CONVENZIONE ATTUATIVA 21 DICEMBRE 2012 E ADDENDUM (2014) SOTTOSCRITTI DA AUTORITÀ PORTUALE DI GENOVA, COCIV, REGIONE LIGURIA E COMUNE DI GENOVA

AUTORITA' PORTUALE DI GENOVA

Consorzio Collegamenti Integrati Veloci

PROGETTO DEFINITIVO DELLA NUOVA CALATA AD USO CANTIERISTICA NAVALE ALL'INTERNO DEL PORTO PETROLI DI GENOVA SESTRI PONENTE E DELLA SISTEMAZIONE IDRAULICA DEL RIO MOLINASSI

LOTTO 1

MESSA IN SICUREZZA DEL TRATTO TERMINALE URBANO DEL RIO MOLINASSI

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

PROGETTISTA INCARICATO DA COCIV

MWH

COMMESSA	FASE	LOTTO	TIPO DOC.	PROGR.	REV.
4550237 6	D	1	R	005	B

PROGETTAZIONE

Rev.	Descrizione Emissione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data
A	Prima Emissione	Polli	30/09/2014	Lo Turco	30/09/2014	Susani	30/09/2014
B	Recepimento Progetto di Risoluzione Oleodotti	Polli	05/12/2014	Lo Turco	05/12/2014	Susani	05/12/2014

IL PROGETTISTA

Dott. Ing. S. Susani

VERIFICATO:		VALIDATO: AUTORITÀ PORTUALE DI GENOVA	
		IL RUP	ASSISTENTI AL RUP
		Dott. Ing. A. Pieracci	Dott. Geol. G Canepa Geom. I. Dellepiane Geom. G. Di Luca P.I. F. Piazza Dott. Ing. D. Sciutto Dott.Ing. M. Vaccari Dott. Ing. C. Vincenzi

Nome File: D_1_R005_B_Relazione di calcolo delle strutture

INDICE

INDICE....2
1. PREMESSA....6
2. DESCRIZIONE DELLE OPERE....7
3. NORMATIVA UTILIZZATA....9
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI....10
4.1. Caratteristiche del calcestruzzo....10
4.1.1. Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea....10
4.1.1. Zone ciclicamente asciutte e bagnate....11
4.2. Caratteristiche dell'acciaio per c.a.....12
4.3. Acciaio da carpenteria....12
4.4. Fattori di sicurezza sui materiali....12
5. ANALISI DEI CARICHI....13
5.1. Carichi permanenti (G)....13
5.1.1. Peso proprio degli elementi strutturali (G1)....13
5.1.2. Permanenti portati non strutturali (G2)....17
5.1.3. Riepilogo dei carichi permanenti agenti....17
5.2. Carichi accidentali (Q)....17
5.2.1. Traffico stradale....18
5.2.2. Deformazioni impresse ε....23
5.2.1. Traffico ferroviario....24
5.2.2. Azioni termiche....32
5.3. Azioni sismiche (E)....33
5.3.1. Calcolo dell'azione sismica....37
5.3.2. Risposta alle diverse componenti dell'azione sismica ed alla variabilità spaziale del moto....39
6. COMBINAZIONE DELLE AZIONI....40
6.1. Coefficienti parziali per le azioni....42
6.1.1. Ponti stradali....42
6.1.2. Ponti ferroviari....43
6.2. Coefficienti di combinazione....44
6.2.1. Ponti stradali....44
6.2.2. Ponti ferroviari....45
6.3. Simultaneità delle azioni da traffico....46
6.4. Riepilogo combinazioni implementate nei modelli di calcolo....47

7. SCHEMA STATICO E VINCOLI 50
7.1. Vincoli interni 50
7.2. Vincoli esterni 50
8. METODI DI ANALISI E DI VERIFICA 51
8.1. Verifica a sollevamento dei manufatti e del comportamento del terreno come vincolo 51
9. SOFTWARE UTILIZZATO E MODELLO DI CALCOLO....61
9.1. Descrizione del software di calcolo adottato 61
9.2. Orientamento e convenzioni di segno degli elementi 62
9.3. Sistemi di riferimento locale e globale 64
9.3.1. Teoria di Wood-Armer 65
10. CRITERI DI VERIFICA....69
10.1. Dettagli per le verifiche strutturali SLU+SISM 69
10.1.1. Ipotesi di base 69
10.1.2. Diagrammi di calcolo tensione-deformazione nel calcestruzzo 70
10.1.1. Diagrammi di calcolo tensione-deformazione nell'acciaio....71
10.1.2. Analisi della sezione 72
10.1.3. Verifiche con solutore Midas Gen 73
10.1.4. Copriferri utilizzati 74
10.2. Dettagli per le verifiche SLE 75
10.2.1. Verifiche a fessurazione 75
10.2.2. Verifiche tensionali 77
10.2.3. Verifiche a deformazione....78
11. RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI: SEZIONE A....79
11.1. Risultati del calcolo 80
11.2. Verifiche SLU+SISM 82
11.3. Verifiche SLE 84
12. RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI: SEZIONE B....88
12.1. Risultati del calcolo 89
12.2. Verifiche SLU+SISM 91
12.2.1. Verifica sezione con passaggio polifere 94
12.3. Verifiche SLE 99
13. RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI: SEZIONE C 105
13.1. Risultati del calcolo 106
13.2. Verifiche SLU+SISM 108
13.3. Verifiche SLE 110
14. RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI: SEZIONE D 114

14.1. Risultati del calcolo 115
14.2. Verifiche SLU+SISM 117
14.2.1. Copertura removibile 119
14.3. Verifiche SLE 121
14.3.1. Via di corsa carroponte 125
15. RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI: SEZIONE E 129
15.1. Risultati del calcolo 130
15.2. Verifiche SLU+SISM 132
15.3. Verifiche SLE 135
16. RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI: SEZIONE F 141
16.1. Risultati del calcolo 142
16.1.1. Soletta superiore 142
16.1.2. Muri laterali 144
16.1.3. Platea 146
16.2. Verifiche SLU+SISM 149
16.2.1. Soletta superiore 149
16.2.2. Muri laterali 153
16.2.3. Platea 157
16.3. Verifiche SLE 161
16.3.1. Tensioni – Fessurazioni 161
17. RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI: SEZIONE G 164
17.1. Risultati del calcolo 165
17.1.1. Soletta superiore 165
17.1.2. Muri laterali 167
17.1.3. Platea 169
17.2. Verifiche SLU+SISM 172
17.2.1. Soletta superiore 172
17.2.2. Muri laterali 176
17.2.3. Platea 180
17.3. Verifiche SLE 184
17.3.1. Tensioni – Fessurazioni 184
18. RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI: SEZIONE H 187
18.1. Risultati del calcolo 188
18.1.1. Soletta superiore 188
18.1.2. Muri laterali 190
18.1.3. Platea 192
18.2. Verifiche SLU+SISM 195

18.2.1. Soletta superiore 195
18.2.2. Muri laterali 199
18.2.3. Platea 203
18.3. Verifiche SLE 207
18.3.1. Tensioni – Fessurazioni 207
19. STRUTTURE SECONDARIE 210
19.1. Descrizione 210
19.2. Materiali utilizzati 210
19.3. Carichi agenti 210
19.3.1. Pesi propri strutturali (G1) 210
19.3.2. Permanenti portati (G2) 210
19.3.3. Accidentali (Q1) 210
19.4. Metodi di analisi e di verifica 212
19.4.1. Capacità resistente delle sezioni 212
19.4.2. Metodi di analisi globale 212
19.4.3. Verifiche 212
19.5. Ponte reggi tubi 214
19.5.1. Caratteristiche e sollecitazioni agenti 214
19.5.2. Verifica degli elementi strutturali 218
19.1. Ponte cavidotti Terna 223
19.1.1. Caratteristiche e sollecitazioni agenti 223
19.1.1. Verifica degli elementi strutturali 227
19.2. Passerella pedonale 232
19.2.1. Caratteristiche e sollecitazioni agenti 232
19.2.1. Verifica degli elementi strutturali 236

1. PREMESSA

Oggetto della presente relazione è il calcolo e la verifica dei manufatti idraulici che costituiscono il nuovo percorso del Rio Molinassi a Genova.

Si tratta di opere in cemento armato gettate in opera e in taluni casi prefabbricate.

A seconda della zona in cui il fiume passa i manufatti hanno diverse sezioni, principalmente di 4 tipi:

- scatolare chiuso;
- muri ad U con copertura prefabbricata;
- muri ad U con copertura rimovibile;
- monolite a spinta.

Nella presente relazione di calcolo si riportano i risultati delle principali analisi e verifiche eseguite nella progettazione degli elementi strutturali. L'intera opera è stata progettata calcolando le sollecitazioni agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio ed eseguendo le verifiche previste dalla normativa vigente (D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008).

Tutti i codici di calcolo utilizzati sono di sicura ed accertata validità, per la loro diffusione sul mercato e per la pratica d'uso consolidata e frequente all'interno della pratica di progettazione.

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE

L'opera in progetto costituisce lo spostamento del percorso del Rio Molinassi a Genova, mediante incanalamento in manufatti idraulici di nuova costruzione.

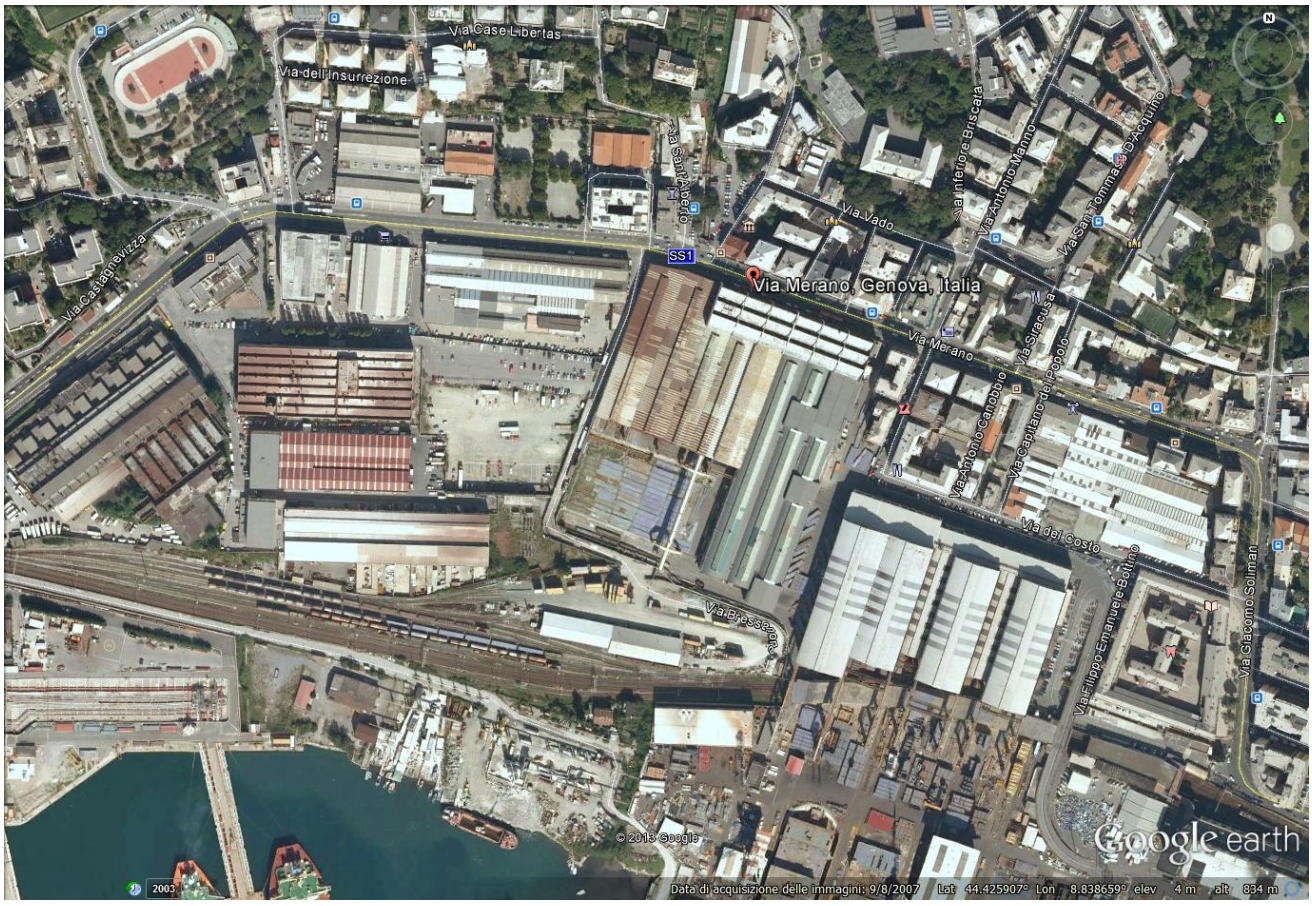


Figura 2.1 aerofoto dell'area interessata dall'intervento

Queste diverse tipologie si articolano lungo il percorso in 9 sezioni tipologiche, che verranno di seguito calcolate e verificate.

Le sezioni tipologiche sono (scendendo da nord a sud) di seguito riepilogate:

DESCRIZIONE				LUCI INTERNE [m]		CARPENTERIE STRUTTURALI [cm]			classe di esposizione cls
codice	posizione	tipologia	carico superiore	larghezza	altezza	platea	muri	soletta	
A	a monte di via Merano	muro ad U	nessuno	10.00	5.30	70	70	/ / /	XC4
B	ponte di via Merano	scatolare gettato in opera	stradale	10.00	3.70	80	70	110	XC4
C	tra via Merano e Fincantieri	muro ad U	nessuno	13.30	4.80	80	70	/ / /	XC4
D	Fincantieri	muro ad U con copertura removibile	carrabile - mezzi pesanti	13.30	4.40	100	80	40	XS3
E	ponte di via Bressanone	scatolare gettato in opera	stradale	13.30	4.13	110	100	90	XS3
F	ponte parco ferroviario	scatolare gettato in opera	ferroviario	13.30	var.	110	110	130	XS3
G	ponte linea Genova-Ventimiglia	monolite a spinta	ferroviario	13.30	var.	110	110	130	XS3
H	ponte via Ronchi	scatolare gettato in opera	stradale	13.30	3.90	110	100	90	XS3

3. NORMATIVA UTILIZZATA

I calcoli sviluppati sono stati svolti secondo il metodo degli Stati Limite nel rispetto della Normativa vigente; in particolare la documentazione e la normativa cui si fa riferimento per la redazione del presente lavoro sono di seguito riportate:

[1] Decreto Ministeriale Infrastrutture 14 gennaio 2008: "Norme Tecniche per le costruzioni" G.U. 4 febbraio 2008, n 29.

[2] Circolare Applicativa n.617 del 02/02/2009: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008"

[3] UNI ENV 1992-1-1 Eurocodice 2: - Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

[4] Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari – RFI

[5] UNI ENV 1993-1-1:1994 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Le caratteristiche dei materiali utilizzati sono riportate nelle seguenti tabelle.

