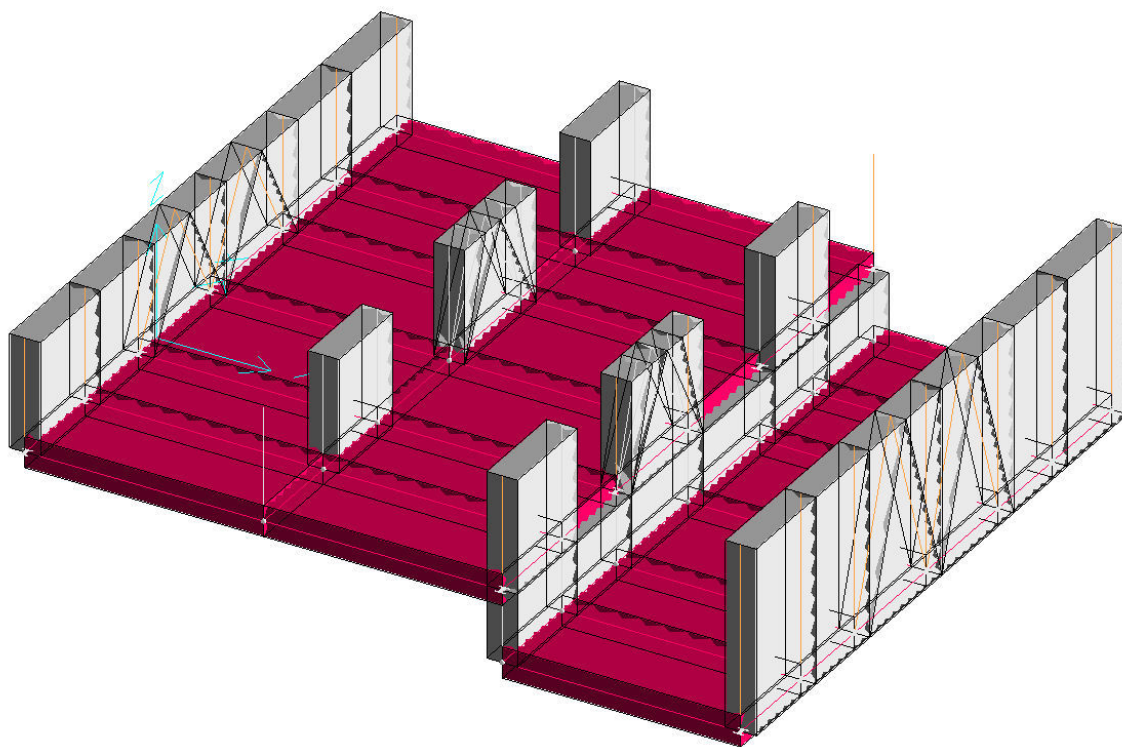


Fig. 2 immagine della vasca di laminazione in progetto – privata della soletta superiore – al fine di evidenziare la posizione sfalsata dei setti verticali

1.3. Criteri preliminari di progettazione

La classe di resistenza del calcestruzzo adottata è stata determinata sia in base a criteri di resistenza che di durabilità della struttura.

La condizione ambientale in cui la struttura dovrà operare, più che le verifiche statiche, hanno motivato una classe di calcestruzzo C32/40 (cioè R_{ck} 400 kg/cm²).

Con riferimento all'esposizione ambientale, va rilevato che la classe C32/40 consente di salvaguardare l'opera tanto da possibili fenomeni di corrosione indotta dai cloruri (classe di esposizione ambientale XD2) quanto da possibili fenomeni causati da attacchi chimici (classe di esposizione ambientale XA2); fenomeni che non si possono escludere a priori trattandosi di opera fognaria.

Con riferimento alla durabilità della struttura si è definito un copriferro minimo pari a 5 cm.

1.4. Materiali da costruzione impiegati

Le strutture in C.A. componenti la vasca di laminazione sono a continuo contatto con il terreno e quindi la classe di esposizione ambientale è XC2, con calcestruzzo bagnato e raramente asciutto soggetto pertanto a corrosione indotta da carbonatazione in terreno normale (non aggressivo). Come sopra anticipato, trattandosi di opera fognaria non si possono escludere fenomeni di corrosione indotta dai cloruri (classe XD2) e indotta da attacchi chimici (classe XA2).

Si adotta un calcestruzzo C32/40 (R_{ck} 400 kg/cm²) con un adeguato rapporto acqua/cemento, al massimo pari a 0,50. Il contenuto minimo di cemento è di 340 kg/m³.

Gli aggregati devono essere conformi alla norma UNI EN 12620 e con adeguata resistenza al gelo/disgelo.

La classe di consistenza è S4.

La dimensione massima nominale dell'aggregato DMAX non deve superare i 3,2 cm.

Le armature in acciaio per il C.A. sono di tipo **B450C**.

Visto quanto sopra, in sede di verifica sono state prese in considerazione le seguenti tensioni ammissibili:

- | | | |
|---------------------------|------------------------|----------------------|
| - conglomerato cementizio | $\sigma_{amm} = 122,5$ | kg/cm ² ; |
| | $\tau_{amm} = 7,33$ | kg/cm ² ; |
| - acciaio | $\sigma_{amm} = 2600$ | kg/cm ² . |

I materiali costituenti la struttura sono considerati elastici e con comportamento lineare.

Nel seguito viene riportata la voce prezzo scelta dal Prezziario Regione Piemonte relativamente al tipo di calcestruzzo scelto.

01	01.A04.B26	Calcestruzzo a prestazione garantita, in accordo alla UNI EN 206-1, per strutture di fondazione (plinti, pali, travi rovesce, paratie, platee) e muri interrati ed impianti fognari a contatto con terreni e/o acque aggressivi contenenti solfati, con Classe di consistenza al getto S4, Dmax aggregati 32 mm, CI 0.4; fornitura a piè d'opera, escluso ogni altro onere: in terreni mediamente aggressivi con un tenore di solfati compreso tra 3000 e 12000 mg/kg, in Classe di esposizione ambientale XC2-XA2 (UNI 11104), cemento ARS ad alta resistenza ai solfati in accordo alla UNI 9156.
01	01.A04.B26.005	Classe di resistenza a compressione minima C32/40

1.5. Normativa di Riferimento

Le verifiche statiche e geotecniche sono effettuate ai sensi del D.M. 14/01/2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", emesse ai sensi delle leggi n. 1086 del 05/11/1971 e n. 64 del 02/02/1974, entrato definitivamente in vigore il 01/07/2009, e delle norme dal D.M. richiamate dettagliate nel seguito.

- L. 1086 del 5/11/1971 'Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica' (compresi D.M. e Istruzioni relative);
- D.M. 11/03/1988 'Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate';
- D.M. 14/02/1992 'Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche'
- D.M. 16/01/1996 'Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche' – 'Norme tecniche per i carichi e sovraccarichi e per la verifica della sicurezza delle costruzioni' (e relativa circolare illustrativa) – 'Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche'
- circolare 10 aprile 1997, n. 65/AA.GG. Ministero Lavori Pubblici istruzioni per l'applicazione delle "norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996
- D.M. 14/01/2008 'Norme tecniche per le costruzioni'

- Deliberazione della Giunta Regionale 19 gennaio 2010, n. 11-13058 'Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche'

1.6. Classificazione dell'intervento

L'opera in progetto presenta le caratteristiche riportate nel seguito.

- si tratta di una nuova costruzione
- dal punto di vista sismico l'opera è ubicata in zona 4 (ai sensi della classificazione della Regione Piemonte confermata con D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010)
- l'opera è di tipo ordinario e pertanto di tipo 2 (punto 2.4.1 del D.M. 14/01/2008): la sua vita nominale è $VN = 50$ anni
- l'opera è di classe d'uso II (punto 2.4.2 del D.M. 14/01/2008)

1.7. Progettazione antisismica

Trattandosi di struttura completamente interrata, di altezza limitata e tozza non si è ritenuto necessario effettuare valutazioni di tipo sismico.

1.8. Metodo di calcolo

Le 'Norme tecniche per le costruzioni' di cui al D.M. 14/01/2008 al paragrafo 2.7 'Verifiche alle Tensioni Ammissibili' prevedono quanto riportato nel seguito:

'Per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. LL. PP. 14.02.92, per le strutture in calcestruzzo e in acciaio, al D.M. LL. PP. 20.11.87, per le strutture in muratura e al D.M. LL. PP. 11.03.88 per le opere e i sistemi geotecnici.

Le norme dette si debbono in tal caso applicare integralmente, salvo per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico, per i quali valgono le prescrizioni riportate nelle presenti norme tecniche.

Le azioni sismiche debbono essere valutate assumendo pari a 5 il grado di sismicità S , quale definito al § B. 4 del D.M. LL. PP. 16.01.1996, ed assumendo le modalità costruttive e di calcolo di cui al D.M. LL. PP. citato, nonché alla Circ. LL. PP. 10.04.97, n. 65/AA.GG. e relativi allegati. '

La Deliberazione della Giunta Regionale 19 gennaio 2010, n. 11-13058 'Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche' ed il relativo allegato indicano il Comune di Casale Monferrato come ricadente in zona 4.

La costruzione di cui in oggetto è di tipo 2 essendo un'opera ordinaria, di dimensioni contenute e di importanza normale.

La classe d'uso della costruzione di cui in oggetto è la Classe II: *"Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti"*.

Nel caso in esame la vigente normativa è ammette il metodo di verifica alle tensioni ammissibili.

1.9. Carichi insistenti sulla struttura

I carichi agenti sulla struttura sono i seguenti:

- peso proprio della struttura in c.a. ($\gamma = 2.500 \text{ kg/m}^3$);
- peso proprio del terreno ($\gamma = 1.800 \text{ kg/m}^3$);
- azioni accidentali previste dalle NCT 2008 per i ponti stradali di prima categoria.

Tali azioni verranno combinate opportunamente secondo le indicazioni riportate in normativa.

Si precisa che in sede di calcolo si è ritenuto fare riferimento ai carichi previsti dalla normativa per i ponti stradali di prima categoria.