4.1. Caratteristiche del calcestruzzo

Il cemento utilizzabile in fase di progettazione deve essere di tipo:

- CEM I: Portland;
- CEM II: Portland composito;
- CEM III: Altoforno;
- CEM IV: Pozzolanico;
- CEM V: Composito.

4.1.1. Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea

Classe del calcestruzzo	C35/45
Tipo di Cemento:	CEM III/A 42,5R
Classe di Resistenza :	Rck = 45 MPa
Massimo diametro dell'aggregato:	16mm
Massimo rapporto Acqua/Cemento;	0.45
Contenuto minimo di cemento:	360 kg/m3
Classe di consistenza (SLUMP):	S4
Copriferro minimo netto:	cmin 5.00cm
Classe d'esposizione:	XS3 (secondo UNI 11104)

Descrizione della classe di esposizione: Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.

Modulo di Young:	Ecm	34 077 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica:	fck	35.00 MPa
Resistenza di calcolo cilindrica:	fcd	19.83 MPa
Resistenza a trazione caratteristica:	fctk	2.25 MPa
Resistenza media a trazione	fctm	3.86 MPa
Resistenza di calcolo a trazione:	fctd	1.50 MPa

Tale calcestruzzo si utilizza per le sezioni dalla D alla H.

4.1.1. Zone ciclicamente asciutte e bagnate

Classe del calcestruzzo	C35/45
Tipo di Cemento:	CEM III/A 42,5R
Classe di Resistenza :	Rck = 45 MPa
Massimo diametro dell'aggregato:	16mm
Massimo rapporto Acqua/Cemento;	0.50
Contenuto minimo di cemento:	340 kg/m3
Classe di consistenza (SLUMP):	S4
Copriferro minimo netto:	cmin 4.00cm
Classe d'esposizione:	XC4 (secondo UNI 11104)

Descrizione della classe di esposizione: Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non compresa nella classe XC2.

Modulo di Young:	Ecm	34 077 MPa
Resistenza caratteristica cilindrica:	fck	35.00 MPa
Resistenza di calcolo cilindrica:	fcd	19.83 MPa
Resistenza a trazione caratteristica:	fctk	2.25 MPa
Resistenza media a trazione	fctm	3.86 MPa
Resistenza di calcolo a trazione:	fctd	1.50 MPa

Tale calcestruzzo si utilizza per le sezioni dalla A alla C.

4.2. Caratteristiche dell'acciaio per c.a.

L'acciaio per c.a. da utilizzare nella realizzazione dell'opera deve presentare le caratteristiche riportate:

Acciaio in barre ad aderenza migliorata controllato in stabilimento

Acciaio tipo		B450C
Tensione snervamento	fy	450 MPa
Tensione di rottura	ft	540 MPa
Tensione di snervamento di progetto	fyd	391.3 MPa
Modulo di Young:	Es	206000 MPa

4.3. Acciaio da carpenteria

Acciaio tipo S 275 secondo UNI EN 10025

Tensione di rottura	$f_{tk} \geq 430$ MPa
Tensione di snervamento	$f_{yk} \geq 275$ MPa
Modulo elastico	E = 206000 Mpa

4.4. Fattori di sicurezza sui materiali

Oltre ai margini di sicurezza dati dall'amplificazione delle azioni si devono ridurre i parametri di resistenza caratteristica dei diversi materiali per i relativi fattori di sicurezza. Tali fattori riduttivi sono stati desunti dalla normativa e sono riportati nelle seguenti tabelle:

Fattori di sicurezza da normativa [1] per il calcestruzzo

Tipo di materiale: CALCESTRUZZO C35/45 → $Y_{M,c}$ 1.50

Fattori di sicurezza da normativa [1] per l'acciaio per armature

Tipo di materiale: ACCIAIO B450C → $Y_{M,a}$ 1.15

Fattori di sicurezza per l'acciaio da carpenteria:

Tabella 4.2.V Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

5. ANALISI DEI CARICHI

I carichi considerati per il calcolo delle sollecitazioni a cui è sottoposta le strutture appartengono a due classi distinte: carichi permanenti e carichi accidentali; a questi si aggiunge la componente sismica.

Nel seguito si riportano tutte le azioni agenti su ogni sezione.

5.1. Carichi permanenti (G)

5.1.1. Peso proprio degli elementi strutturali (G1)

Il peso proprio dei calcestruzzi viene calcolato in automatico dal programma, e posto pari a 25,0 kN/m^3.

Anche il terreno e l'acqua di falda vengono inseriti in questa categoria, secondo quanto riportato al § 6.2.3.1.1 delle NTC08.

I carichi di questo tipo sono riferiti alla spinta litostatica orizzontale (alla quale si aggiunge la presenza della falda, posta a quota assoluta +0.50m s.l.m.m.).

La spinta del terreno a tergo dei muri agisce orizzontalmente, con diagramma triangolare lineare crescente dall'alto al basso, ed è pari a, nel caso di assenza di falda (per un altezza h_1):

$S_{T\,(1)} = K_0\, h_1\, Y_T$

Con:	$K_0 = 0.50$	coefficiente di spinta a riposo
	h_1	altezza terreno variabile da P.C. a quota falda
	$Y_T = 19$ kN/m^3	peso specifico del terreno

mentre nel caso di presenza di falda (per un altezza h_2) diventa:

$S_{T\,(2)} = K_0\, h_1\, Y_T + Y'\, h_2\, K_0 + Y_w\, h_2$

con:	h_2	altezza terreno variabile da quota falda a quota fondazioni
	$Y_w = 10$ kN/m^3	peso specifico dell'acqua
	$Y' = Y_T - Y_w = 9$ kN/m^3	peso terreno sommerso

Questa spinta verrà posta agente come pressione sui muri laterali dei manufatti.

Agisce inoltre la sottospinta idraulica derivante dalla falda sulla platea, diretta verso l'alto, e pari a:

$S_w = Y_w\, h_2$

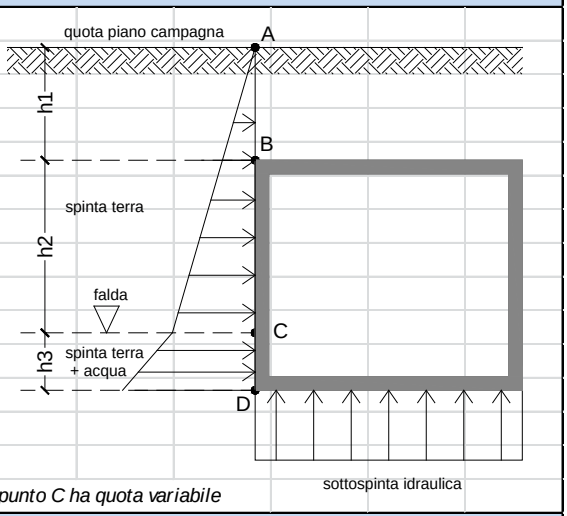
Poichè per ogni sezione vi è variazione della quota di falda si riporta calcolo delle spinte laterali (terreno + acqua) di ogni elemento analizzato.

CALCOLO DELLA SPINTA LATERALE DELLE TERRE SU MANUFATTI INTERRATI

le spinte vengono calcolate come pressioni e si intendono a metro lineare di sviluppo del manufatto

SEZIONE A - A MONTE DI VIA MERANO - MURO AD U

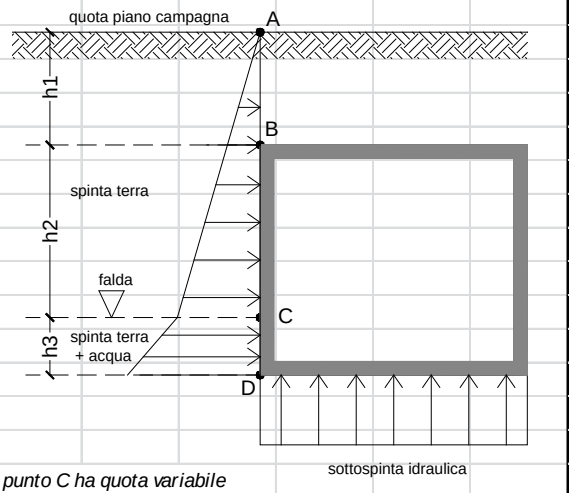
DATI			
peso terre	Y_T	19.00	kN/m^3
peso acqua	Y_W	10.00	kN/m^3
coeff. spinta	k_0	0.50	a riposo
quote (D zero assoluto)	A	5.30	m
	B	5.30	m
	C	2.60	m
altezze	h1	0.00	m
	h2	2.70	m
	h3	2.60	m
RISULTATI			
spinte laterali (A=0)	B	0.00	kPa
	C	25.65	kPa
	D	63.35	kPa
sottospinta	E	26.00	kPa



il punto C ha quota variabile

SEZIONE B - PONTE DI VIA MERANO - SCATOLARE GETTATO IN OPERA

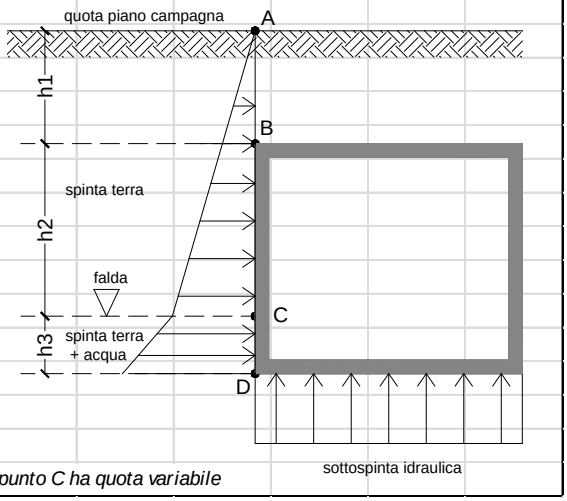
DATI			
peso terre	Y_T	19.00	kN/m^3
peso acqua	Y_W	10.00	kN/m^3
coeff. spinta	k_0	0.50	a riposo
quote (D zero assoluto)	A	5.50	m
	B	5.50	m
	C	1.70	m
altezze	h1	0.00	m
	h2	3.80	m
	h3	1.70	m
RISULTATI			
spinte laterali (A=0)	B	0.00	kPa
	C	36.10	kPa
	D	60.75	kPa
sottospinta	E	17.00	kPa



il punto C ha quota variabile

SEZIONE C - TRA VIA MERANO E FINCANTIERI - MURO AD U

DATI			
peso terre	Y_T	19.00	kN/m^3
peso acqua	Y_W	10.00	kN/m^3
coeff. spinta	k_0	0.50	a riposo
quote (D zero assoluto)	A	5.00	m
	B	5.00	m
	C	2.50	m
altezze	h1	0.00	m
	h2	2.50	m
	h3	2.50	m
RISULTATI			
spinte laterali (A=0)	B	0.00	kPa
	C	23.75	kPa
	D	60.00	kPa
sottospinta	E	25.00	kPa



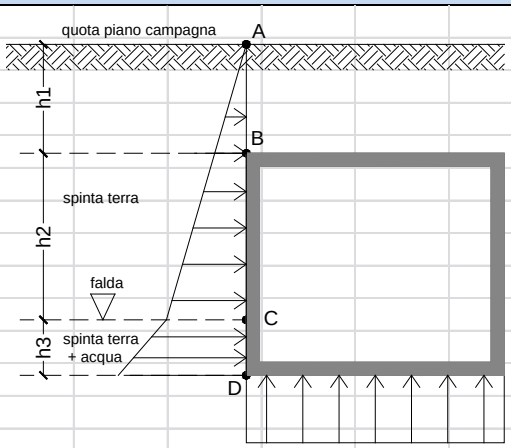
il punto C ha quota variabile

CALCOLO DELLA SPINTA LATERALE DELLE TERRE SU MANUFATTI INTERRATI

le spinte vengono calcolate come pressioni e si intendono a metro lineare di sviluppo del manufatto

SEZIONE D - CANALE FINCANTIERI - MURO AD U CON COPERTURA REMOVIBILE

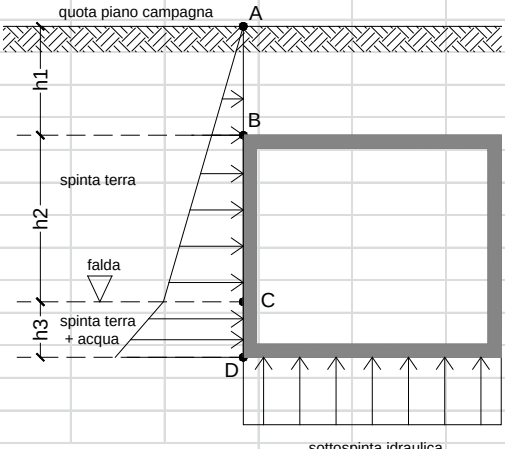
DATI			
peso terre	Y_T	19.00	kN/m^3
peso acqua	Y_W	10.00	kN/m^3
coeff. spinta	k_0	0.50	a riposo
quote (D zero assoluto)	A	5.00	m
	B	5.00	m
	C	2.50	m
altezze	h1	0.00	m
	h2	2.50	m
	h3	2.50	m
RISULTATI			
spinte laterali (A=0)	B	0.00	kPa
	C	23.75	kPa
	D	60.00	kPa
sottospinta	E	25.00	kPa



il punto C ha quota variabile

SEZIONE E - PONTE DI VIA BRESSANONE - SCATOLARE GETTATO IN OPERA

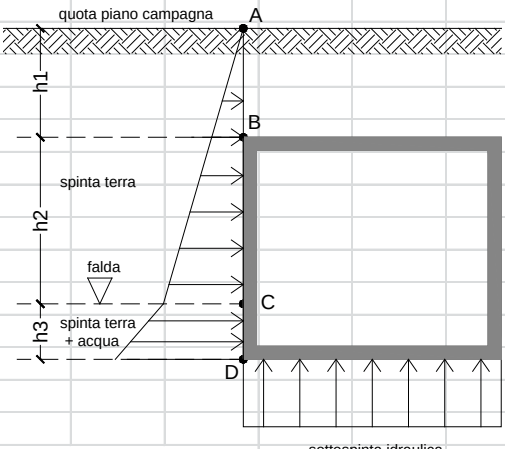
DATI			
peso terre	Y_T	19.00	kN/m^3
peso acqua	Y_W	10.00	kN/m^3
coeff. spinta	k_0	0.50	a riposo
quote (D zero assoluto)	A	5.00	m
	B	5.00	m
	C	1.50	m
altezze	h1	0.00	m
	h2	3.50	m
	h3	1.50	m
RISULTATI			
spinte laterali (A=0)	B	0.00	kPa
	C	33.25	kPa
	D	55.00	kPa
sottospinta	E	15.00	kPa



il punto C ha quota variabile

SEZIONE F - PONTE PARCO FERROVIARIO - SCATOLARE GETTATO IN OPERA

DATI			
peso terre	Y_T	19.00	kN/m^3
peso acqua	Y_W	10.00	kN/m^3
coeff. spinta	k_0	0.50	a riposo
quote (D zero assoluto)	A	6.00	m
	B	5.00	m
	C	1.50	m
altezze	h1	1.00	m
	h2	3.50	m
	h3	1.50	m
RISULTATI			
spinte laterali (A=0)	B	9.50	kPa
	C	42.75	kPa
	D	64.50	kPa
sottospinta	E	15.00	kPa