1.10. Azioni agenti sui ponti stradali

Le norme tecniche NCT 2008 prevedono le azioni variabili da traffico da considerarsi nella progettazione dei ponti stradali. Tali azioni ovviamente dovranno essere

combinare opportunamente con le azioni permanenti (peso proprio della struttura e peso della sovrastruttura stradale).

DEFINIZIONE DELLE CORSIE CONVENZIONALI

Nel caso in esame si sono previste due corsie convenzionali, di larghezza pari a 3,0 metri ciascuna.

SCHEMI DI CARICO

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dal seguente schema di carico.

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 3. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa.

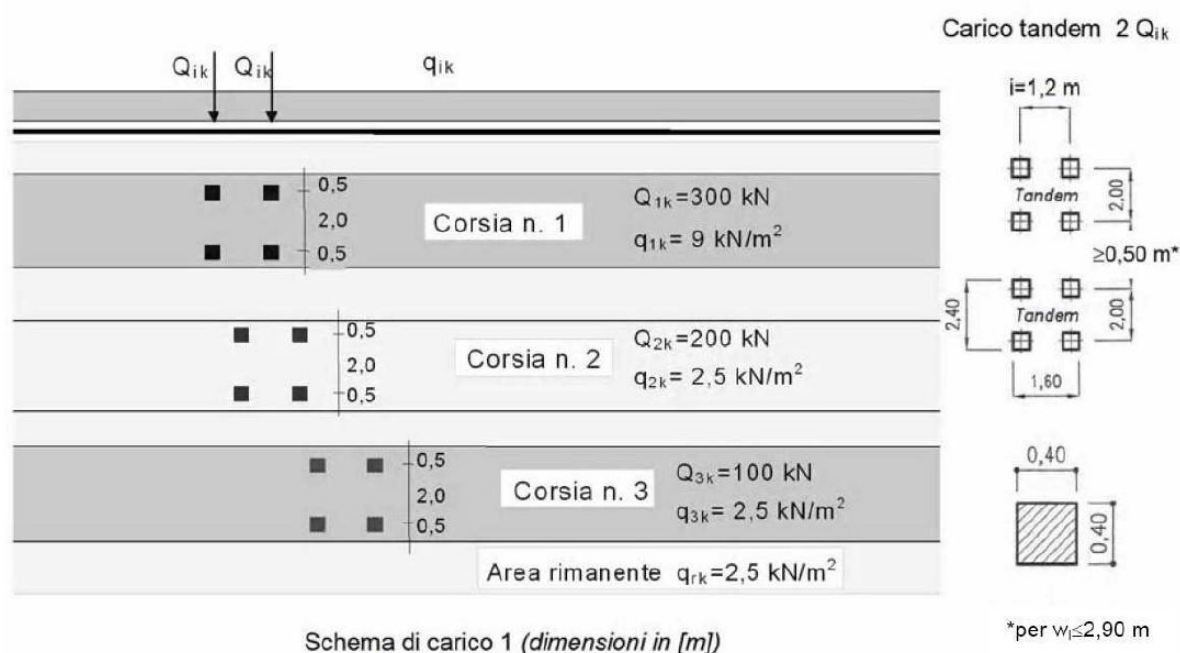


Fig. 3 schema di carico proposto dalla normativa vigente per i ponti di prima categoria

CATEGORIE STRADALI

Sulla base dei carichi mobili ammessi al transito, i ponti stradali si suddividono nelle tre seguenti categorie:

- 1^a Categoria: ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore;
- 2^a Categoria: come sopra, ma con valori ridotti dei carichi come specificato nel seguito;
- 3^a Categoria: ponti per il transito dei soli carichi associati alle passerelle pedonali.

Nel caso in esame si è ritenuto fare riferimento ai carichi previsti dalla normativa per i ponti stradali di 1^a Categoria, in quanto più restrittivi.

2. SOLLECITAZIONI AGENTI

Le sollecitazioni agenti sulla struttura sono state determinate utilizzando un solutore tridimensionale agli elementi finiti ed inserendo i carichi dettagliati nel seguito.

Carichi agenti sulla porzione di struttura oggetto di calcolo

La struttura presenta un ricoprimento variabile tra un valore minimo (0,3 metri) ed un valore massimo (1,0 metri).

Nel primo caso, interrimento minimo, il carico derivante dai carichi permanenti gravanti sulla struttura è minimo mentre è massimo l'effetto prodotto dalle azioni accidentali previste dalle NCT 2008 per i ponti stradali (infatti è la superficie su cui insistono i carichi è minore rispetto al secondo caso).

Nel secondo caso, interrimento massimo, il carico derivante dai carichi permanenti gravanti sulla struttura è massimo mentre è minore l'effetto prodotto dalle azioni accidentali previste dalle NCT 2008 per i ponti stradali (essendo maggiore l'interrimento infatti il carico si distribuisce su una superficie maggiore e quindi si riduce sensibilmente).

La situazione che prevede un ricoprimento minimo (0,3 metri) è quella numericamente più sfavorevole e pertanto i calcoli statici e le verifiche saranno sviluppati con riferimento a questa casistica.

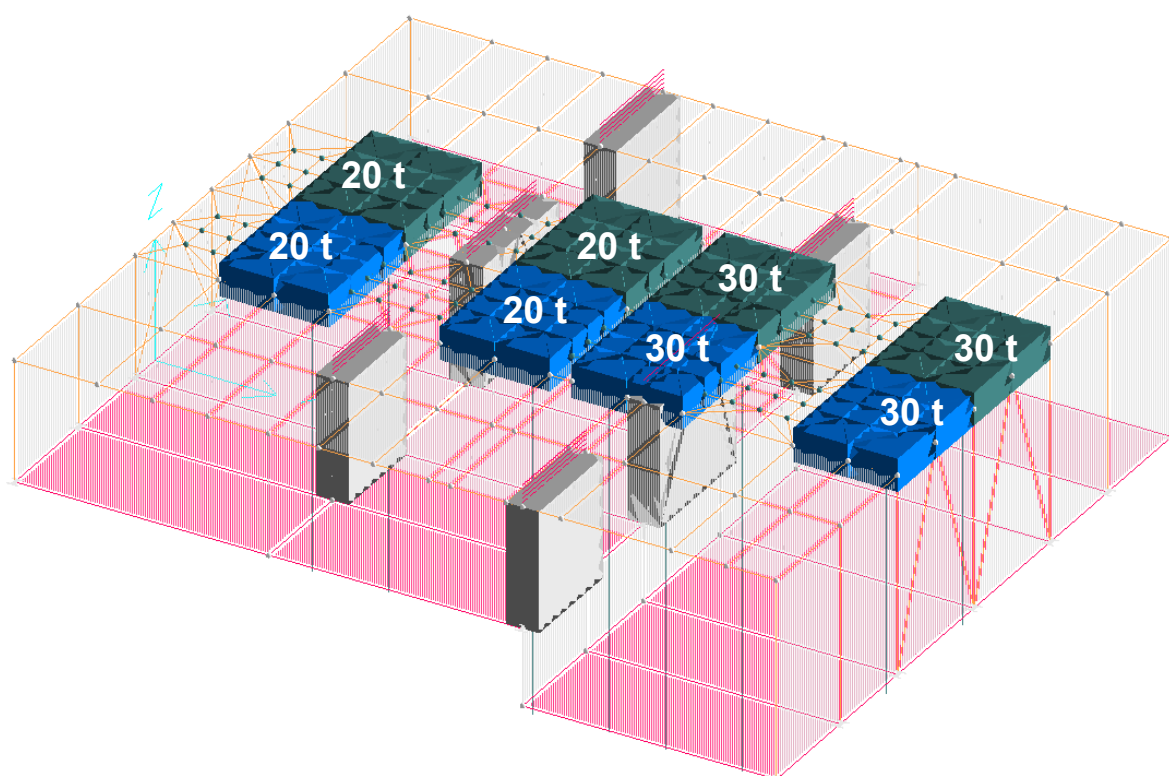
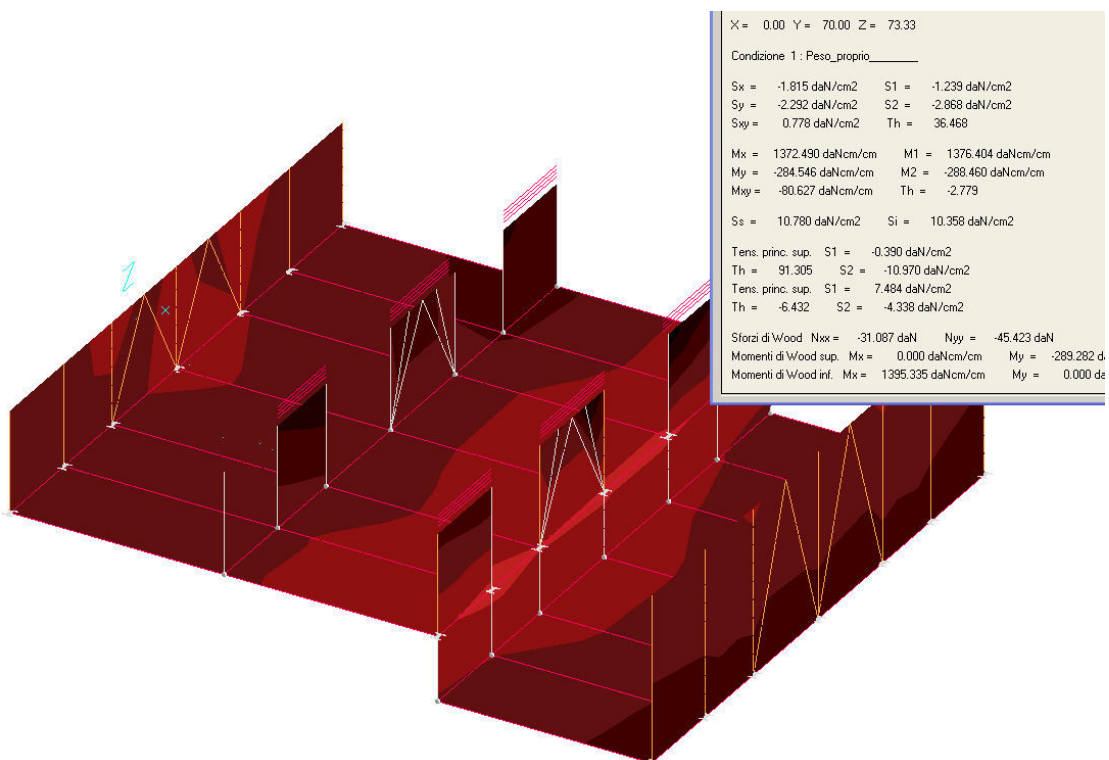
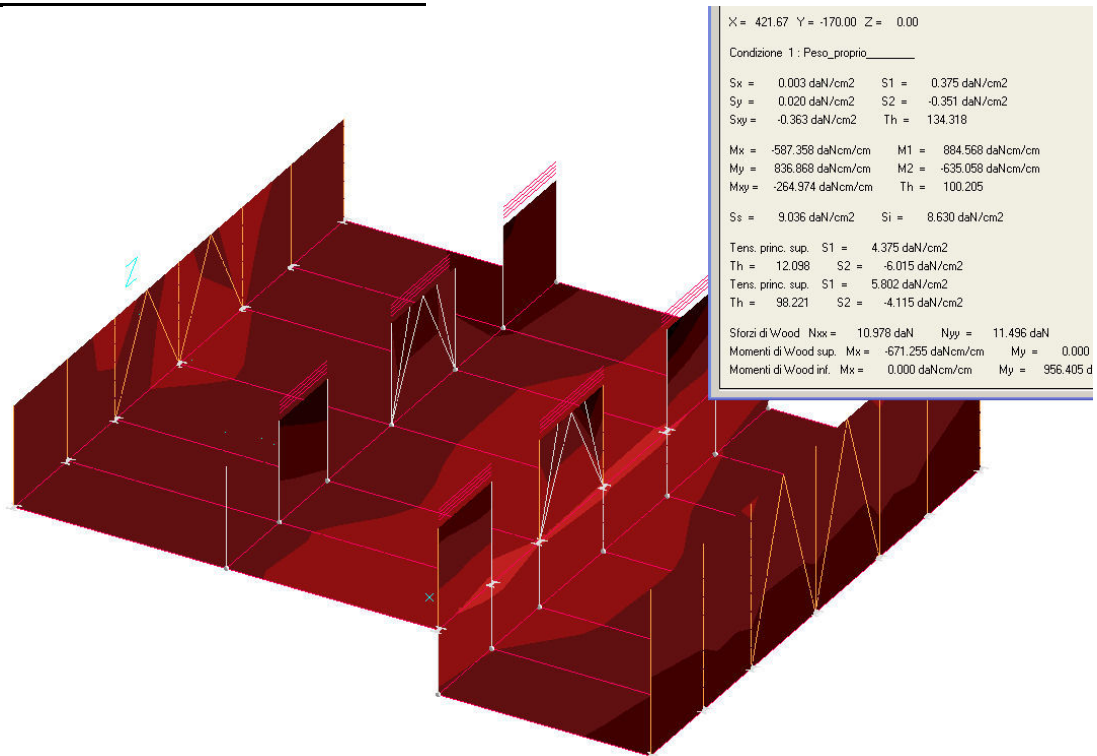


Fig. 4 carichi accidentali inseriti nel modello – setti verticali

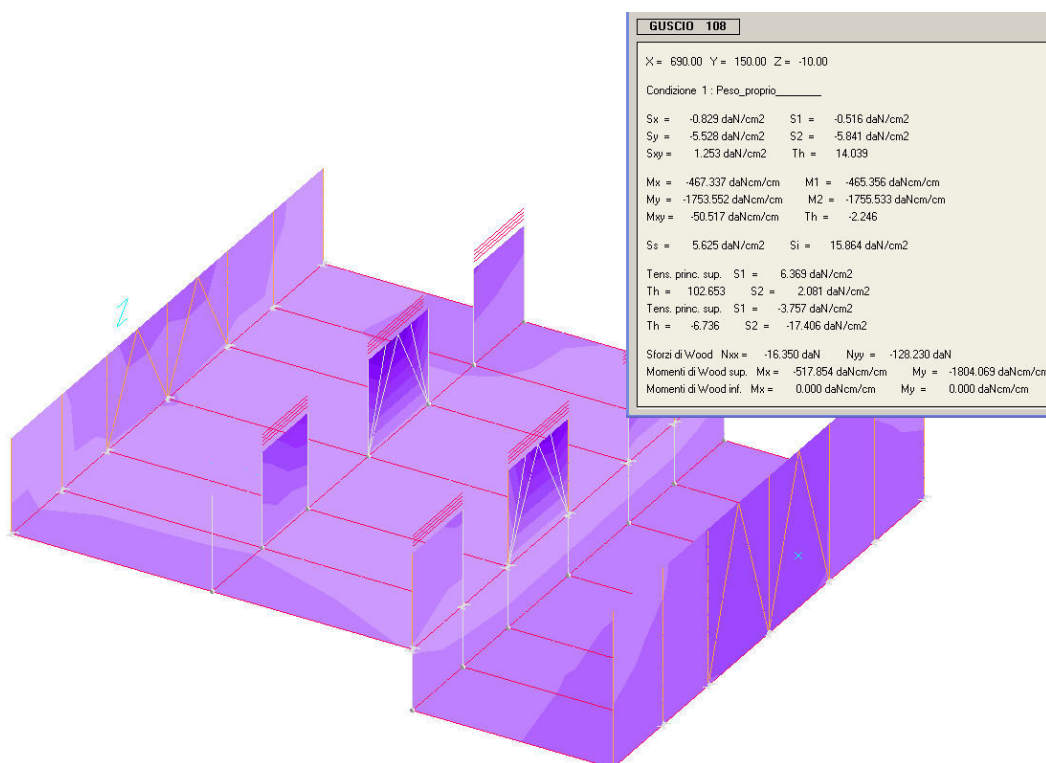
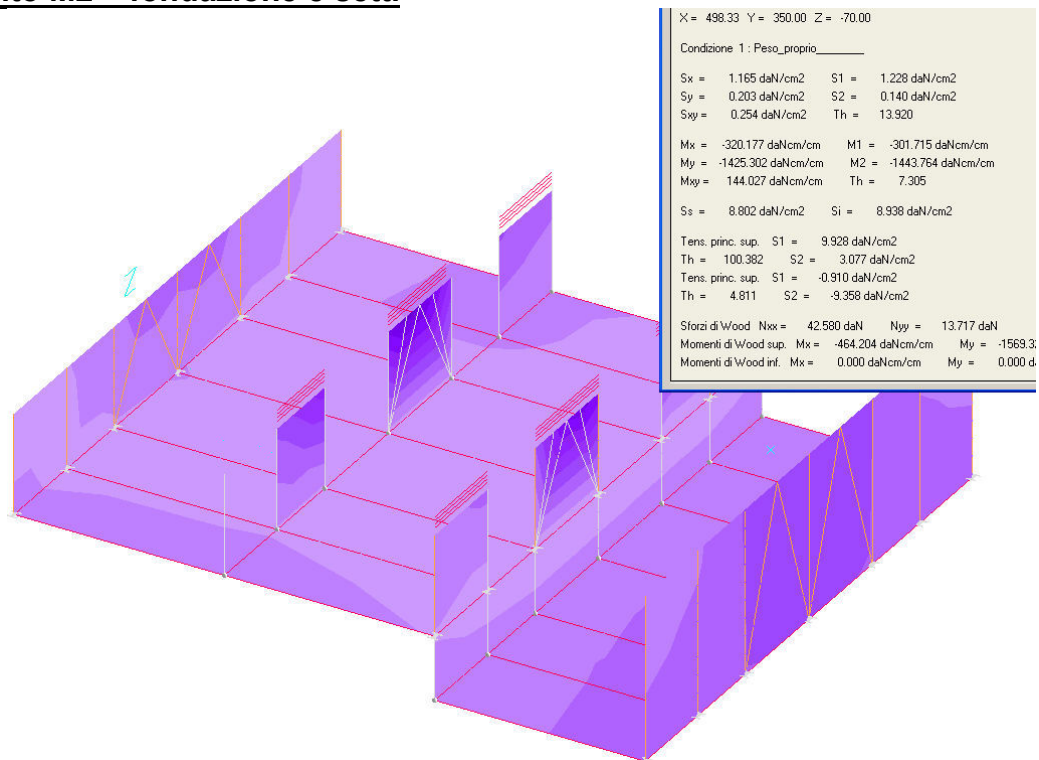
Concludendo i carichi inseriti nel modello tridimensionale sono:

- il peso proprio della struttura in c.a. ($\gamma = 2.500 \text{ kg/m}^3$);
- il peso del terreno ($\gamma = 1.800 \text{ kg/m}^3$) per uno spessore di 30 cm;
- le azioni accidentali previste dalle NCT 2008 per i ponti stradali di prima categoria ed in particolare:
 - n. 4 carichi concentrati da 30.000 kg (prima corsia);
 - n. 1 carichi distribuito da 900 kg/m^2 (prima corsia);
 - n. 4 carichi concentrati da 20.000 kg (seconda corsia);
 - n. 1 carichi distribuito da 250 kg/m^2 (seconda corsia).