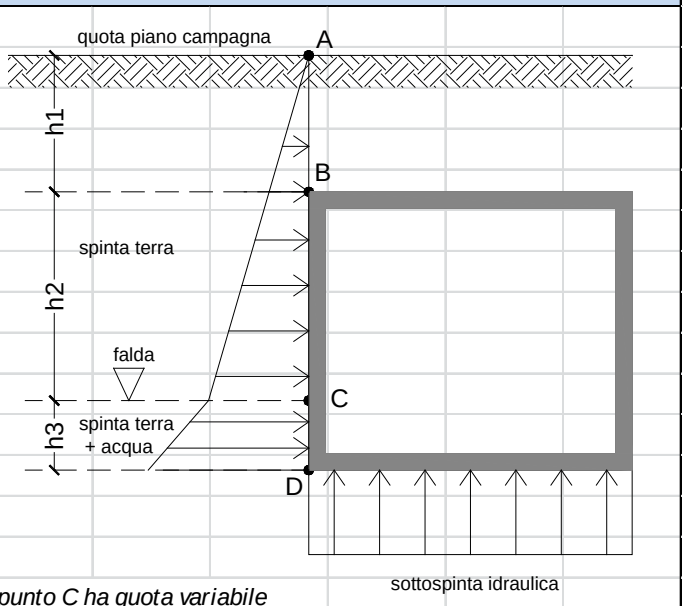
il punto C ha quota variabile

CALCOLO DELLA SPINTA LATERALE DELLE TERRE SU MANUFATTI INTERRATI

le spinte vengono calcolate come pressioni e si intendono a metro lineare di sviluppo del manufatto

SEZIONE G - PONTE LINEA GENOVA VENTIMIGLIA - MONOLITE A SPINTA

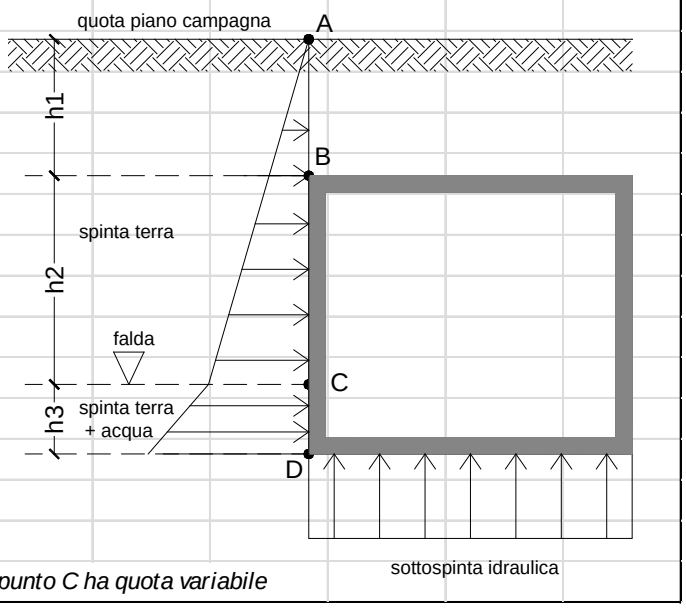
DATI			
peso terre	Y_T	19.00	kN/m^3
peso acqua	Y_W	10.00	kN/m^3
coeff. spinta	k_0	0.50	a riposo
quote (D zero assoluto)	A	5.50	m
	B	5.50	m
	C	1.50	m
altezze	h1	0.00	m
	h2	4.00	m
	h3	1.50	m
RISULTATI			
spinte laterali (A=0)	B	0.00	kPa
	C	38.00	kPa
	D	59.75	kPa
sottospinta	E	15.00	kPa



il punto C ha quota variabile

SEZIONE H - PONTE DI VIA RONCHI - SCATOLARE GETTATO IN OPERA

DATI			
peso terre	Y_T	19.00	kN/m^3
peso acqua	Y_W	10.00	kN/m^3
coeff. spinta	k_0	0.50	a riposo
quote (D zero assoluto)	A	5.00	m
	B	5.00	m
	C	1.50	m
altezze	h1	0.00	m
	h2	3.50	m
	h3	1.50	m
RISULTATI			
spinte laterali (A=0)	B	0.00	kPa
	C	33.25	kPa
	D	55.00	kPa
sottospinta	E	15.00	kPa



il punto C ha quota variabile

5.1.2. Permanenti portati non strutturali (G2)

I permanenti non strutturali sono di seguito elencati, e inseriti come pressioni uniformemente distribuite sulle solette di impalcato, in base a peso specifico e spessore:

manto stradale (base+binder+usura)	0.20m	22.0 kN/m^3	→	4.40 kPa
sottostruttura ferroviaria (ballast)	0.70m	20.0 kN/m^3	→	14.00 kPa

5.1.3. Riepilogo dei carichi permanenti agenti

Si riporta schema riassuntivo delle azioni permanenti agenti con la loro direzione:

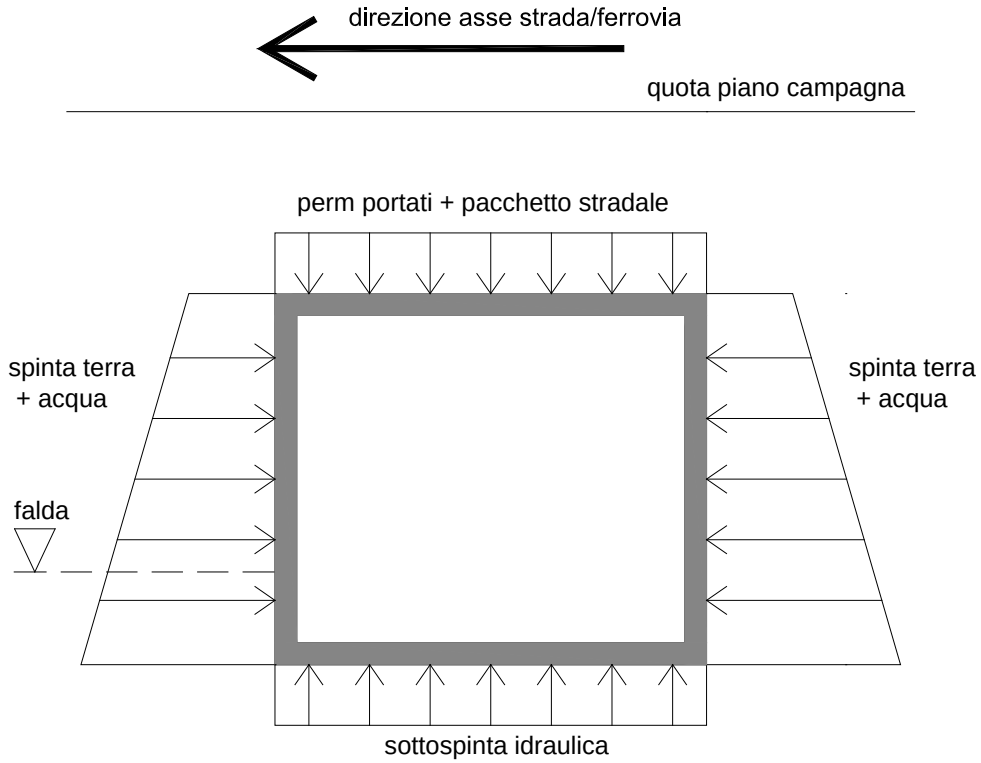


Figura 2 schema azioni permanenti

5.2. Carichi accidentali (Q)

Nei carichi accidentali non viene considerata l'acqua del Rio Molinassi all'interno dei manufatti, in quanto azione non dimensionante, visto che annullerebbe le spinte di terreno laterali e la sottospinta idraulica dovuta alla falda in platea.

Con lo stesso ragionamento non vi sono carichi significativi agenti in platea.

Nel seguito si prenderanno in considerazione le azioni tipiche degli impalcati, stradali e ferroviari, dei ponti, in base a quanto riportato al cap.5 delle NTC08.

5.2.1. Traffico stradale

Si veda il § 5.1.3.3 delle NTC08.

Si determinano innanzitutto le larghezze delle corsie:

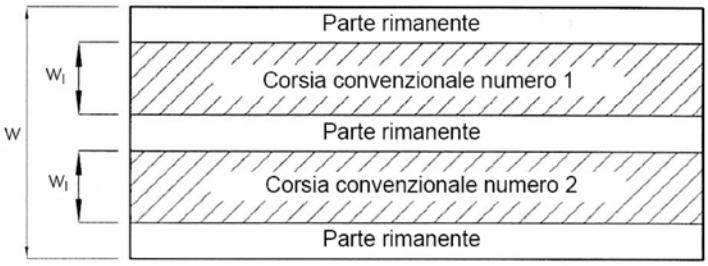


Figura 5.1.1 – *Esempio di numerazione delle corsie*

Tabella 5.1.I - *Numero e Larghezza delle corsie*

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5{,}40$ m	$n_l = 1$	3,00	(w-3,00)
$5{,}4 \le w < 6{,}0$ m	$n_l = 2$	w/2	0
$6{,}0$ m $\le w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3{,}00 \times n_l)$

Per quanto riguarda via Merano:

larghezza di carreggiata	w=15.00m
numero di corsie convenzionali	n = int(w/3) = 4
larghezza di una corsia convenzionale	3.0m
larghezza della zona rimanente	w-(3.0xn) = 3.00m

Per quanto riguarda via Ronchi:

larghezza di carreggiata	w=12.00m
numero di corsie convenzionali	n = int(w/3) = 4
larghezza di una corsia convenzionale	3.0m
larghezza della zona rimanente	w-(3.0xn) = 0.00m

In tutti i casi quindi si ipotizza di trattare la strada come un ponte di 1° categoria: si disporranno quindi 4 corsie di carico cosi come descritte (schema di carico 1):

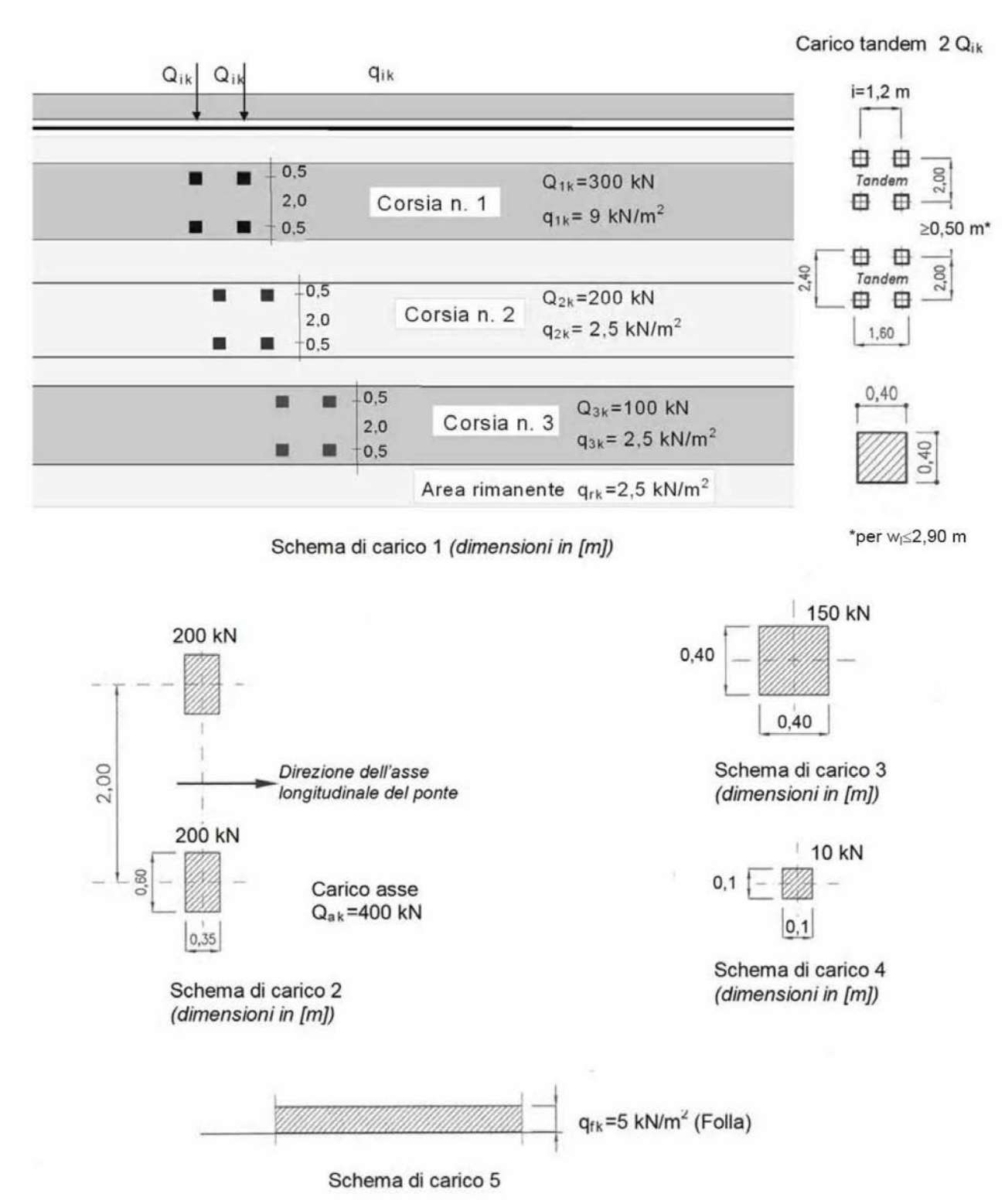


Figura 5.1.2 - *Schemi di Carico 1-5 Dimensioni in [m]*

Per i ponti di 1ª Categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (Tab. 5.1.II):

Tabella 5.1.II - *Intensità dei carichi* Q_{ik} *e* q_{ik} *per le diverse corsie*

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m^2]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Per quanto riguarda la diffusione dei carichi attraverso lo spessore della soletta la normativa prescrive:

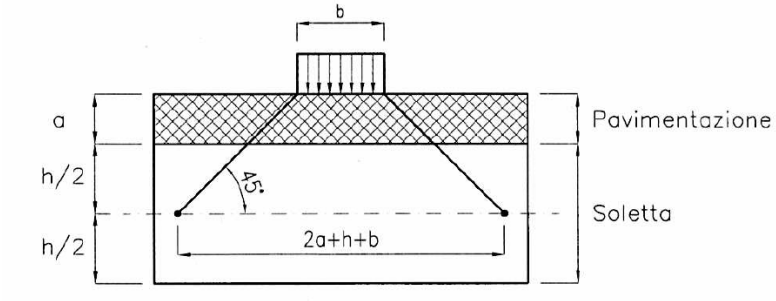


Figura 5.1.3a – *Diffusione dei carichi concentrati nelle solette*

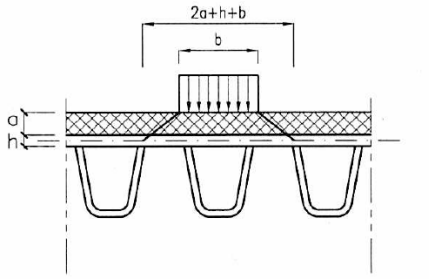


Figura 5.1.3b – *Diffusione dei carichi concentrati negli impalcati a piastra ortotropa*

Figura 5.3 schema diffusione del carico (caso a)

Quindi nel nostro caso:

a=20cm	pavimentazione stradale		
h=70 cm	spessore minimo soletta		
b=300cm	per i carichi distribuiti	b=40cm	per i carichi tandem
2a+h+b=410cm	per i carichi distribuiti	2a+h+b=150cm	per i carichi tandem

Nella modellazione FEM che seguirà, il problema, vista la simmetria delle strutture, viene analizzato come telaio piano in 2D, per una sviluppo unitario di manufatto (1 metro).

Si riepilogano quindi i carichi stradali in gioco:

corsia 1 q_{1k} = 9.00 kPa

Q_{1k} = 150 kN/impronta

corsia 2 q_{1k} = 2.50 kPa

Q_{1k} = 100 kN/impronta

corsia 3 q_{1k} = 2.50 kPa

Q_{1k} = 50 kN/impronta

corsia 4 q_{1k} = 2.50 kPa

Al fine di massimizzare le azioni si prende la striscia di manufatto larga 1metro che ricade sotto la 1a corsia (carichi più gravosi).

Trattandosi in ogni caso di schema statico di trave incastrata agli appoggi, si cerca di massimizzare sia le sollecitazioni flettenti che quelle taglianti; per fare ciò si disporranno le 2 impronte di carico concentrato rispettivamente in mezzeria (si massimizza il momento) e in prossimità degli appoggi (si massimizza il taglio).

Pertanto si avrà, per la corsia più caricata (corsia 1 più sfavorevole):

q_{1k} = 9.00 kPa nessuna diffusione in favore di sicurezza

Q_{1k} = 150 kN/impronta 150kN / 1.50m (larghezza di carico) → Q_{1k} = 100 kN/m

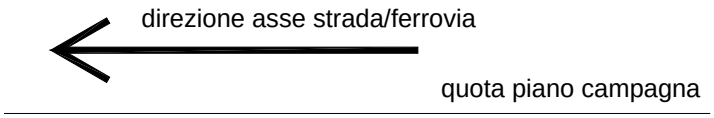
Nel caso del tratto D in Fincantieri, trattandosi di carichi non da ponte di 1° categoria ma da traffico pesante si porranno 20 kPa uniformemente distribuiti, e schema statico di trave in semplice appoggio, vista la removibilità della copertura.

1.1.1.1 Carico da traffico su rilevato

Si applica a tergo dei muri (orizzontale lineare e costante) e pari a:

$S_{traff\ rilev}$ = 20 kPa x K_0 = 10 kPa

Nell'ipotesi cautelativa di un carico distribuito di 20 kPa come traffico stradale.



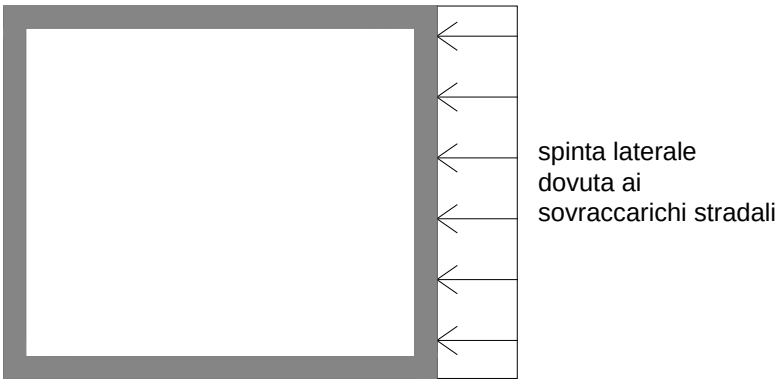


Figura 4 schema spinte da sovraccarico stradale

1.1.1.2 Incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità strutturali (q2)

Non viene considerato in quanto non vi sono significative discontinuità strutturali.

1.1.1.3 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q3)

Per i ponti di 1a categoria si ha:

$180\ kN \leq q_3 = 0.6\ (2Q_{1k}) + 0.10\ q_{1k}\ w_1\ L \leq 900\ kN$

Pertanto si avrà:

corsia n°1	corsia n°2	
$w_1 = 3.0m$	$w_2 = 3.0m$	
$q_{1k} = 9.00\ kPa$	$q_{2k} = 9.00\ kPa$	
$Q_{1k} = 300\ kN$	$Q_{2k} = 200\ kN$	
$L = 13.30\ m$	$L = 13.30\ m$	(luce massima)
$q_3' = 396\ kN$	$q_3'' = 276\ kN$	

Si prenderà cautelativamente il carico della corsia 1 (maggiore); detto carico verrà applicato a livello pavimentazione lungo l'asse della corsia e uniformemente distribuito.

1.1.1.4 Azione centrifuga (q4)

Non è presente in quanto il ponte è in rettilineo.

1.1.1.5 Azioni di vento e neve (q5)

Tali azioni non sono state considerate in quanto non rilevanti (neve) o non presenti (vento) poichè i manufatti sono tutti interrati.

1.1.1.6 Azioni sismiche (q6)

Vedi § 5.3.

1.1.1.7 Resistenza passive dei vincoli (q7)

Non considerate in quanto non dimensionanti.

1.1.1.8 Azioni sui parapetti, urto veicoli in svio (q8)

Ove presenti, per i parapetti verrà condotta verifica locale, con una forza pari a 1,50 kN/m posta all'altezza del parapetto (1,20m).

1.1.1.1 Altre azioni variabili (q9)

Azioni idrauliche

Non presenti in quanto spinte che agiscono a favore di sicurezza.

Urto di veicolo contro le strutture

Non è la possibilità di urto di veicoli in quanto i manufatti sono interrati.

5.2.2. Deformazioni impresse ε

1.1.1.2 Distorsioni e presollecitazioni di progetto ε_1

Non vi sono distorsioni o presollecitazioni previste in progetto.

1.1.1.3 Ritiro e viscosità ε_2

Trascurato.

1.1.1.4 Variazioni termiche ε_3

Le variazioni termiche vengono considerate in base a quanto riportato al § 3.5 delle NTC08 e considerate come azioni agenti (vedi § 5.2.2).

1.1.1.5 Cedimenti vincolari ε_4

Sulla base delle indagini e delle valutazioni geotecniche tali cedimenti non risultano essere significativi per le strutture.

5.2.1. Traffico ferroviario

1.1.1.6 Azioni variabili verticali (q1)

L'opera in esame è considerata Ponte di categoria "A" e pertanto si prevede l'impiego del coefficiente α sulle azioni verticali e orizzontali:

TIPO DI CARICO	α
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

Le azioni verticali dovranno inoltre essere amplificate di un coefficiente dinamico Φ calcolato secondo il punto 5.2.2.3. dell'NTC2008 facendo riferimento alla tabella 5.2.II.

Per sottovia di altezza libera < 5.0m (4.0m) e luce libera > 8.0m (13.30m) è previsto un coefficiente riduttivo pari a 0.9 ed il calcolo dello stesso eseguito con le formule relative a travi e solette continue su n luci.

Tab. 5.2.II - *Lunghezza caratteristica* L_ϕ

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza L_ϕ
	TRAVI PRINCIPALI	
5	**5.1** Travi e solette semplicemente appoggiate (compresi i solettoni a travi incorporate)	Luce nella direzione delle travi principali
	5.2 Travi e solette continue su n luci, indicando con: $L_m = 1/n \cdot (L_1+L_2+.....+L_n)$	$L_\phi = k \cdot L_m$ dove: n = 2 - 3 - 4 - ≥ 5 k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5
	5.3 Portali:	
	- a luce singola	da considerare come trave continua a tre luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti e la lunghezza del traverso)
	- a luci multiple	da considerare come trave continua a più luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti terminali e la lunghezza di tutti i traversi)
	5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera ≤ 5,0 m e luce libera ≤ 8,0 m); Per gli scatolari che non rispettano i precedenti limiti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo del Φ pari a 0,9, da applicare al coefficiente Φ	$\Phi_2 = 1{,}20$; $\Phi_3 = 1{,}35$
	5.5 Travi ad asse curvilineo, archi a spinta eliminata, archi senza riempimento.	metà della luce libera
	5.6 Archi e serie di archi con riempimento	due volte la luce libera
	5.7 Strutture di sospensione (di collegamento a travi di irrigidimento)	4 volte la distanza longitudinale fra le strutture di sospensione.
	SUPPORTI STRUTTURALI	
6	**6.1** Pile con snellezza λ>30	Somma delle lunghezze delle campate adiacenti la pila
	6.2 Appoggi, calcolo delle tensioni di contatto al di sotto degli stessi e tiranti di sospensione	Lunghezza degli elementi sostenuti

In particolare si ha:

L_m=(4.0+13.30+4.0)/3=7.10m

L_Φ = k x L_m = 1.3 x 7.10 = 9.23m

Per un elevato standard manutentivo si ottiene

$$\phi_2 = 0.9 \cdot \left(\frac{1.44}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.82 \right) = 0.9 \cdot 1.327 = 1.20$$

Per un ridotto standard manutentivo si ottiene

$$\phi_3 = 0.9 \cdot \left(\frac{2.16}{\sqrt{L_\phi - 0.2}} + 0.73 \right) = 0.9 \cdot 1.49 = 1.34$$

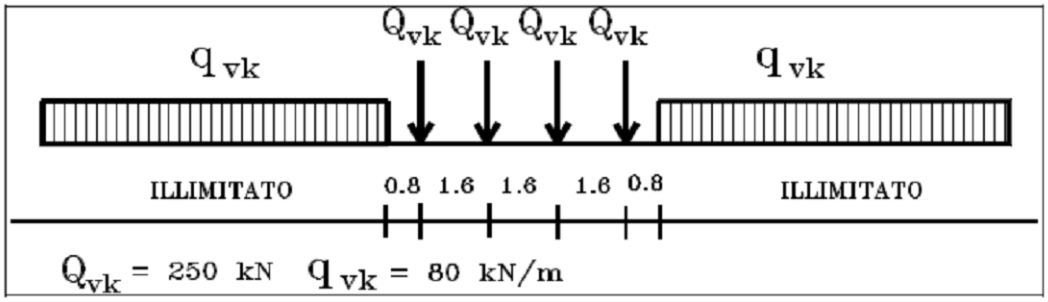
In favore di sicurezza si considera Φ_3 (ridotto standard manutentivo).

Nei casi di scatolari aventi spessore di copertura "h" maggiore di 1.0m, si prevede un'ulteriore riduzione del coefficiente dinamico che risulta pari a

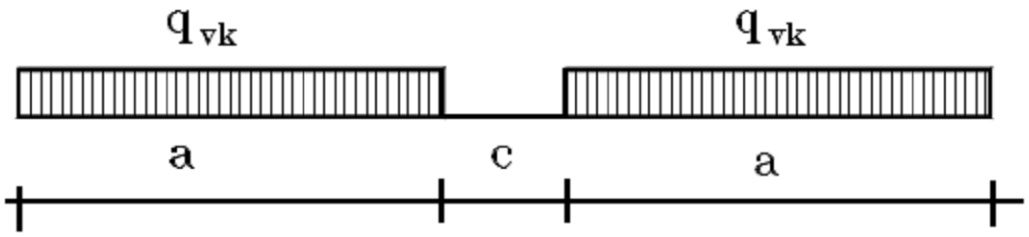
$$\phi_{3rid} = \phi_3 - \frac{h - 1.0}{10} = 1.31 \qquad \text{formula (5.2.8)}$$

Le azioni verticali dovute al carico ferroviario, comprensive degli effetti dinamici, sono descritte al punto 5.2 delle NTC2008. Poiché il manufatto oggetto di relazione è posizionato al di sotto di un tratto ferroviario di 3 binari (2 relativi alla linea Genova-Ventimiglia e uno relativo al parco ferroviario) si procede al calcolo degli schemi di carico come indicato al punto 5.2.2.3 del DM 14.01.08, (la linea ferroviaria passa trasversalmente al manufatto, con un angolo di inclinazione pari a circa 45°).

Treno di carico LM71



Treno di carico SW



Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Figura 5.5 distribuzione dei carichi assiali per mezzo del binario

Dato il numero di binari (3) si segue quanto riportato al § 5.2.3.1.2 nel caso di traffico pesante:

5.2.3.1.2 Numero di treni contemporanei

Nella progettazione dei ponti andrà considerata l'eventuale contemporaneità di più treni, secondo quanto previsto nella Tab. 5.2.III. Considerando, in genere, sia il traffico normale che il traffico pesante.

Tabella 5.2.III - *Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte*

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante(2)
		caso a(1)	caso b(1)	
1	Primo	1,0 (LM 71"+"SW/0")	-	1,0 SW/2
2	Primo	1,0 (LM 71"+"SW/0")	-	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71"+"SW/0")	-	1,0 (LM 71"+"SW/0")
≥ 3	Primo	1,0 (LM 71"+"SW/0")	0,75 (LM 71"+"SW/0")	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71"+"SW/0")	0,75 (LM 71"+"SW/0")	1,0 (LM 71"+"SW/0")
	Altri	-	0,75 (LM 71"+"SW/0")	-

(1) LM71 "+" SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

(2) Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Per strutture con 3 o più binari dovranno considerarsi due distinte condizioni:

- la prima che prevede caricati solo due binari (primo e secondo) considerando gli effetti peggiori tra il caso "a" ed il traffico pesante;
- la seconda che prevede tutti i binari caricati con l'entità del carico corrispondente a quello fissato nel caso "b".