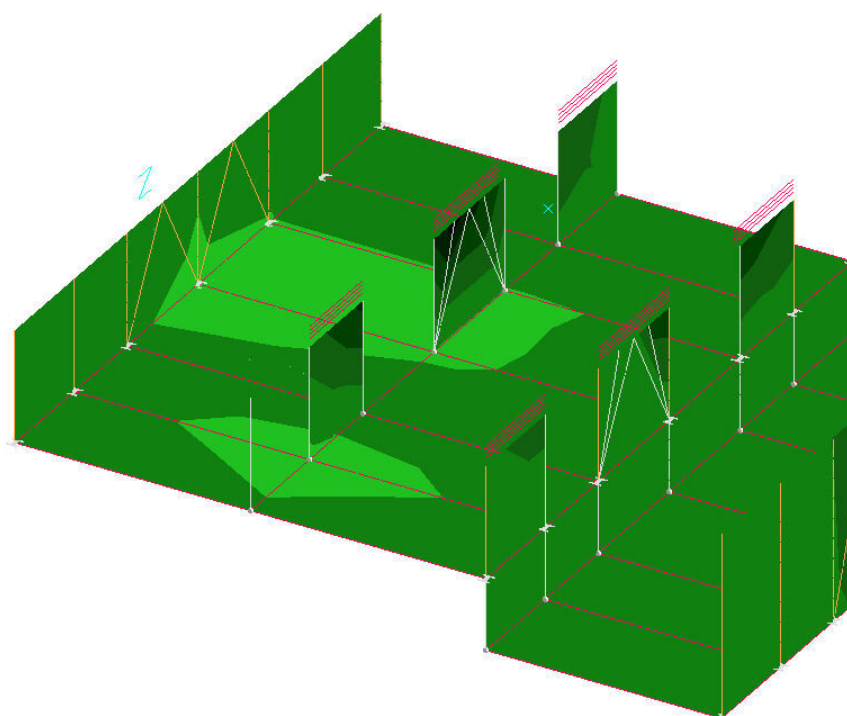
Momento M1 – fondazione e setti



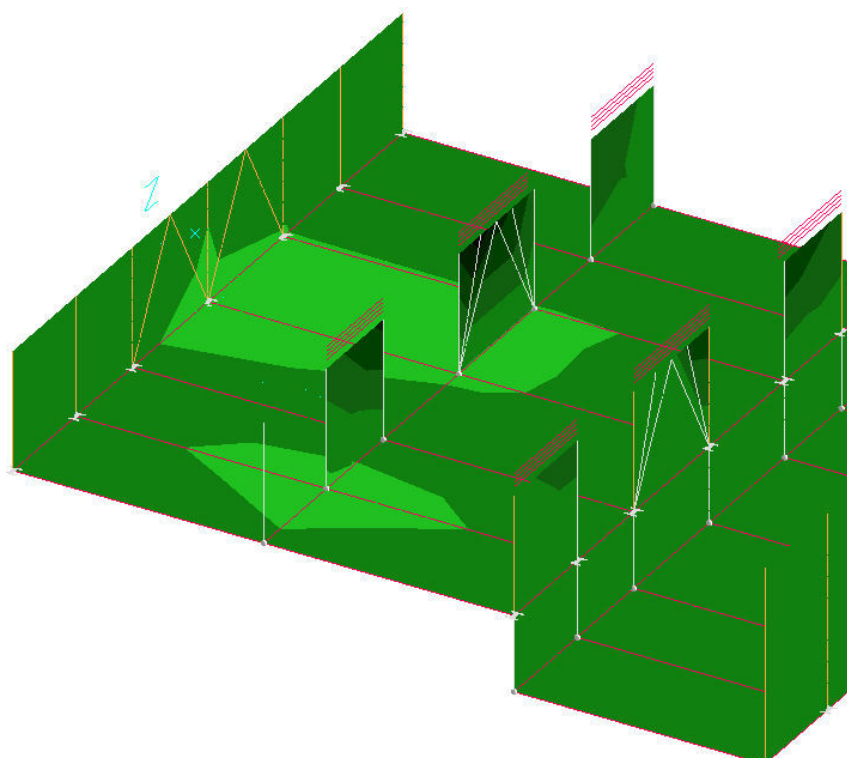
Momento M2 – fondazione e setti



Momento MX – fondazione e setti

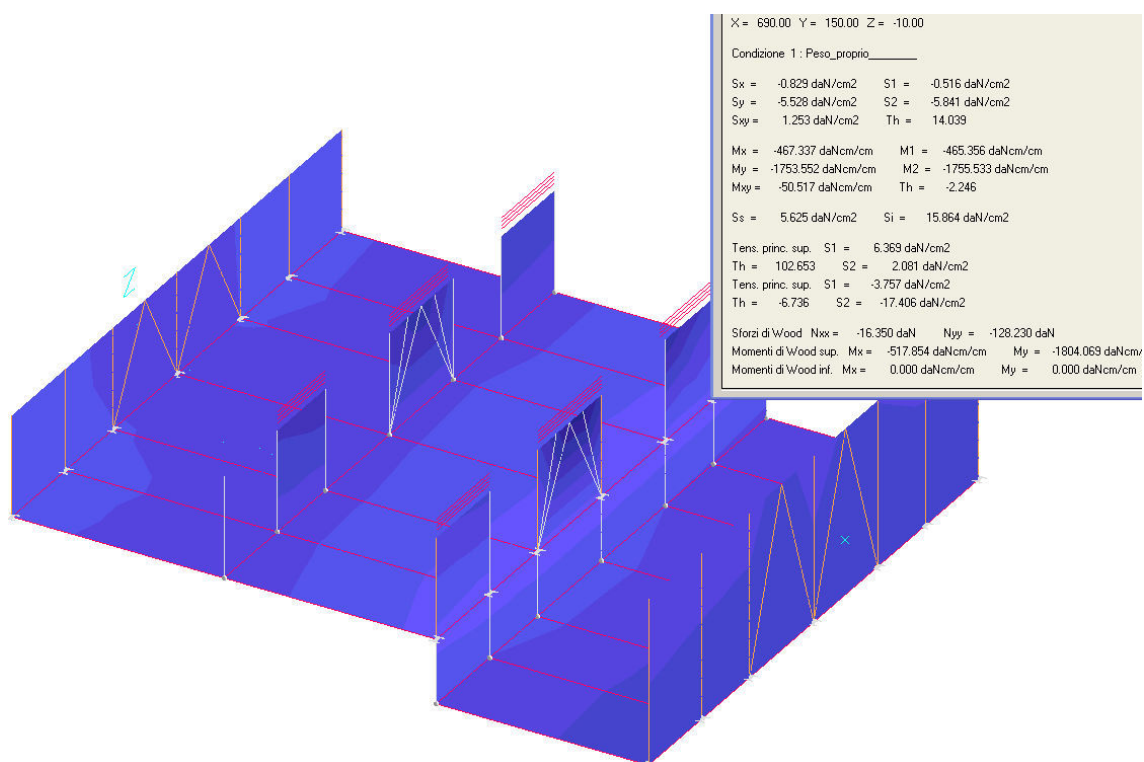
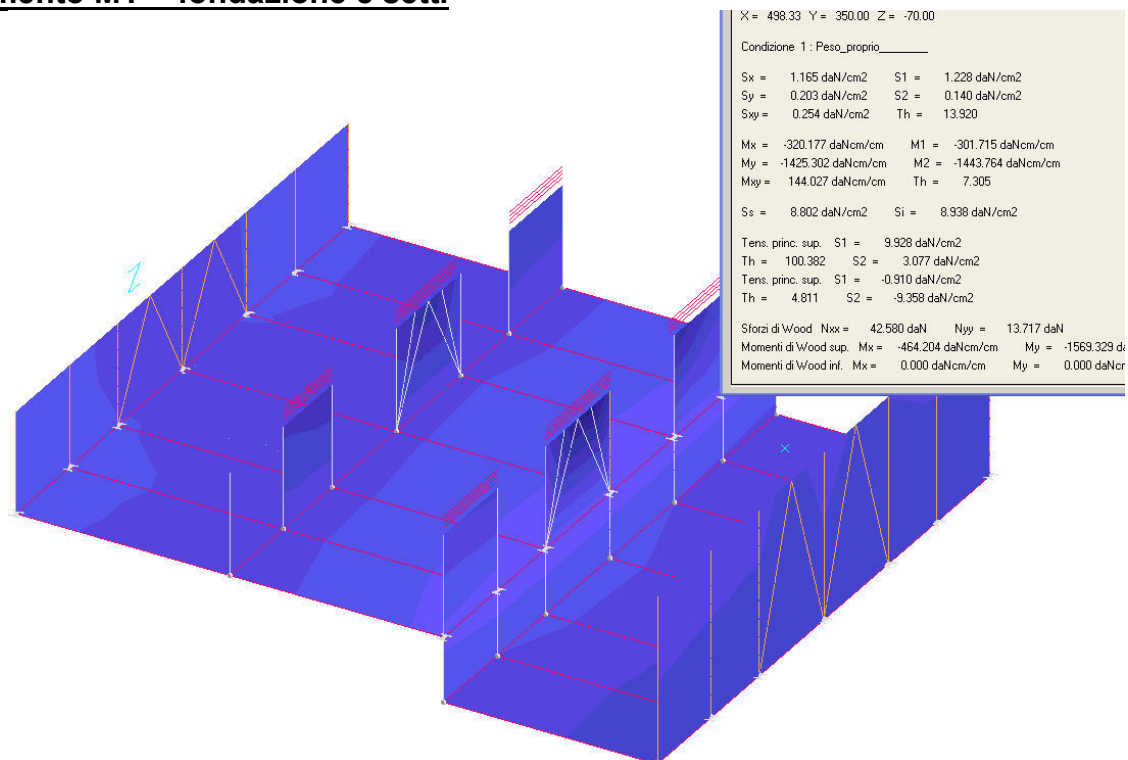


Sollecitazioni gusci	
GUSCIO 90	
X = 191.67 Y = 350.00 Z = 0.00	
Condizione 1 : Peso_proprio_____	
Sx = 0.434 daN/cm2	S1 = 0.773 daN/cm2
Sy = -0.026 daN/cm2	S2 = -0.365 daN/cm2
Sxy = -0.520 daN/cm2	Th = -33.080
Mx = -728.510 daNcm/cm	M1 = -168.273 daNcm/cm
My = -168.918 daNcm/cm	M2 = -729.154 daNcm/cm
Mxy = -19.001 daNcm/cm	Th = 91.942
Ss = 4.964 daN/cm2	Si = 4.032 daN/cm2
Tens. princ. sup. S1 = 5.389 daN/cm2	
Th = 8.582 S2 = 1.003 daN/cm2	
Tens. princ. sup. S1 = -1.105 daN/cm2	
Th = 83.230 S2 = -4.469 daN/cm2	
Sforzi di Wood Nxx = 28.640 daN	Nyy = 14.840 daN
Momenti di Wood sup. Mx = -747.511 daNcm/cm	My = -187.91
Momenti di Wood inf. Mx = 0.000 daNcm/cm	My = 0.000 daNcm/cm