Pertanto si considereranno 2 possibilità:

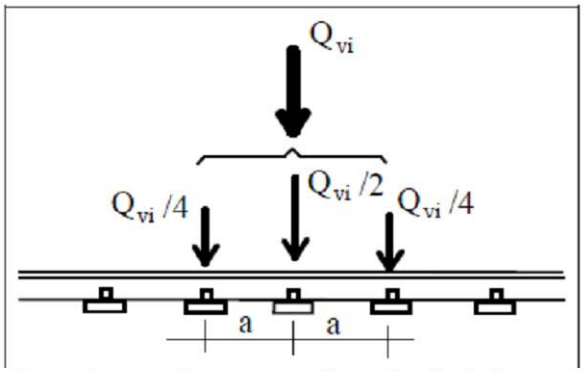
caso A

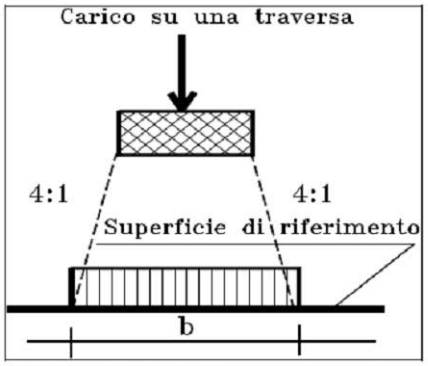
1° binario	1.0 SW/2	
2° binario	1.0 SW/0 oppure 1.0 LM 71	(il più sfavorevole)
3° binario	scarico	

caso B

1° binario	0.75 LM 71 oppure 0.75 SW/0	(il più sfavorevole)
2° binario	0.75 LM 71 oppure 0.75 SW/0	(il più sfavorevole)
3° binario	0.75 LM 71 oppure 0.75 SW/0	(il più sfavorevole)

La distribuzione longitudinale (lunghezza) del carico attraverso traverse ballast e soletta avviene





Tuttavia, per il progetto di particolari elementi strutturali quali le solette degli impalcati da ponte, la distribuzione longitudinale del carico assiale al di sotto delle traverse è indicata in Fig. 5.2.4 ove, per superficie di riferimento è da intendersi la superficie di appoggio del ballast.

Per la ripartizione nella struttura sottostante valgono gli usuali criteri progettuali.

In particolare, per le solette, salvo diverse e più accurate determinazioni, potrà considerarsi una ripartizione a 45° dalla superficie di estradosso fino al piano medio delle stesse.

Figura 5.6 Distribuzione longitudinale dei carichi assiali per mezzo delle traverse e del ballast

Quindi per il treno LM71 si ha:

Q_{vi} = 250 kN $Q_{vi}/4$=62.5 kN $Q_{vi}/2$=125.0 kN

I carichi assiali del modello di carico vengono distribuiti uniformemente in senso longitudinale in ragione di 1:4 attraverso il ballast e 1:1 nella soletta in calcestruzzo (distribuzione a 45°) fino al piano medio della stessa:

$$b_{eff} = l_{traversa} + 2 \cdot \frac{h_{ballast}}{4} + 2 \cdot \frac{h_{sol}}{2} = 26 + 35 + 130 = 190cm$$ in senso longitudinale

considerando che i carichi assiali sono 4 a passo 1.60m l'uno dall'altro di ha una lunghezza longitudinale di distribuzione di:

B_{tot} = 190 x 4 = 7.60m

Per quanto riguarda invece la distribuzione trasversale (larghezza) delle azioni attraverso traverse e ballast si ha, per ponti con armamento in rettifilo:

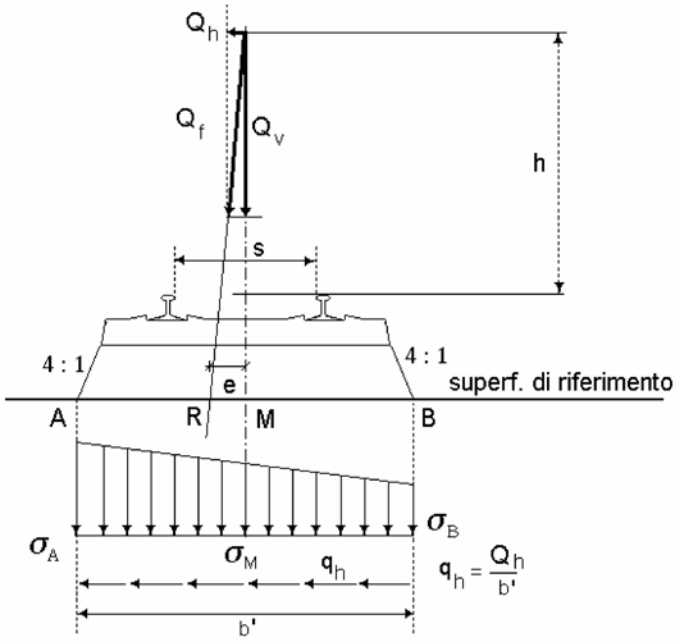


Figura 5.2.5 - *Distribuzione trasversale in rettifilo delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast*

La larghezza della traversina è di 2.60m, quindi:

L_{eff} = 2.60+0.70/4x2+1.30/2x2= 4.25m

Pertanto l'impronta di diffusione dei carichi assiali è di:

$A_{diffusione}$ = 7.60 x 4.25 = 32.30 m^2

Per quanto concerne i carichi distribuiti questi si diffondono solo in senso trasversale a "triangolo" come riportato nell'immagine sopra, ovvero essendo la larghezza della traversina è di 2.60m:

L_{eff} = 2.60+0.70/4x2+1.30/2x2= 4.25m

mentre la lunghezza di distribuzione è pari a tutta la luce del manufatto (vedi Figura 5.5).

I carichi agenti vengono quindi inseriti nel modello di calcolo come pressione uniformi verticali agenti sui palte della soletta superiore:

treno di carico LM71

$$Q_{1v} = \frac{4 \cdot 250}{7.6 \cdot 4.25} = 31.0\,kN/m^2 \Rightarrow q_{1vd} = \alpha \cdot \phi_{3rid} \cdot q_1 = 45\,kN/m^2$$ nella parte centrale

su impronta 7.6m x 4.25m per il singolo binario (in alcune zone vi sarà sovrapposizione di pressione dovuta all'influenza dei 2 binari vicini).

$$q_{2v} = \frac{80}{4.25} = 19.0\,kN/m^2 \Rightarrow q_{2vd} = \alpha \cdot \phi_{3rid} \cdot q_1 = 27.40\,kN/m^2$$ nelle parti laterali

su impronta di larghezza 4.25m e lungo tutto il binario (in alcune zone vi sarà sovrapposizione di pressione dovuta all'influenza dei 2 binari vicini).

Inoltre il carico degli assi del treno Qvk verrà posto in 3 posizioni significative, sulla luce del manufatto, ovvero in mezzeria (massimizzazione del momento flettente), agli appoggi (massimizzazione del taglio) e esterno al manufatto (massimizzazione della spinta orizzontale sulle pareti laterali di seguito descritta).

treno di carico SW/0

$$q_v = \frac{133}{4.25} = 31.30\,kN/m^2 \Rightarrow q_{2vd} = \alpha \cdot \phi_{3rid} \cdot q_v = 45.10\,kN/m^2$$

su impronta di larghezza 4.25m e lungo tutto il binario (in alcune zone vi sarà sovrapposizione di pressione dovuta all'influenza dei 2 binari vicini).

Per i modelli di carico SW non va effettuata alcuna segmentazione di posizionamento del carico perché devono sempre essere considerati agenti per tutta la loro estensione.

treno di carico SW/2

$$q_v = \frac{150}{4.25} = 35.30\,kN/m^2 \Rightarrow q_{2vd} = \alpha \cdot \phi_{3rid} \cdot q_v = 46.20\,kN/m^2$$

su impronta di larghezza 4.25m e lungo tutto il binario (in alcune zone vi sarà sovrapposizione di pressione dovuta all'influenza dei 2 binari vicini).

Per i modelli di carico SW non va effettuata alcuna segmentazione di posizionamento del carico perché devono sempre essere considerati agenti per tutta la loro estensione.

Data l'esigua differenza tra i 3 tipi di treni di carico in favore di sicurezza si andrà a dimensionare il manufatto applicando la pressione maggiore ovvero 46.20 kPa.

Per quanto riguarda il parco ferroviario si considererà il caso con tutti treni SW/0.

Si considera inoltre una sollecitazione orizzontale agente sulle pareti laterali del manufatto e uniformemente distribuita pari al massimo carico ferroviario moltiplicato per il coefficiente di spinta a riposo k_0 (pari a 0.5):

$S_{laterale}$ = 0.50 x 46.20 = 23.10 kPa

1.1.1.7 Azioni variabili orizzontali

Le altre azioni orizzontali dovute al carico ferroviario sono:

FORZA CENTRIFUGA

Trascurata visto che non sono presenti binari in curva.

SERPEGGIO

Applicata lungo l'asse del binario (perpendicolare all'asse binario) e pari a:

Qs,k = 100 kN valore caratteristico

$q_{s,k} = \alpha \cdot \frac{100}{13.30} = 8.30\, kN/m$ per i treni di carico LM71 e SW/0

$q_{s,k} = \alpha \cdot \frac{100}{13.30} = 7.50\, kN/m$ per i treni di carico SW/2

Data l'esigua differenza tra i 3 tipi di treni di carico in favore di sicurezza si andrà a dimensionare il manufatto applicando la forza maggiore ovvero 8.30 kN/m.

AVVIAMENTO E FRENATURA

Si tratta di un'azione agente orizzontalmente sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso.

avviamento:	Qla,k = 33 kN/m * L = 440 kN	< 1000 kN	per modelli LM71, SW/0, SW/2
frenamento:	Qlb,k = 20 kN/m * L = 266 kN	< 6000 kN	per modelli LM71, SW/0
	Qlb,k = 35 kN/m * L = 465 kN		per modelli SW/2

pertanto, come forza distribuita a metro di rotaia si ha, semplificando:

$q_{avv} = \alpha \cdot \phi_3 \cdot \frac{440}{13.30} = 47.70\, kN/m$ per modelli LM71, SW/0, SW/2

$q_{fren} = \alpha \cdot \phi_3 \cdot \frac{465}{13.30} = 50.40\, kN/m$ per modelli LM71, SW/0, SW/2

Data l'esigua differenza tra i 3 tipi di treni di carico in favore di sicurezza si andrà a dimensionare il manufatto applicando la forza maggiore ovvero 50.40 kN/m.

5.2.2. Azioni termiche

1.1.1.8 Sottopassi stradali

Si prende a riferimento quanto riportato al § 3.5 delle NTC08.

Gli effetti si considerano solo sull'elemento più esposto, cioè la soletta superiore.

La normativa prevede l'applicazione di una variazione termica uniforme, rispetto alla temperatura media di 15°C, pari a Δt=±15°C.

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente ΔT_u, ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II.

Nel caso in cui la temperatura costituisca, invece, azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura, l'andamento della temperatura T nelle sezioni degli elementi strutturali deve essere valutato più approfonditamente studiando il problema della trasmissione del calore.

Tabella 3.5.II – *Valori di* ΔT_u *per gli edifici*

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
Strutture in acciaio esposte	± 25 °C
Strutture in acciaio protette	± 15 °C

Per la valutazione degli effetti delle azioni termiche, si può fare riferimento ai coefficienti di dilatazione termica a temperatura ambiente α_T riportati in Tab. 3.5.III.

Tabella 3.5.III – *Coefficienti di dilatazione termica a temperatura ambiente*

Materiale	α_T [10^{-6}/°C]
Alluminio	24
Acciaio da carpenteria	12
Calcestruzzo strutturale	10
Strutture miste acciaio-calcestruzzo	12
Calcestruzzo alleggerito	7
Muratura	6 ÷ 10
Legno (parallelo alle fibre)	5
Legno (ortogonale alle fibre)	30 ÷ 70

1.1.1.1 Sottopassi ferrovari

Detta azione viene trascurata nel caso dell'impalcato ferroviario in quanto i 70cm di ballast hanno un'inerzia termica elevata che isola la soletta di copertura dalle azioni termiche agenti sul piano del ferro (rotaie).

5.3. Azioni sismiche (E)

L'azione esterna dovuta al sisma è valutata mediante i parametri specifici dell'area ottenuti facendo riferimento alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 pubblicate nella G.U. n.29 del 04.02.2008 Suppl. Ordinario n.30.

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha messo a disposizione un programma sperimentale "Spettri di risposta ver.1.01" che fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale.

Il **sottosuolo** è stato definito come appartenente alla categoria **C**, ovvero "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina)".*

Per quanto riguarda la categoria topografica del sito, questo appartiene alla prima categoria (**T1**), ovvero "superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i < 15°".

La **vita nominale V_N** dell'opera, facente parte al gruppo delle "grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica", è pari o superiore ai **100 anni**:

Classificazione del tipo di costruzione secondo [1], § 2.4.1

	tipi di costruzione	vita nominale VN [anni]
1	opere provvisorie, provvisionali, strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali di importanza normale	≥ 50
3	grandi opere, ponti, opere infrastrutturali di importanza strategica	≥ 100

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso diverse; nel nostro caso si fa riferimento alla **Classe d'uso III**: "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.".

Valori del coefficiente d'uso secondo [1], § 2.4.3

classe d'uso	I	II	III	IV
Cu	0,7	1,0	**1,5**	2,0

Gli spettri di risposta relativi al sito in oggetto vengono ricavati in base alle coordinate geografiche, che sono:

ubicazione via Merano - Genova

longitudine = 8,8380° N latitudine = 44,4263° E

Per uno stato limite ultimo SLV (Stato Limite di Vita), con relativi punti e parametri, ottenuti col programma "Spettri di risposta ver.1.0.3" in cui sono stati introdotti come dato base le coordinate geografiche del sito in cui insistono i manufatti, si ha:

Valori dei parametri a_g, F_o, T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	90	0.036	2.548	0.231
SLD	151	0.043	2.537	0.265
SLV	1424	0.092	2.559	0.306
SLC	2475	0.110	2.561	0.313

Figura 5.7 valori dei parametri sismici indipendenti per i diversi stati limite

Il fattore di struttura scelto è fissato in base a quanto previsto dalla normativa vigente è pari a q = 1.00, pertanto si utilizzerà lo spettro elastico.