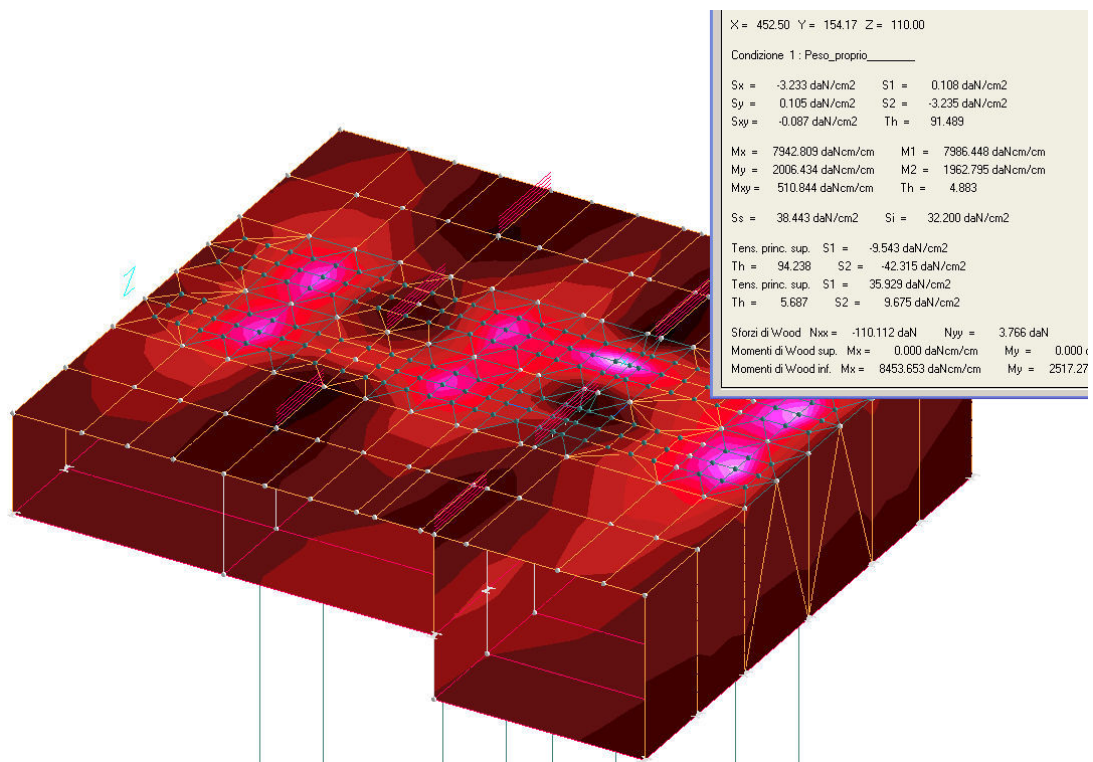
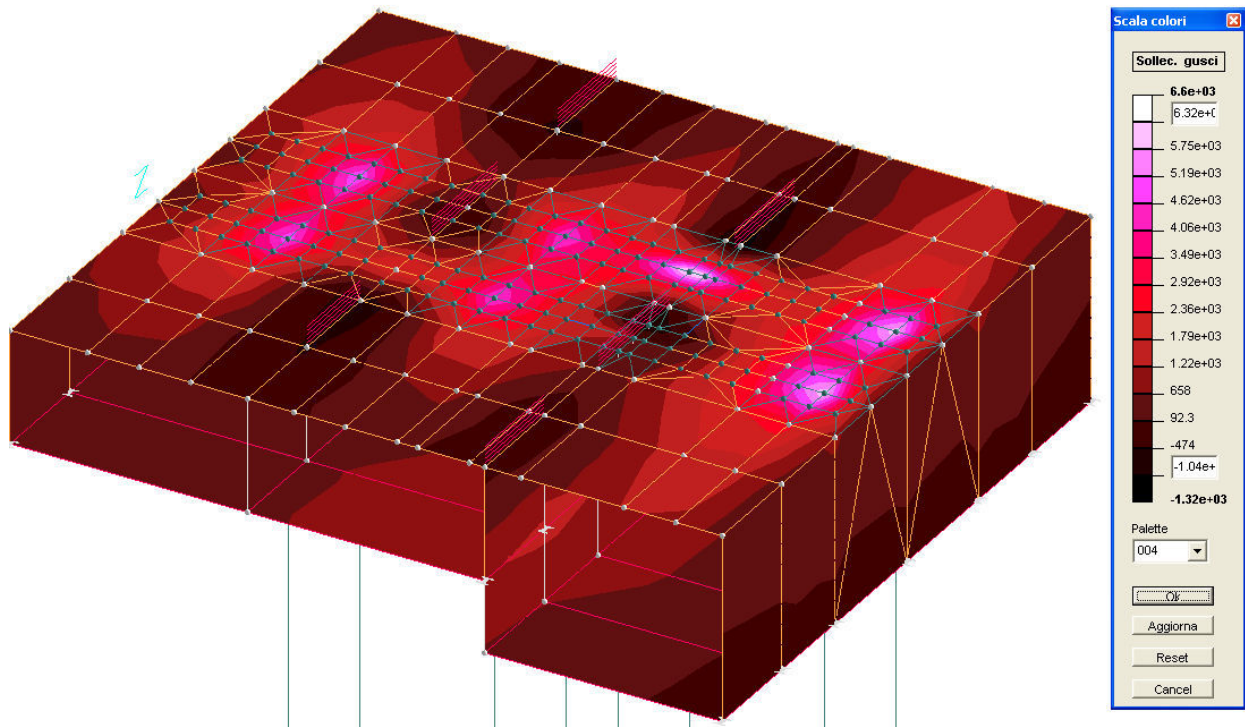


Sollecitazioni gusci	
GUSCIO 420	
X = 0.00 Y = 70.00 Z = 73.33	
Condizione 1 : Peso_proprio_____	
Sx = -1.815 daN/cm2	S1 = -1.239 daN/cm2
Sy = -2.292 daN/cm2	S2 = -2.868 daN/cm2
Sxy = 0.778 daN/cm2	Th = 36.468
Mx = 1372.490 daNcm/cm	M1 = 1376.404 daNcm/cm
My = -284.546 daNcm/cm	M2 = -288.460 daNcm/cm
Mxy = -80.627 daNcm/cm	Th = -2.779
Ss = 10.780 daN/cm2	Si = 10.358 daN/cm2
Tens. princ. sup. S1 = -0.390 daN/cm2	
Th = 91.305 S2 = -10.970 daN/cm2	
Tens. princ. sup. S1 = 7.484 daN/cm2	
Th = -6.432 S2 = -4.338 daN/cm2	
Sforzi di Wood Nxx = -31.087 daN	Nyy = -45.423 daN
Momenti di Wood sup. Mx = 0.000 daNcm/cm	My = -289.2
Momenti di Wood inf. Mx = 1395.335 daNcm/cm	My = 0.000 daNcm/cm

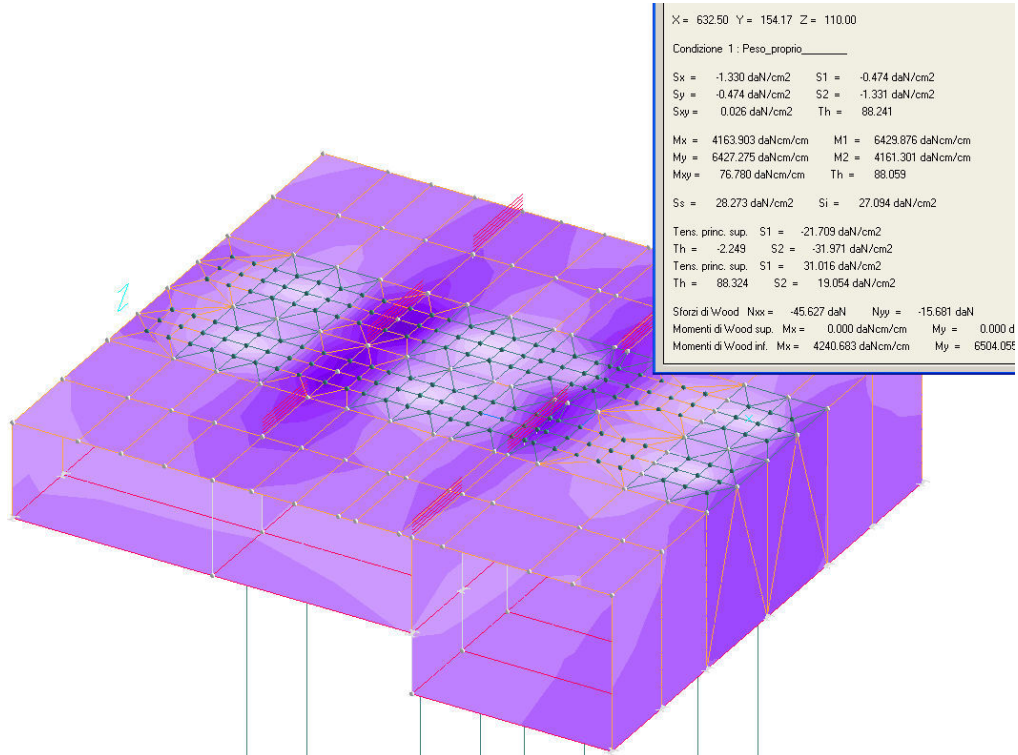
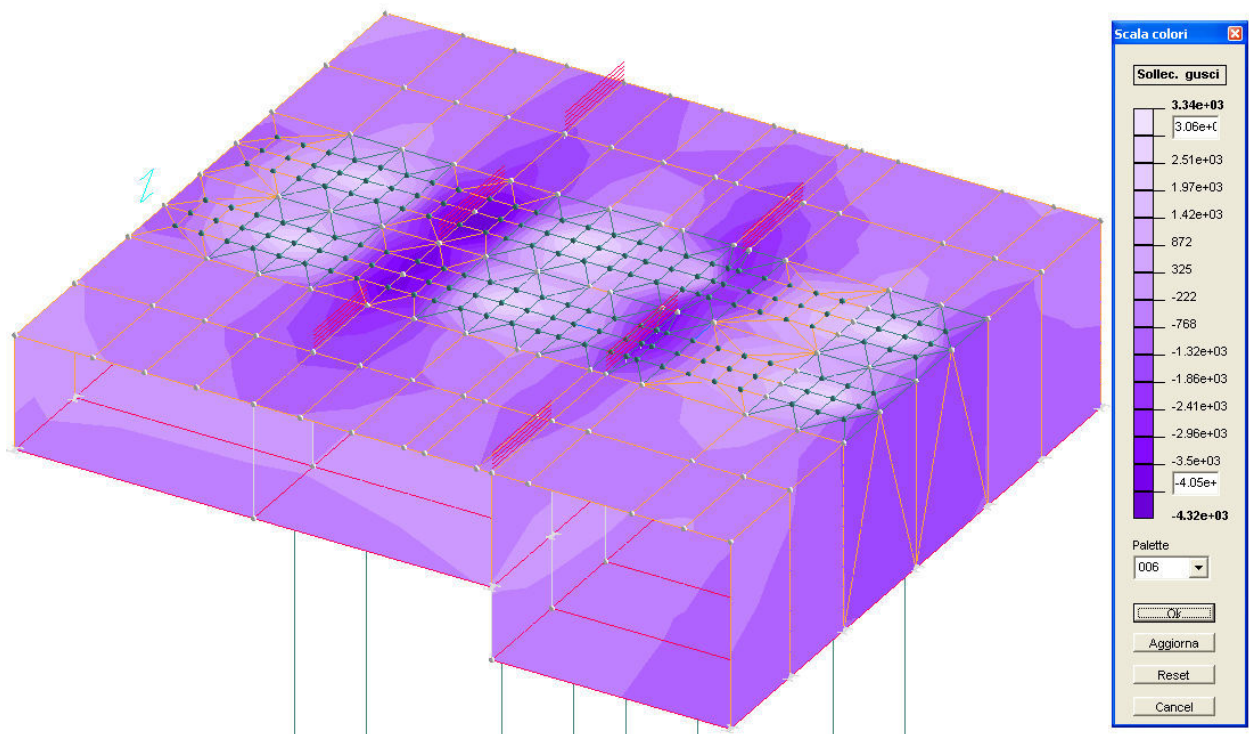
Momento MY – fondazione e setti



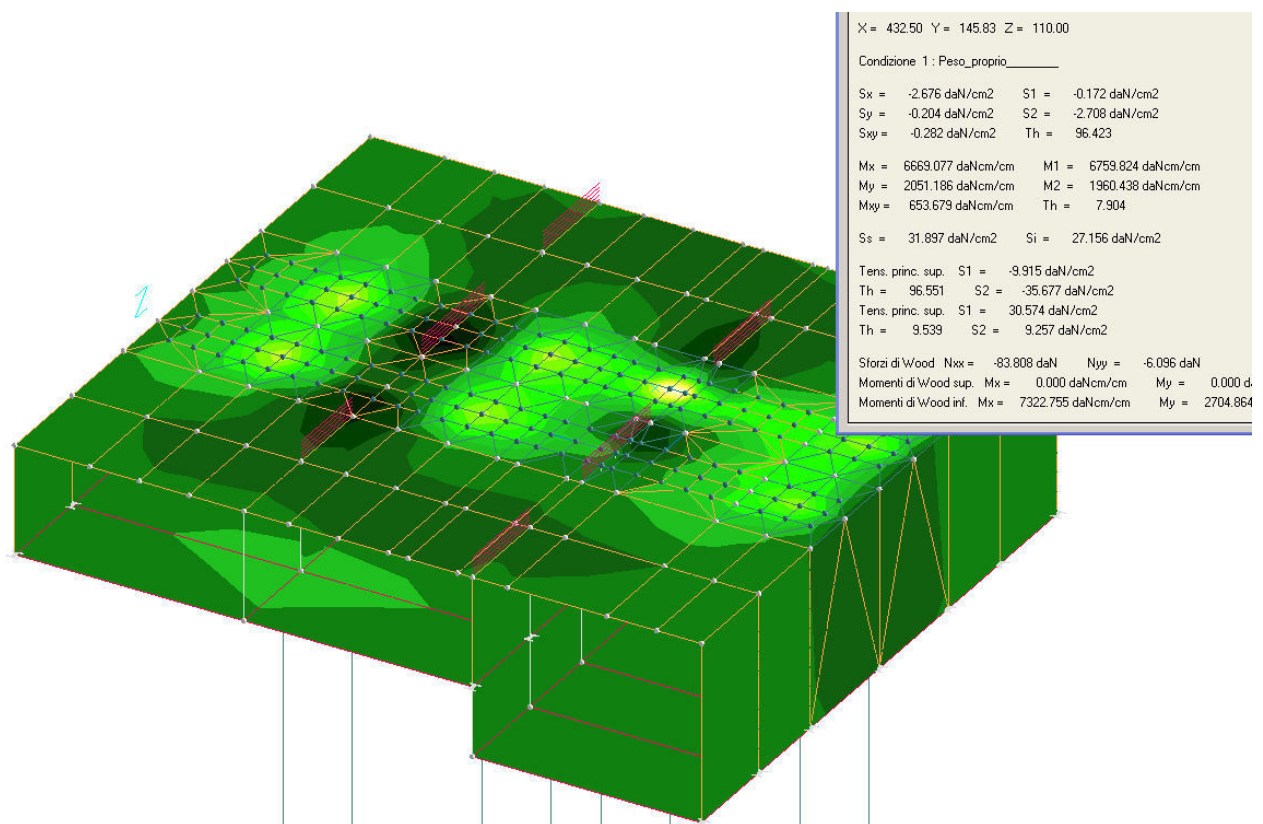
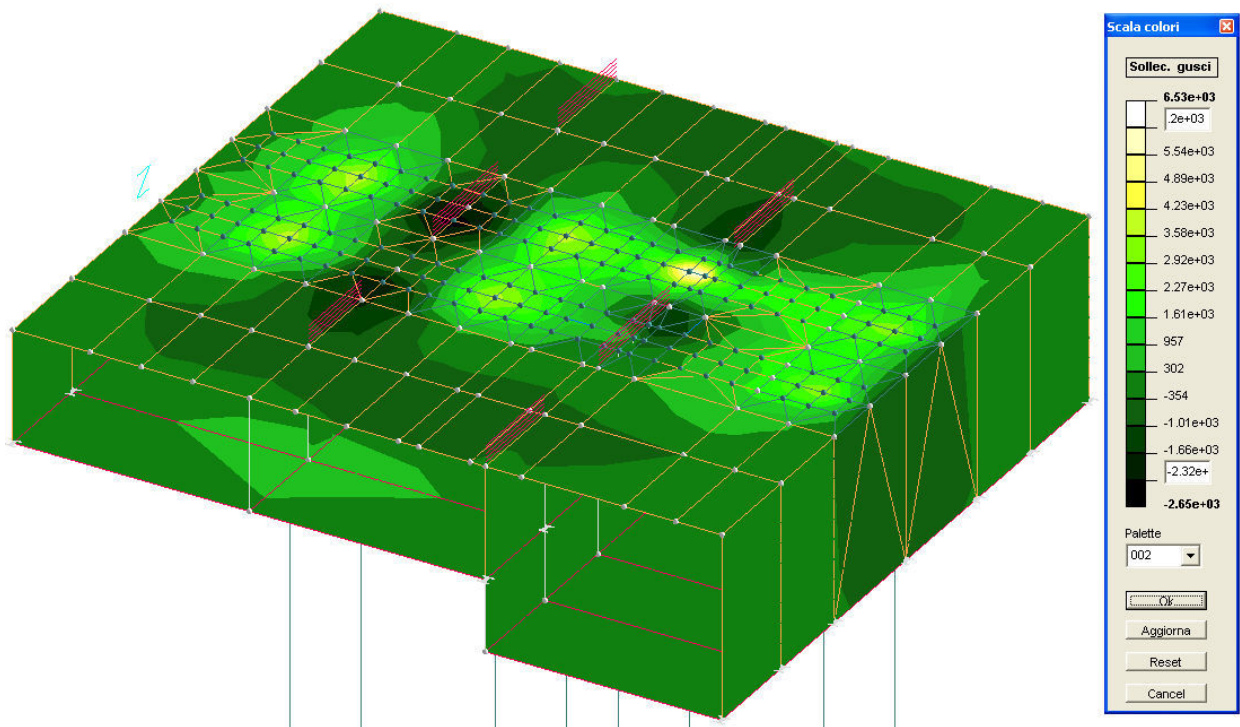
Momento M1 – soletta