Si riportano parametri e grafico dello spettro allo SLV:

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	
a_g	0.092 g
F_o	2.559
T_C^*	0.306 s
S_S	1.500
C_C	1.553
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.158 s
T_C	0.474 s
T_D	1.968 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \qquad \text{(NTC-08 Eq. 3.2.5)}$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0{,}55;\ \eta = 1/q \qquad \text{(NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)}$$

$$T_B = T_C / 3 \qquad \text{(NTC-07 Eq. 3.2.8)}$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \qquad \text{(NTC-07 Eq. 3.2.7)}$$

$$T_D = 4{,}0 \cdot a_g / g + 1{,}6 \qquad \text{(NTC-07 Eq. 3.2.9)}$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

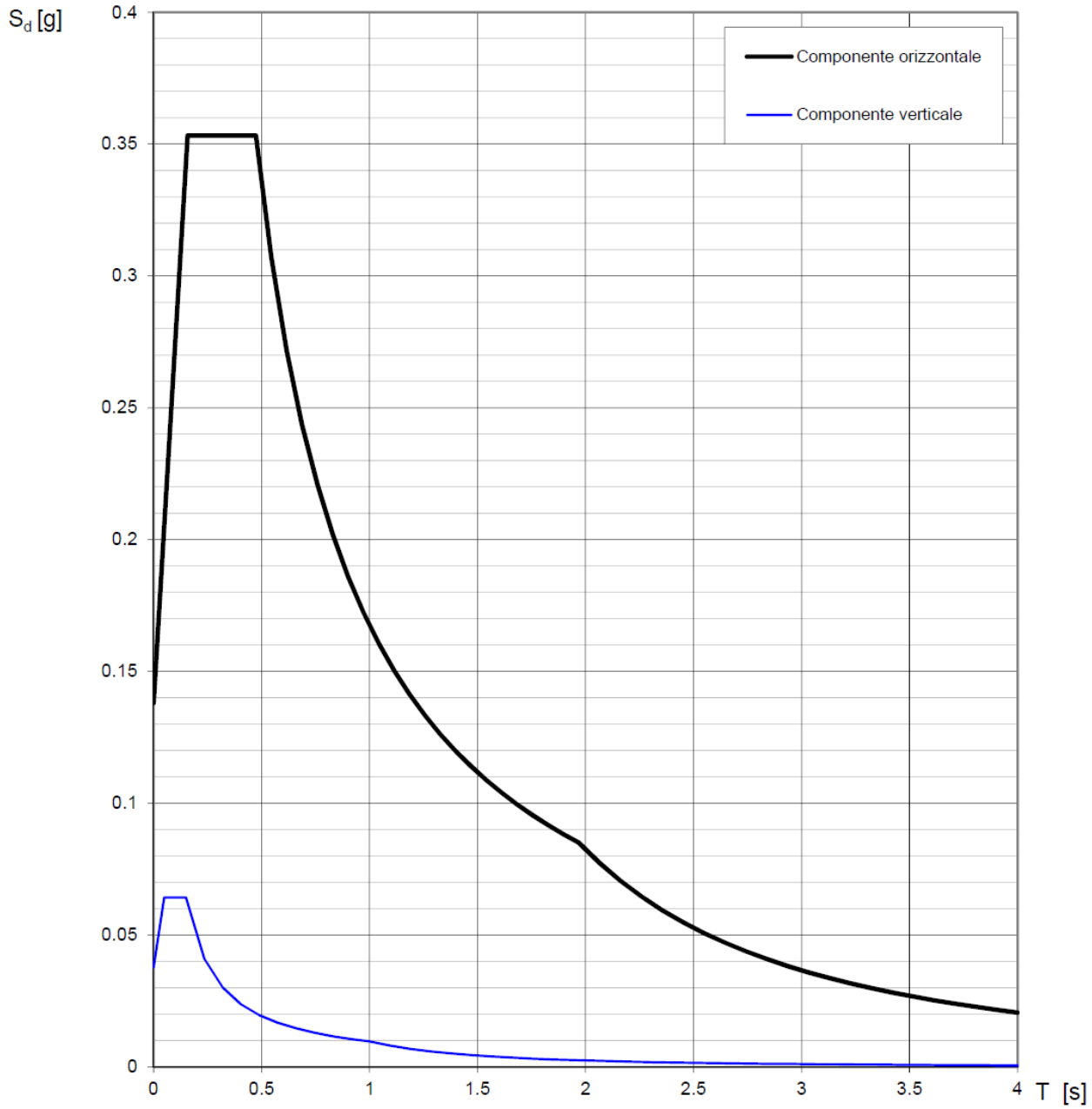
$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con 1/q, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.138
T_B ←	0.158	0.353
T_C ←	0.474	0.353
	0.546	0.307
	0.617	0.272
	0.688	0.244
	0.759	0.221
	0.830	0.202
	0.901	0.186
	0.972	0.172
	1.043	0.161
	1.115	0.150
	1.186	0.141
	1.257	0.133
	1.328	0.126
	1.399	0.120
	1.470	0.114
	1.541	0.109
	1.612	0.104
	1.684	0.100
	1.755	0.095
	1.826	0.092
	1.897	0.088
T_D ←	1.968	0.085
	2.065	0.077
	2.162	0.071
	2.258	0.065
	2.355	0.059
	2.452	0.055
	2.549	0.051
	2.645	0.047
	2.742	0.044
	2.839	0.041
	2.936	0.038
	3.032	0.036
	3.129	0.034
	3.226	0.032
	3.323	0.030
	3.419	0.028
	3.516	0.027
	3.613	0.025
	3.710	0.024
	3.806	0.023
	3.903	0.022
	4.000	0.021

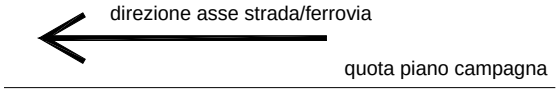
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



5.3.1. Calcolo dell'azione sismica

L'azione sismica è stata implementata nel modello di calcolo con analisi statica lineare, secondo quanto riportato nelle NTC08 al § 7.11, trattandosi di opera totalmente interrata e quindi priva di modi di vibrare.

Agisce come forza statica lineare distribuita sui muri laterali dei manufatti:



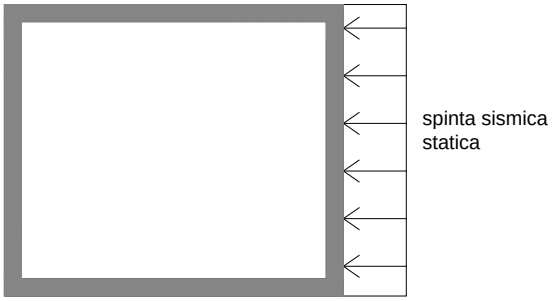


Figura 8 schema azione sismica

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell' analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k:

$F_h = k_h W$ in direzione orizzontale

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h sono rispettivamente pari a:

$k_h = a_{max}/g = 0.138$ dove: $a_{max} = S_s S_T a_g = 0.138g$.

Il contributo dell'azione sismica deriva da 2 componenti ,quella inerziale delle strutture e la spinta delle terre.

1.1.1.2 Manufatti sotto ferrovia

Gli ***effetti inerziali delle strutture*** dovuti all'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

- peso proprio del manufatto: 43 605 kN
- carico permanente (ballast): 14.5 x 38.0 x 0.70 x 20.0 kN/m^3 = 7 720 kN

La forza sarà pertanto orizzontale e distribuita pari a:

$$F_{1h} = k_h \cdot W = 0.138 \cdot (43605 + 7720) = 7083kN$$

La spinta sismica delle terre sulle pareti laterali $S_{s,t}$ è stata determinata nell'ipotesi di muro rigido. Tale spinta è definita, come riportato al punto E9 dell'Eurocodice8 UNI ENV1998-5, come un incremento di spinta statica del terreno distribuita su tutta l'altezza ed è valutata con la seguente formula

$$\Delta S_{SISM} = \alpha\, \gamma_T\, H_{tot}^2 / H_{tot} \qquad \textit{(formula di Wood)}$$

con $\alpha = a_g / g \times S_S \times S_T = 0.092 \times 1.50 \times 1.00 = 0.138$

H_{tot} = altezza libera del muro.

Ed è pari a, per ogni metro di sviluppo del muro:

$\Delta S_{s,t} = 0.138 \times 19 \times 6 = 15.80$ kPa applicati come pressione uniforme sul muro laterale

A questa va sommato il contributo dovuto alle masse inerziali, ovvero:

$S_{m,i} = 7083$ kN / (6 x 38) = 31.10 kPa applicati come pressione uniforme sul muro laterale

Pertanto la spinta sismica globale sarà pari a:

$S_{TOT} = 15.80 + 31.10 = 47.0$ kPa applicati come pressione uniforme sul muro laterale

1.1.1.3 Manufatti sotto strada

Gli ***effetti inerziali delle strutture*** dovuti all'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

- peso proprio del manufatto: 550 kN/m
- carico permanente (pav.stradale): 13.30 x 0.20 x 22.0 kN/m^3 = 60 kN/m

La forza sarà pertanto orizzontale e distribuita pari a:

$F_{1h} = k_h \cdot W = 0.138 \cdot (550 + 60) = 84.20 kN / m$ di sviluppo

La spinta sismica delle terre sulle pareti laterali $S_{s,t}$ è stata determinata nell'ipotesi di muro rigido. Tale spinta è definita, come riportato al punto E9 dell'Eurocodice8 UNI ENV1998-5, come un incremento di spinta statica del terreno distribuita su tutta l'altezza ed è valutata con la seguente formula

$$\Delta S_{SISM} = \alpha\, \gamma_T\, H_{tot}^2 / H_{tot} \qquad \textit{(formula di Wood)}$$

con $\alpha = a_g / g \times S_S \times S_T = 0.092 \times 1.50 \times 1.00 = 0.138$

H_{tot} = altezza libera del muro.

Ed è pari a, per ogni metro di sviluppo del muro:

$\Delta S_{s,t} = 0.138 \times 19 \times 6 = 15.80$ kPa applicati come pressione uniforme sul muro laterale

A questa va sommato il contributo dovuto alle masse inerziali, pertanto la spinta sismica globale sarà pari a:

$S_{TOT} = 15.80 + 84.20/6 = 30.0$ kN/m applicati come pressione uniforme sul muro laterale

5.3.2. Risposta alle diverse componenti dell'azione sismica ed alla variabilità spaziale del moto

Detta spinta verrà introdotta come 2 casi di carico statici (per i modelli 3D):

E1 spinta agente su un muro in direzione X

E2 spinta agente sull'altro muro in direzione Y

che verranno combinati secondo quanto riportato al § 7.3.5 delle NTC08:

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente, ove necessario (v. § 3.2.5.1), è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \qquad (7.3.15)$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi. La componente verticale verrà tenuta in conto ove necessario (v. § 7.2.1).

6. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Le combinazioni delle azioni utilizzate sono quelle indicate dal NTC 2008, ovvero sono state considerate le combinazioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle verifiche. Si adotteranno perciò le combinazioni di seguito espresse.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_P\cdot P + \gamma_{Q1}\cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2}\cdot\psi_{02}\cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3}\cdot\psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}\cdot Q_{k2} + \psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \ldots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \ldots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2.

dove:

2.5.1.3 Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo

a) *permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
   - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
   - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
   - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
   - pretensione e precompressione (P);
   - ritiro e viscosità;
   - spostamenti differenziali;

b) *variabili* (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
   - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
   - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

c) *eccezionali* (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
   - incendi;
   - esplosioni;
   - urti ed impatti;

d) *sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

G1 = valore caratteristico del peso proprio delle strutture, del peso del terreno e della pressione dell'acqua (se costante nel tempo)

G2 = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

P = valore caratteristico delle azioni di precompressione

Qk1 = valore caratteristico della azione accidentale dominante per la combinazione considerata

Qki = valori caratteristici delle altre azioni accidentali tra loro indipendenti che possono agire contemporaneamente a quella dominante

Ek = valore caratteristico della sollecitazione derivante dai terremoti

Ak = valore caratteristico delle azioni eccezionali:

incendi

esplosioni

urti ed impatti

6.1. Coefficienti parziali per le azioni

6.1.1. Ponti stradali

Tabella 5.1.V – *Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU*

		Coefficiente	EQU[1]	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Carichi permanenti non strutturali[2]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_{Q}	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90 1,00[3]	1,00 1,00[4]	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}$, $\gamma_{\varepsilon 3}$, $\gamma_{\varepsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

[1] Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
[2] Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
[3] 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
[4] 1,20 per effetti locali

Figura 9 coefficienti parziali di sicurezza per ponti stradali

6.1.2. Ponti ferroviari

Tabella 5.2.V – *Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica*

		Coefficiente	EQU[1]	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali[2]	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast[3]	favorevoli	γ_{B}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico[4]	favorevoli	γ_{Q}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20[5]	0,20[5]
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_{P}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00[6]	1,00[7]	1,00	1,00	1,00

[1] Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
[2] Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
[3] Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
[4] Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
[5] Aliquota di carico da traffico da considerare.
[6] 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
[7] 1,20 per effetti locali

Figura 10 coefficienti parziali di sicurezza per ponti ferroviari

6.2. Coefficienti di combinazione

Ψ0,i = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo che tiene conto probabilità della non simultaneità dei carichi accidentali;

Ψ1,i = coefficiente atto a definire i valori delle azioni accidentali assimilabili ai frattili di ordine 0.95 delle distribuzioni dei valori istantanei

Ψ2,i = coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni accidentali assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei

I coefficienti di combinazione utilizzati sono i seguenti.

6.2.1. Ponti stradali

Tabella 5.1.VI - *Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali*

Azioni	*Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)*	*Coefficiente ψ_0 di combinazione*	*Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)*	*Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)*
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Figura 11 coefficienti di combinazione per ponti stradali

6.2.2. Ponti ferroviari

Tabella 5.2.VI - *Coefficienti di combinazione ψ delle azioni.*

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr_1	0,80 (2)	0,80 (1)	0,0
	gr_2	0,80 (2)	0,80 (1)	-
	gr_3	0,80 (2)	0,80 (1)	0,0
	gr_4	1,00	1,00 (1)	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tabella 5.2.VII - *Ulteriori coefficienti di combinazione ψ delle azioni.*

	Azioni	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 (3)	(1)	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 (3)	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 (3)	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 (3)	-	-
	Centrifuga	(2 (3)	(2)	(2)
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 (3)	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.
(2) Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.
(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Figura 12 coefficienti di combinazione per ponti ferroviari

6.3. Simultaneità delle azioni da traffico

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati in Tab. 5.2.IV:

Il carico verticale, nel caso di ponti con più binari, è quello che si ottiene con i treni specificati nella Tab. 5.2.III.

Nella valutazione degli effetti di interazione, alle azioni conseguenti all'applicazione dei carichi da traffico ferroviario si adotteranno gli stessi coefficienti parziali dei carichi che li generano.

Tabella 5.2.IV - *Valutazione dei carichi da traffico*

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
Gruppo di carico	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo.2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante

(1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ,α, ecc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

I valori fra parentesi indicati nella Tab. 5.2.IV vanno assunti quando l'azione risulta favorevole nei riguardi della verifica che si sta svolgendo.

Il gruppo 4 è da considerarsi esclusivamente per le verifiche a fessurazione. I valori indicati fra parentesi si assumeranno pari a: (0,6) per impalcati con 2 binari caricati e (0,4) per impalcati con tre o più binari caricati.

5.2.3.1.4 Valori rari e frequenti delle azioni da traffico ferroviario

Le azioni derivanti da ciascuno dei gruppi di carico definiti nella Tab. 5.2.IV sono da intendersi come un'unica azione caratteristica da utilizzarsi nella definizione dei valori rari e frequenti.

5.2.3.1.5 Valori quasi-permanenti delle azioni da traffico ferroviario

I valori quasi permanenti delle azioni da traffico ferroviario possono assumersi uguali a 0, fatta eccezione per le combinazioni eccezionali e sismiche.

6.4. Riepilogo combinazioni implementate nei modelli di calcolo

Le combinazioni determinate per la modellazione sono elaborate al fine di massimizzare gli effetti delle azioni sugli elementi strutturali.

Con esse si sono individuati anche gli inviluppi SLU+SISM e SLE.

Si riportano riepilogo delle combinazioni implementate nei modelli di calcolo:

	G1	G2	Q1-1	Q1-2	Q1-3	Q2-1	Q2-2	Q2-3	Q3-1	Q3-2	Q3-3	E1	E2
SLU 01	1.35	1.50	1.45	1.45	1.45	1.20	1.20	1.20	0.60	0.60	0.60		
SLU 02	1.35	1.50	1.45	1.45	1.45	1.20	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00		
SLU 03	1.35	1.50	1.45	1.45	1.45	0.60	0.60	0.60	1.45	1.45	1.45		
SLU 04	1.35	1.50	1.45	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00		
SLU 05	1.35	1.50	1.45	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
SLU 06	1.35	1.50	1.45	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00		
SLU 07	1.35	1.50	0.00	1.45	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.60	0.00		
SLU 08	1.35	1.50	0.00	1.45	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00		
SLU 09	1.35	1.50	0.00	1.45	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	1.45	0.00		
SLU 10	1.35	1.50	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.60		
SLU 11	1.35	1.50	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00		
SLU 12	1.35	1.50	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.60	0.00	0.00	1.45		
SISM 01	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	1.00	0.30
SISM 02	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	1.00	-0.30
SISM 03	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.30	1.00
SISM 04	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	-0.30	1.00
SISM 05	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	-1.00	-0.30
SISM 06	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	-1.00	0.30
SISM 07	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	-0.30	-1.00
SISM 08	1.00	1.00	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.30	-1.00
SLE 01 rara	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80		
SLE 02 rara	1.00	1.00	0.80	1.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80		
SLE 03 rara	1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80		
SLE 04 rara	1.00	1.00	0.80	0.80	0.80	1.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80		
SLE 05 rara	1.00	1.00	0.80	0.80	0.80	0.80	1.00	0.80	0.80	0.80	0.80		
SLE 06 rara	1.00	1.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	1.00	0.80	0.80	0.80		
SLE 07 rara	1.00	1.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	1.00	0.80	0.80		
SLE 08 rara	1.00	1.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	1.00	0.80		
SLE 09 rara	1.00	1.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	1.00		
SLE 10 rara	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80		
SLE 11 freq	1.00	1.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40		
SLE 12 freq	1.00	1.00	0.60	0.60	0.00	0.80	0.80	0.80	0.40	0.40	0.40		
SLE 13 freq	1.00	1.00	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.80	0.80	0.80		
SLE 14 q.perm	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		

Figure 1 combinazioni implementate per i modelli 3D degli scatolari ferroviari

	G1	G2	Q1-1	Q1-2	Q1-3	Q2	Q3	Q4	E1
SLU 01	1.35	1.50	1.35	1.35				0.72	
SLU 02	1.35	1.50	1.35		1.35			0.72	
SLU 03	1.35	1.50	1.45	1.35		1.35		0.72	
SLU 04	1.35	1.50	1.45		1.35	1.35		0.72	
SLU 05	1.35	1.50	1.01	1.01			1.35	0.72	
SLU 06	1.35	1.50	1.01		1.01		1.35	0.72	
SLU 07	1.35	1.50	1.01	1.01		1.01	1.35	0.72	
SLU 08	1.35	1.50	1.01		1.01	1.01	1.35	0.72	
SLU 09	1.35	1.50	1.01	1.01				1.20	
SLU 10	1.35	1.50			1.01			1.20	
SISM 01	1.00	1.00							1.00
SLE 01 rara	1.00	1.00	1.00	1.00		1.00			
SLE 02 rara	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00			
SLE 03 rara	1.00	1.00	1.00	1.00				0.60	
SLE 04 rara	1.00	1.00	1.00		1.00			0.60	
SLE 05 rara	1.00	1.00	0.75	0.40			1.00		
SLE 06 rara	1.00	1.00	0.75		0.40		1.00		
SLE 07 freq	1.00	1.00	0.75	0.40		0.40			
SLE 08 freq	1.00	1.00	0.75		0.40	0.40			
SLE 09 q.perm	1.00	1.00							
SLE 10 q.perm	1.00	1.00						0.50	

Figure 2 combinazioni implementate per i modelli 2D degli scatolari stradali

7. SCHEMA STATICO E VINCOLI

La modellazione dei manufatti verrà fatta mediante elementi asta (beam) in 2D, ovvero su un piano XZ, poiché l'opera è simmetrica e uguale nel suo sviluppo.

Fa eccezione il sottopasso ferroviario e il ponte di via Ronchi, in quanto inclinati di 45° circa rispetto all'andamento del treno e della strada: in questo caso infatti, al fine di considerare la geometria obliqua del manufatto il modello FEM sarà 3D e costituito da elementi plate. Visto lo spessore rilevante di questi ultimi la piastra sarà di tipo *thick* (spesso), ovvero viene considerata la deformazione a taglio (formulazione di Mindlin 1951).

7.1. Vincoli interni

Dove non specificato vi è continuità strutturale (incastro) tra gli elementi.

L'impalcato di copertura removibile, ove presente, è considerato semplicemente appoggiato ai piedritti laterali, pertanto non trasmette momento.

7.2. Vincoli esterni

Le fondazioni a platea poggiano sul terreno, come anche i muri sono interrati.

Il terreno laterale viene considerato come forza (vedi § 5.1.1) e non come vincolo.

Al fine di simulare la situazione al di sotto della platea si considera il terreno come vincolo composto da molle elastiche lineari alla Winkler, aventi valori di rigidezza pari a:

k_v = 2000 kN/m^3 vincolo verticale

$k_h = 0.40\ k_v$ = 800 kN/m^3 vincolo orizzontale attritivo

ricavati dalle analisi geologiche e geotecniche secondo la teoria di Vesic (1961).

8. METODI DI ANALISI E DI VERIFICA

Il calcolo delle sollecitazioni ed il metodo di verifica degli elementi strutturali seguono i principi della scienza delle costruzioni ed il metodo semiprobabilistico agli stati limite. L'azione sismica è implementata con analisi pseudo statica.

Tenuto conto degli schemi di calcolo adottati e delle considerazioni sullo stato di sollecitazione dei diversi elementi strutturali sono state eseguite le seguenti verifiche:

per muri, platee e solette (elementi tipo *plate*):

- verifica a pressoflessione fuori dal piano;
- verifica a taglio fuori dal piano;
- verifica della fessurazione e delle tensioni di esercizio.

per gli elementi trave (elementi tipo *beam*):

- verifica a flessione;
- verifica a taglio;
- verifica della fessurazione e delle tensioni di esercizio.

Nelle verifiche in corrispondenza degli incastri (nodo rigido), per tener conto dell'ampiezza dell'appoggio, si prenderanno come dimensionanti le sollecitazioni agenti a bordo muro.

Per i modelli 3D si verificheranno i manufatti sia in sezione trasversale, sia in quella longitudinale (lungo lo sviluppo).

8.1. Verifica a sollevamento dei manufatti e del comportamento del terreno come vincolo

Data la presenta di sottospinta idraulica in platea dovuta alla falda si verifica il comportamento, nel peggiore dei casi, delle molle costituenti il terreno, al fine di controllare che non vadano mai in trazione (caso non fisicamente reale).

La situazione peggiore è quella dei muri U a nord, aventi spessori minori di calcestruzzo e quota falda più alta, nello specifico sezione tipo A (a monte di via Merano).

La quota massima della falda è stata riportata al § 5.1.1.

Si prevede quindi un battente idraulico massimo di 2,60m circa dal piano di posa platea, in particolare per le sezioni A e C.

Si riporta la verifica agli stati limite idraulici a sollevamento (a metro di sviluppo di manufatto) di tutte le sezioni:

VERIFICA AL SOLLEVAMENTO (STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI) UPL

secondo § 6.2.3.2 delle NTC08 — *sezione A*

a nord di via Merano

 # Coefficienti parziali sulle azioni (cap. 6.2.3.2): — *muri ad U*

Tabella 6.2.III – *Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

PESI

peso cls	25.0	kN/m^3			
peso terreno	19.0	kN/m^3			
peso acqua	10.0	kN/m^3			

AZIONI STABILIZZANTI (Gstab)

area platea	11.4	m^2	area soletta	0	m^2
spessore platea	0.70	m	spessore soletta	0	m
peso platea	*199.5*	*kN*	*peso soletta*	*0*	*kN*
sviluppo muri in pianta	2.0	m	perimetro manufatto	2	m
altezza muri	5.7	m	larghezza zattera esterna	0.00	m
spessore muri	0.70	m	altezza terreno	0.00	m
peso muri	*200*	*kN*	*peso terreno*	*0*	*kN*

In favore di sicurezza <u>NON</u> si considera l'azione stabilizzante Rd delle resistenze dovute all'attrito laterale dei muri col terreno.

AZIONI INSTABILIZZANTI (Ginstab)

altezza falda	2.60	m	rispetto a base platea		
sottospinta idraulica	296.4	kN			

VERIFICA

$G_{stb,\,d}$	399	kN	coefficiente sulle azioni:	0.9	favorevole
$V_{inst,\,d}$	296	kN	coefficiente sulle azioni:	1.1	sfavorevole
fattore di sicurezza FS =	**1.10**		**verificata**		

VERIFICA AL SOLLEVAMENTO (STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI) UPL

secondo § 6.2.3.2 delle NTC08 — *sezione B*

ponte di via Merano

 # Coefficienti parziali sulle azioni (cap. 6.2.3.2): *scatolare*

Tabella 6.2.III – *Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

PESI

peso cls	25.0	kN/m^3			
peso terreno	19.0	kN/m^3			
peso acqua	10.0	kN/m^3			

AZIONI STABILIZZANTI (Gstab)

area platea	11.4	m^2	area soletta	11.4	m^2
spessore platea	0.80	m	spessore soletta	0.7	m
peso platea	*228*	*kN*	*peso soletta*	*199.5*	*kN*
sviluppo muri in pianta	2.0	m	perimetro manufatto	2	m
altezza muri	4.3	m	larghezza zattera esterna	0.00	m
spessore muri	0.70	m	altezza terreno	0.00	m
peso muri	*149*	*kN*	*peso terreno*	*0*	*kN*

In favore di sicurezza NON si considera l'azione stabilizzante Rd delle resistenze dovute all'attrito laterale dei muri col terreno.

AZIONI INSTABILIZZANTI (Ginstab)

altezza falda	1.70	m	rispetto a base platea		
sottospinta idraulica	193.8	kN			

VERIFICA

$G_{stb,\,d}$	576	kN	coefficiente sulle azioni:	0.9	favorevole
$V_{inst,\,d}$	194	kN	coefficiente sulle azioni:	1.1	sfavorevole

fattore di sicurezza FS = 2.43 — **verificata**

VERIFICA AL SOLLEVAMENTO (STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI) UPL

secondo § 6.2.3.2 delle NTC08 — *sezione C*

tra via Merano e Fincantieri

 # Coefficienti parziali sulle azioni (cap. 6.2.3.2): — *muro ad U*

Tabella 6.2.III – *Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

PESI

peso cls	25.0	kN/m^3			
peso terreno	19.0	kN/m^3			
peso acqua	10.0	kN/m^3			

AZIONI STABILIZZANTI (Gstab)

area platea	11.4	m^2	area soletta	0	m^2
spessore platea	0.80	m	spessore soletta	0	m
peso platea	*228*	*kN*	*peso soletta*	*0*	*kN*
sviluppo muri in pianta	2.0	m	perimetro manufatto	2	m
altezza muri	5.0	m	larghezza zattera esterna	0.00	m
spessore muri	0.70	m	altezza terreno	0.00	m
peso muri	*175*	*kN*	*peso terreno*	*0*	*kN*

In favore di sicurezza NON si considera l'azione stabilizzante Rd delle resistenze dovute all'attrito laterale dei muri col terreno.

AZIONI INSTABILIZZANTI (Ginstab)

altezza falda	2.50	m	rispetto a base platea		
sottospinta idraulica	285	kN			

VERIFICA

$G_{stb,\,d}$	403	kN	coefficiente sulle azioni:	0.9	favorevole
$V_{inst,\,d}$	285	kN	coefficiente sulle azioni:	1.1	sfavorevole
fattore di sicurezza FS =	**1.16**		**verificata**		

VERIFICA AL SOLLEVAMENTO (STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI) UPL

secondo § 6.2.3.2 delle NTC08 — *sezione D*

canale Fincantieri

 # Coefficienti parziali sulle azioni (cap. 6.2.3.2): — *muro ad U*

Tabella 6.2.III – *Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

PESI

peso cls	25.0	kN/m^3			
peso terreno	19.0	kN/m^3			
peso acqua	10.0	kN/m^3			

AZIONI STABILIZZANTI (Gstab)

area platea	15.3	m^2	area soletta	0	m^2
spessore platea	1.00	m	spessore soletta	0	m
peso platea	*382.5*	*kN*	*peso soletta*	*0*	*kN*
sviluppo muri in pianta	2.0	m	perimetro manufatto	2	m
altezza muri	3.5	m	larghezza zattera esterna	0.00	m
spessore muri	0.80	m	altezza terreno	0.00	m
peso muri	*140*	*kN*	*peso terreno*	*0*	*kN*

In favore di sicurezza NON si considera l'azione stabilizzante Rd delle resistenze dovute all'attrito laterale dei muri col terreno.

AZIONI INSTABILIZZANTI (Ginstab)

altezza falda	2.50	m	rispetto a base platea		
sottospinta idraulica	382.5	kN			

VERIFICA

$G_{stb,\,d}$	523	kN	coefficiente sulle azioni:	0.9	favorevole
$V_{inst,\,d}$	383	kN	coefficiente sulle azioni:	1.1	sfavorevole
fattore di sicurezza FS =	**1.12**		**verificata**		

VERIFICA AL SOLLEVAMENTO (STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI) UPL

secondo § 6.2.3.2 delle NTC08 — *sezione E*

ponte di via Bressanone

 # Coefficienti parziali sulle azioni (cap. 6.2.3.2): *scatolare*

Tabella 6.2.III – *Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

PESI

peso cls	25.0	kN/m^3			
peso terreno	19.0	kN/m^3			
peso acqua	10.0	kN/m^3			

AZIONI STABILIZZANTI (Gstab)

area platea	15.3	m^2	area soletta	15.3	m^2
spessore platea	1.10	m	spessore soletta	0.9	m
peso platea	*420.75*	*kN*	*peso soletta*	*344.25*	*kN*
sviluppo muri in pianta	2.0	m	perimetro manufatto	2	m
altezza muri	3.7	m	larghezza zattera esterna	0.00	m
spessore muri	1.00	m	altezza terreno	0.00	m
peso muri	*185*	*kN*	*peso terreno*	*0*	*kN*

In favore di sicurezza NON si considera l'azione stabilizzante Rd delle resistenze dovute all'attrito laterale dei muri col terreno.