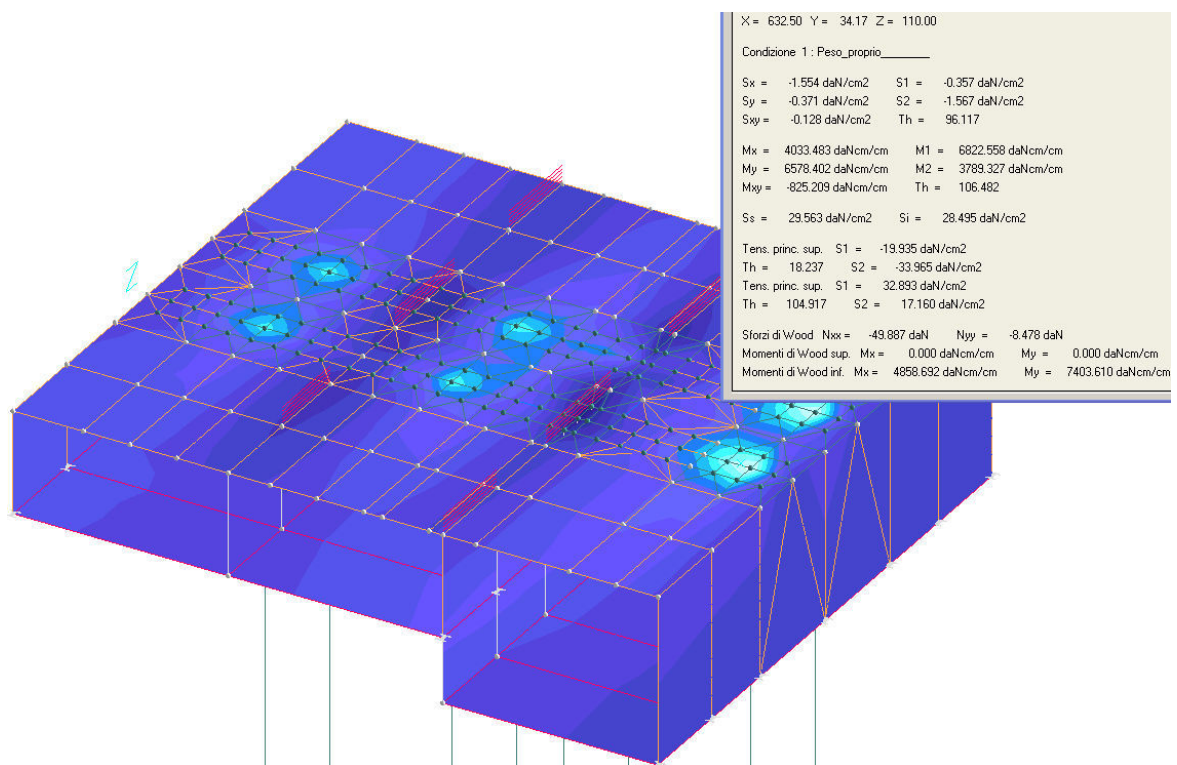
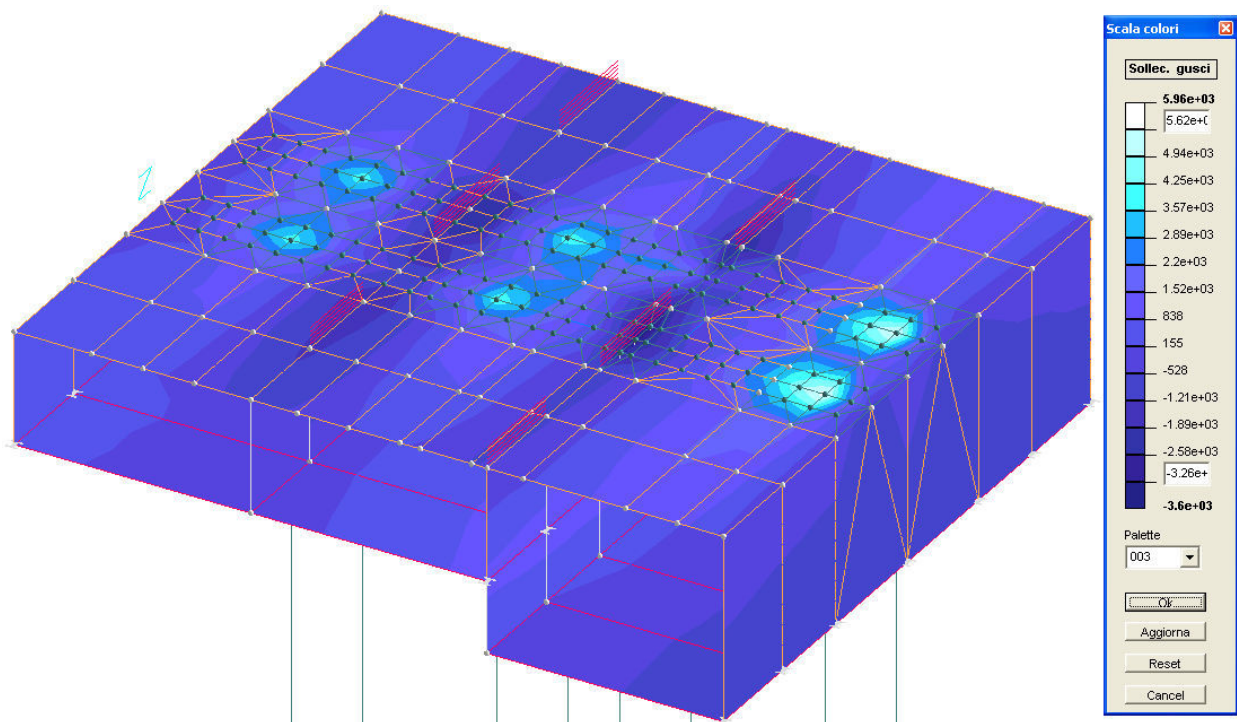
Momento M2 – soletta



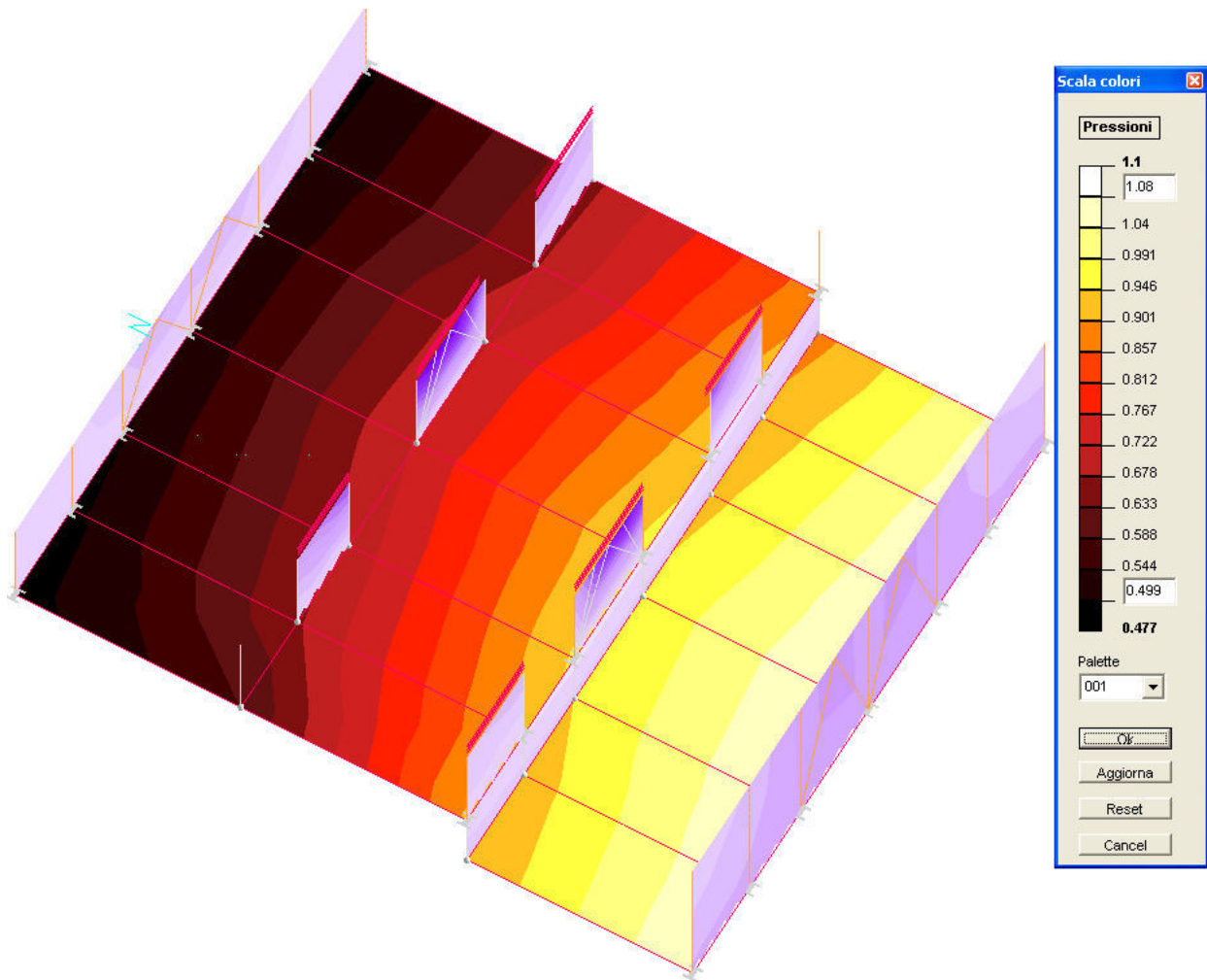
Momento MX – soletta



Momento MY – soletta



Pressioni sul terreno



Riepilogo sollecitazioni massime agenti su fondazione e setti

soletta inf	SOLETTA INFERIORE SETTI	spessore	30 cm
	positivo	1 372 kgm	137 200 kgcm
	negativo	728 kgm	72 800 kgcm
	negativo	2 650 kgm	265 000 kgcm
	MAX		265 000 kgcm

soletta inf	SOLETTA INFERIORE SETTI	spessore	30 cm
	negativo	1 753 kgm	175 300 kgcm
	negativo	1 425 kgm	142 500 kgcm
	negativo	3 260 kgm	326 000 kgcm
	MAX		326 000 kgcm

soletta inf	SOLETTA INFERIORE SETTI	spessore	30 cm
	positivo	1 381 kgm	138 100 kgcm
	negativo	1 320 kgm	132 000 kgcm
	negativo	884 kgm	88 400 kgcm
	MAX		138 100 kgcm

soletta inf	SOLETTA INFERIORE SETTI	spessore	30 cm
	positivo	kgm	0 kgcm
	negativo	1 444 kgm	144 400 kgcm
	negativo	1 755 kgm	175 500 kgcm
	MAX		175 500 kgcm

MOMENTO MAX - FONDAZIONE E SETTI VERTICALI

MAX 326 000 kgcm

Riepilogo sollecitazioni massime agenti su soletta superiore

MOMENTO MX

soletta sup	SOLETTA SUPERIORE		spessore	35 cm
	positivo	6 530 kgm		653 000 kgcm
	positivo	6 669 kgm		666 900 kgcm
	negativo	2 650 kgm		265 000 kgcm
	negativo	5 708 kgm		570 800 kgcm
			MAX	666 900 kgcm

MOMENTO MY

soletta sup	SOLETTA SUPERIORE		spessore	35 cm
	positivo	6 620 kgm		662 000 kgcm
	positivo	6 578 kgm		657 800 kgcm
	negativo	7 228 kgm		722 800 kgcm
	negativo	3 260 kgm		326 000 kgcm
			MAX	722 800 kgcm

MOMENTO M1

soletta sup	SOLETTA SUPERIORE		spessore	35 cm
	positivo	6 620 kgm		662 000 kgcm
	positivo	7 986 kgm		798 600 kgcm
	negativo	2 262 kgm		226 200 kgcm
	negativo	1 320 kgm		132 000 kgcm
			MAX	798 600 kgcm

MOMENTO M2

soletta sup	SOLETTA SUPERIORE		spessore	35 cm
	positivo	3 340 kgm		334 000 kgcm
	positivo	4 161 kgm		416 100 kgcm
	negativo	7 230 kgm		723 000 kgcm
			MAX	723 000 kgcm

MOMENTO MAX - SOLETTA SUPERIORE

MAX	798 600 kgcm			
------------	---------------------	--	--	--

3. VERIFICA DELLE SEZIONI PIU' SOLLECITATE

Si allegano alla presente la verifica delle sezioni più sollecitate.

IL PROGETTISTA DELLE STRUTTURE

Ing. Alessandro Ravazzotto

VERIFICA SEZIONE SOLETTA

Calcestruzzo	R_{ck}	400	
	σ_c	122.5	$[kg/cm^2]$
	τ_{c0}	7.33	$[kg/cm^2]$
	τ_{c1}	21.1	$[kg/cm^2]$
Acciaio	FeB44K	2600	$[kg/cm^2]$
Copriferro	c	5	$[cm]$
Base	B	100	$[cm]$
Altezza	H	35	$[cm]$
Momento	M_x	885 000	$[kgcm]$
Taglio	T	17 000	$[kg]$

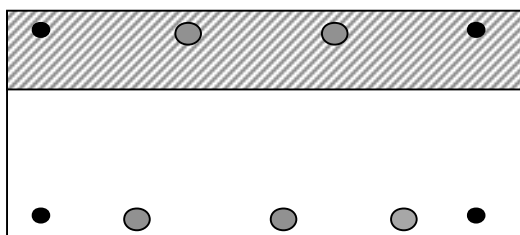
ARMATURA LONGITUDINALE

N_{1sup}	ϕ_{1sup}
5.00	18

N_{2sup}	ϕ_{2sup}
0	0

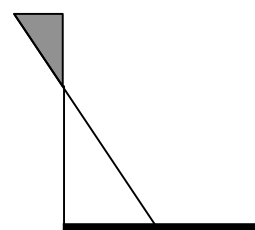
N_{1inf}	ϕ_{1inf}
0	0

N_{2inf}	ϕ_{2inf}
5.00	18



STAFFE

N_{bracci}	ϕ_{staffe}	passo
1	18	20



ARMATURA LONGITUDINALE

Armatura Superiore	A'_s	12.72	$[cm^2]$	$\rho =$	1
Armatura Inferiore	A_s	12.72	$[cm^2]$	$\lambda =$	0.166667
Armatura Totale	A_{st}	25.43	$[cm^2]$		

Asse Neutro	x	8.35	$[cm]$
Momento Inerzia	J	110958	$[cm^3]$

Tensione CLS	σ_c	67	$[kg/cm^2]$	% lavoro= 54%	Verifica	positiva
Tensione Acciaio	σ_a	2590	$[kg/cm^2]$	% lavoro= 100%	Verifica	positiva

ARMATURA TRASVERSALE

Tensione di Taglio	$\tau_c < \tau_{c0}$	6.25	$[kg/cm^2]$	Verifica	positiva
Tensione Staffa	σ_a	0.00	$[kg/cm^2]$	Verifica	positiva
Tensione di Taglio	$\tau_c < \tau_{c1}$	6.25	$[kg/cm^2]$	Verifica	positiva

verifica sezione soletta di spessore 35 cm

VERIFICA SEZIONE SETTI

Calcestruzzo	R_{ck}	400	
	σ_c	122.5	$[kg/cm^2]$
	τ_{c0}	7.33	$[kg/cm^2]$
	τ_{c1}	21.1	$[kg/cm^2]$
Acciaio	FeB44K	2600	$[kg/cm^2]$
Copriferro	c	5	$[cm]$
Base	B	100	$[cm]$
Altezza	H	30	$[cm]$
Momento	M_x	495 000	$[kgcm]$
Taglio	T	14 000	$[kg]$

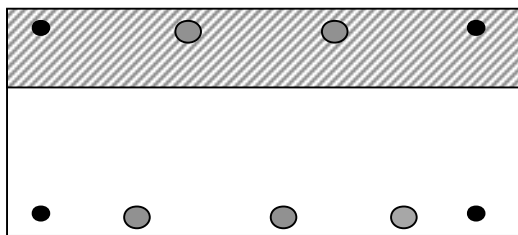
ARMATURA LONGITUDINALE

N_{1sup}	ϕ_{1sup}
3.33	18

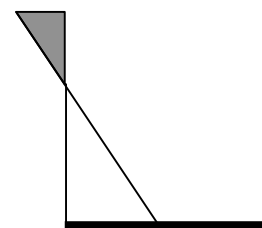
N_{2sup}	ϕ_{2sup}
0	0

N_{1inf}	ϕ_{1inf}
0	0

N_{2inf}	ϕ_{2inf}
3.33	18

**STAFFE**

N_{bracci}	ϕ_{staffe}	passo
1	14	33

**ARMATURA LONGITUDINALE**

Armatura Superiore	A'_s	8.47	$[cm^2]$	$\rho =$	1
Armatura Inferiore	A_s	8.47	$[cm^2]$	$\lambda =$	0.2
Armatura Totale	A_{st}	16.94	$[cm^2]$		

Asse Neutro	x	6.55	$[cm]$
Momento Inerzia	J	52918	$[cm^3]$

Tensione CLS	σ_c	61	$[kg/cm^2]$	% lavoro= 50%	Verifica	positiva
Tensione Acciaio	σ_a	2588	$[kg/cm^2]$	% lavoro= 100%	Verifica	positiva

ARMATURA TRASVERSALE

Tensione di Taglio	$\tau_c < \tau_{c0}$	6.14	$[kg/cm^2]$	Verifica	positiva
Tensione Staffa	σ_a	0.00	$[kg/cm^2]$	Verifica	positiva
Tensione di Taglio	$\tau_c < \tau_{c1}$	6.14	$[kg/cm^2]$	Verifica	positiva

verifica sezione setti e fondazione di spessore 30 cm con ferri ϕ 18

VERIFICA SEZIONE SETTI

Calcestruzzo	R_{ck}	400	
	σ_c	122.5	$[kg/cm^2]$
	τ_{c0}	7.33	$[kg/cm^2]$
	τ_{c1}	21.1	$[kg/cm^2]$
Acciaio	FeB44K	2600	$[kg/cm^2]$
Copriferro	c	5	$[cm]$
Base	B	100	$[cm]$
Altezza	H	30	$[cm]$
Momento	M_x	395 000	$[kgcm]$
Taglio	T	14 000	$[kg]$

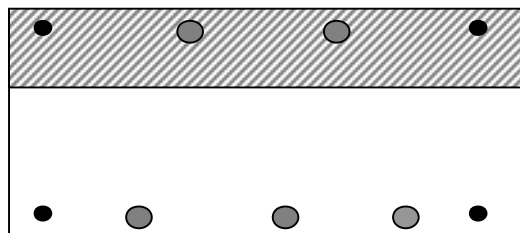
ARMATURA LONGITUDINALE

N_{1sup}	ϕ_{1sup}
3.33	16

N_{2sup}	ϕ_{2sup}
0	0

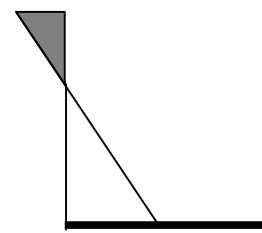
N_{1inf}	ϕ_{1inf}
0	0

N_{2inf}	ϕ_{2inf}
3.33	16



STAFFE

N_{bracci}	ϕ_{staffe}	passo
1	14	33



ARMATURA LONGITUDINALE

Armatura Superiore	A'_s	6.69	$[cm^2]$	$\rho =$	1
Armatura Inferiore	A_s	6.69	$[cm^2]$	$\lambda =$	0.2
Armatura Totale	A_{st}	13.38	$[cm^2]$		

Asse Neutro	x	6.01	$[cm]$
Momento Inerzia	J	43537	$[cm^3]$

Tensione CLS	σ_c	55	$[kg/cm^2]$	% lavoro= 45%	Verifica	positiva
Tensione Acciaio	σ_a	2585	$[kg/cm^2]$	% lavoro= 99%	Verifica	positiva

ARMATURA TRASVERSALE

Tensione di Taglio	$\tau_c < \tau_{c0}$	6.09	$[kg/cm^2]$	Verifica	positiva
Tensione Staffa	σ_a	0.00	$[kg/cm^2]$	Verifica	positiva
Tensione di Taglio	$\tau_c < \tau_{c1}$	6.09	$[kg/cm^2]$	Verifica	positiva

verifica sezione setti e fondazione di spessore 30 cm con ferri ϕ 16