AZIONI INSTABILIZZANTI (Ginstab)

altezza falda	1.50	m	rispetto a base platea		
sottospinta idraulica	229.5	kN			

VERIFICA

$G_{stb,\,d}$	950	kN	coefficiente sulle azioni:	0.9	favorevole
$V_{inst,\,d}$	230	kN	coefficiente sulle azioni:	1.1	sfavorevole
fattore di sicurezza FS =	**3.39**		**verificata**		

VERIFICA AL SOLLEVAMENTO (STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI) UPL

secondo § 6.2.3.2 delle NTC08 — *sezione F*

ponte parco ferroviario

 # Coefficienti parziali sulle azioni (cap. 6.2.3.2): *scatolare*

Tabella 6.2.III – *Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

PESI

peso cls	25.0	kN/m^3			
peso terreno	19.0	kN/m^3			
peso acqua	10.0	kN/m^3			

AZIONI STABILIZZANTI (Gstab)

area platea	15.3	m^2	area soletta	15.3	m^2
spessore platea	1.10	m	spessore soletta	1.3	m
peso platea	*420.75*	*kN*	*peso soletta*	*497.25*	*kN*
sviluppo muri in pianta	2.0	m	perimetro manufatto	2	m
altezza muri	4.0	m	larghezza zattera esterna	0.00	m
spessore muri	1.10	m	altezza terreno	0.00	m
peso muri	*220*	*kN*	*peso terreno*	*0*	*kN*

In favore di sicurezza NON si considera l'azione stabilizzante Rd delle resistenze dovute all'attrito laterale dei muri col terreno.

AZIONI INSTABILIZZANTI (Ginstab)

altezza falda	1.50	m	rispetto a base platea		
sottospinta idraulica	229.5	kN			

VERIFICA

$G_{stb,\,d}$	1138	kN	coefficiente sulle azioni:	0.9	favorevole
$V_{inst,\,d}$	230	kN	coefficiente sulle azioni:	1.1	sfavorevole
fattore di sicurezza FS =	**4.06**		**verificata**		

VERIFICA AL SOLLEVAMENTO (STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI) UPL

secondo § 6.2.3.2 delle NTC08 — *sezione G*

ponte linea Genova-Ventimiglia

 # Coefficienti parziali sulle azioni (cap. 6.2.3.2): *scatolare*

Tabella 6.2.III – *Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

PESI

peso cls	25.0	kN/m^3			
peso terreno	19.0	kN/m^3			
peso acqua	10.0	kN/m^3			

AZIONI STABILIZZANTI (Gstab)

area platea	15.5	m^2	area soletta	15.5	m^2
spessore platea	1.10	m	spessore soletta	1.3	m
peso platea	*426.25*	*kN*	*peso soletta*	*503.75*	*kN*
sviluppo muri in pianta	2.0	m	perimetro manufatto	2	m
altezza muri	3.4	m	larghezza zattera esterna	0.00	m
spessore muri	1.10	m	altezza terreno	0.00	m
peso muri	*187*	*kN*	*peso terreno*	*0*	*kN*

In favore di sicurezza NON si considera l'azione stabilizzante Rd delle resistenze dovute all'attrito laterale dei muri col terreno.

AZIONI INSTABILIZZANTI (Ginstab)

altezza falda	1.50	m	rispetto a base platea		
sottospinta idraulica	232.5	kN			

VERIFICA

$G_{stb,\,d}$	1117	kN	coefficiente sulle azioni:	0.9	favorevole
$V_{inst,\,d}$	233	kN	coefficiente sulle azioni:	1.1	sfavorevole
fattore di sicurezza FS =	**3.93**		**verificata**		

VERIFICA AL SOLLEVAMENTO (STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI) UPL

secondo § 6.2.3.2 delle NTC08 — *sezione H*

ponte di via Ronchi

 # Coefficienti parziali sulle azioni (cap. 6.2.3.2): *scatolare*

Tabella 6.2.III – *Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.*

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

PESI

peso cls	25.0	kN/m^3			
peso terreno	19.0	kN/m^3			
peso acqua	10.0	kN/m^3			

AZIONI STABILIZZANTI (Gstab)

area platea	15.5	m^2	area soletta	15.5	m^2
spessore platea	1.10	m	spessore soletta	0.90	m
peso platea	*426.25*	*kN*	*peso soletta*	*348.75*	*kN*
sviluppo muri in pianta	2.0	m	perimetro manufatto	2	m
altezza muri	4.1	m	larghezza zattera esterna	0.00	m
spessore muri	1.00	m	altezza terreno	0.00	m
peso muri	*205*	*kN*	*peso terreno*	*0*	*kN*

In favore di sicurezza NON si considera l'azione stabilizzante Rd delle resistenze dovute all'attrito laterale dei muri col terreno.

AZIONI INSTABILIZZANTI (Ginstab)

altezza falda	1.50	m	rispetto a base platea		
sottospinta idraulica	232.5	kN			

VERIFICA

$G_{stb,\,d}$	980	kN	coefficiente sulle azioni:	0.9	favorevole
$V_{inst,\,d}$	233	kN	coefficiente sulle azioni:	1.1	sfavorevole
fattore di sicurezza FS =	**3.45**		**verificata**		

Per tutte le sezioni la verifica a sollevamento è sempre soddisfatta.

Essendo quindi più alta la spinta verso il basso del peso proprio rispetto alla sottospinta idrostatica non vi saranno molle in trazione del terreno, pertanto è lecito utilizzare molle elastiche lineari alla Winkler e quindi un'analisi lineare con principio di sovrapposizione degli effetti.

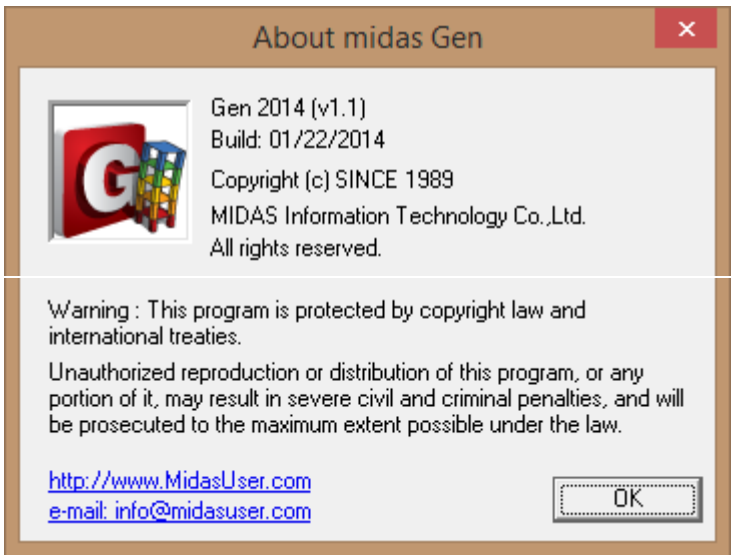
In ogni caso il peso proprio, la spinta delle terre e della falda sono azioni inserite nello stesso caso di carico, al fine di non avere mai molle in trazione.

In ogni modello di calcolo verranno controllati i risultati in termini di reazioni del terreno nel caso di carico sopracitato e nelle varie combinazioni, verificando che le molle reagiscano sempre e solo a compressione.

9. SOFTWARE UTILIZZATO E MODELLO DI CALCOLO

9.1. Descrizione del software di calcolo adottato

Il programma Midas GEN 2014 è un software di calcolo agli elementi finiti di tipo generico. Esso permette la modellazione mono, bi e tridimensionale di modelli numerici basati su database di tipologie di elementi, materiali e conseguenti sezioni di calcolo nonché condizioni di vincolo e di carico applicabili in campo ingegneristico per l'analisi virtuale del comportamento strutturale considerato.



Le analisi che possono essere condotte si possono riassumere in: analisi elastico lineare, calcolo degli autovalori e autovettori, analisi spettrale, time history lineare e non lineare, P-Delta, buckling, carichi mobili, cedimenti, pushover, non linearità geometrica e non linearità del materiale, analisi di simulazione costruzione per fasi in ambito lineare e non lineare, calore di idratazione, pre e post compressione, analisi statica di sezioni composite, adeguamento passo passo delle condizioni di vincolo. Tali analisi possono tra loro essere combinate simultaneamente o meno a seconda del caso considerato.

Sono disponibili i seguenti elementi finiti per la discretizzazione del modello strutturale di volta in volta inserito: elementi reagenti a sola compressione e/o trazione, elementi resistenti a sola trazione, elementi che seguono la legge di Hook, elementi fune, elementi resistenti a sola compressione, elementi a comportamento rigido plastico, elementi trave generici a sezione qualsiasi e variabile lungo l'asse di sviluppo dell'elemento stesso, elementi plate membranali e non, elementi in stato piano di tensione, elementi tridimensionali, elementi "muri" membranali e non (estensione del modello plate), elementi in stato piano di deformazione, elementi in assialsimmetria. Non tutti gli elementi possono essere impiegati con le analisi che si possono condurre precedentemente descritte.

I materiali e le sezioni che possono essere impiegati sono di seguito riportati: materiale elastico, materiale non lineare in funzione del tempo, sezioni composite calcestruzzo – acciaio, sezioni composite precompresse, sezioni composite generiche, sezioni composite, variabili lungo l'asse di sviluppo dell'elemento considerato, sezioni a spessore assegnato e di rigidezza assegnata. Anche in questo caso non tutti i materiali e/o sezioni possono essere impiegati simultaneamente con le analisi che si possono condurre precedentemente descritte.

9.2. Orientamento e convenzioni di segno degli elementi

Si riportano nel seguito le convenzioni di segno e orientamento dei principali elementi FEM utilizzati:

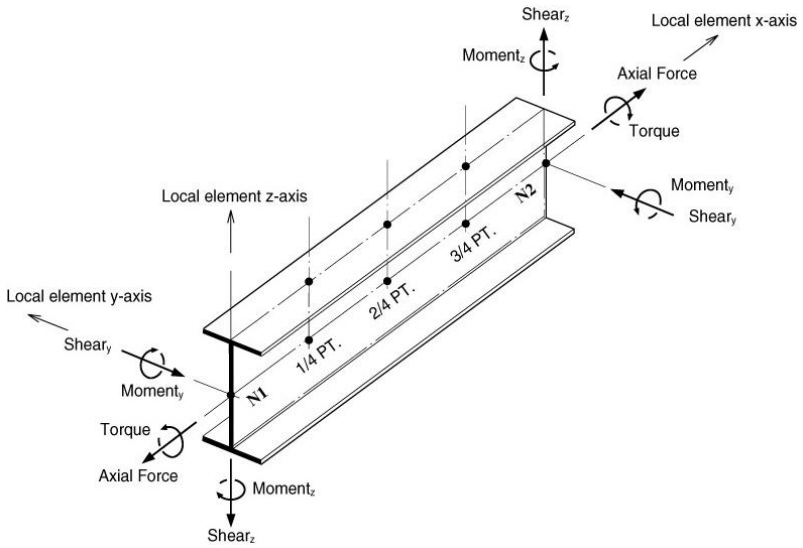


Figura 9.1 orientamento e convenzioni di segno per elementi beam

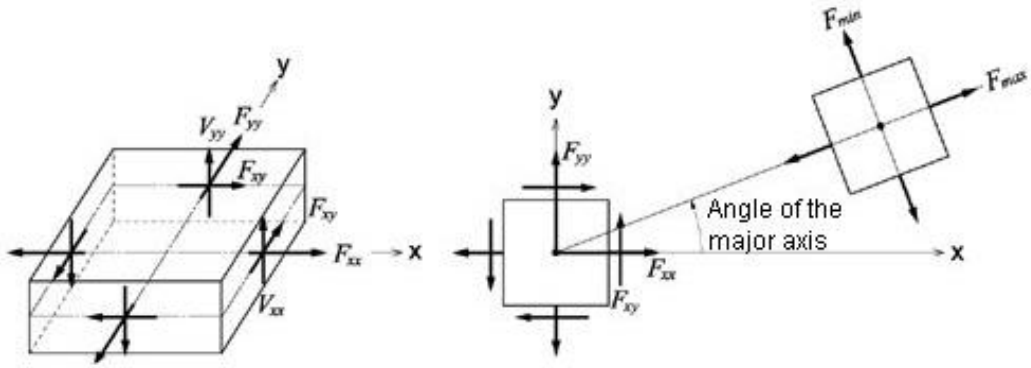


Figura 9.2 forze per unità di lunghezza negli elementi plate

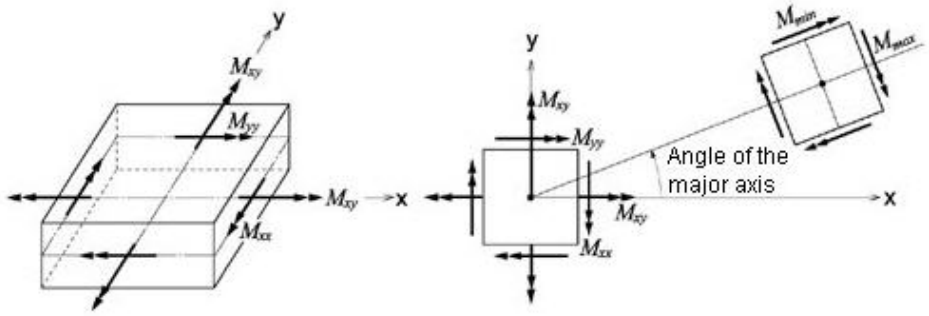
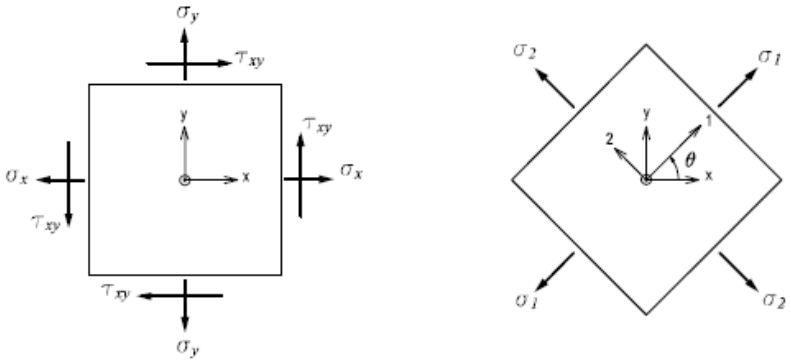


Figura 9.3 momenti per unità di lunghezza negli elementi plate



σ_x : Axial stress in the ECS x - direction

σ_x : Axial stress in the ECS y - direction

τ_{xy} : Shear stress in the ECS x - y plane

σ_1 : Maximum principal stress $= \frac{\sigma_x+\sigma_y}{2}+\sqrt{\left(\frac{\sigma_x-\sigma_y}{2}\right)^2+\tau_{xy}^2}$

σ_2 : Minimum principal stress $= \frac{\sigma_x+\sigma_y}{2}-\sqrt{\left(\frac{\sigma_x-\sigma_y}{2}\right)^2+\tau_{xy}^2}$

τ_{xy} : Maximum shear stress $= \sqrt{\left(\frac{\sigma_x-\sigma_y}{2}\right)^2+\tau_{xy}^2}$

θ : Angle between the x - axis and the principal axis, 1

σ_{eff} : von - Mises Stress $= \sqrt{(\sigma_1^2-\sigma_1\sigma_2+\sigma_2^2)}$

(b) Sign convention for plate element stresses

Figura 9.4 convenzioni per le tensioni negli elementi plate

9.3. Sistemi di riferimento locale e globale

Nel modello di calcolo utilizzato vi sono 2 sistemi di riferimento: globale (X e Y) e locale (x e y, degli elementi plate), di seguito evidenziati:

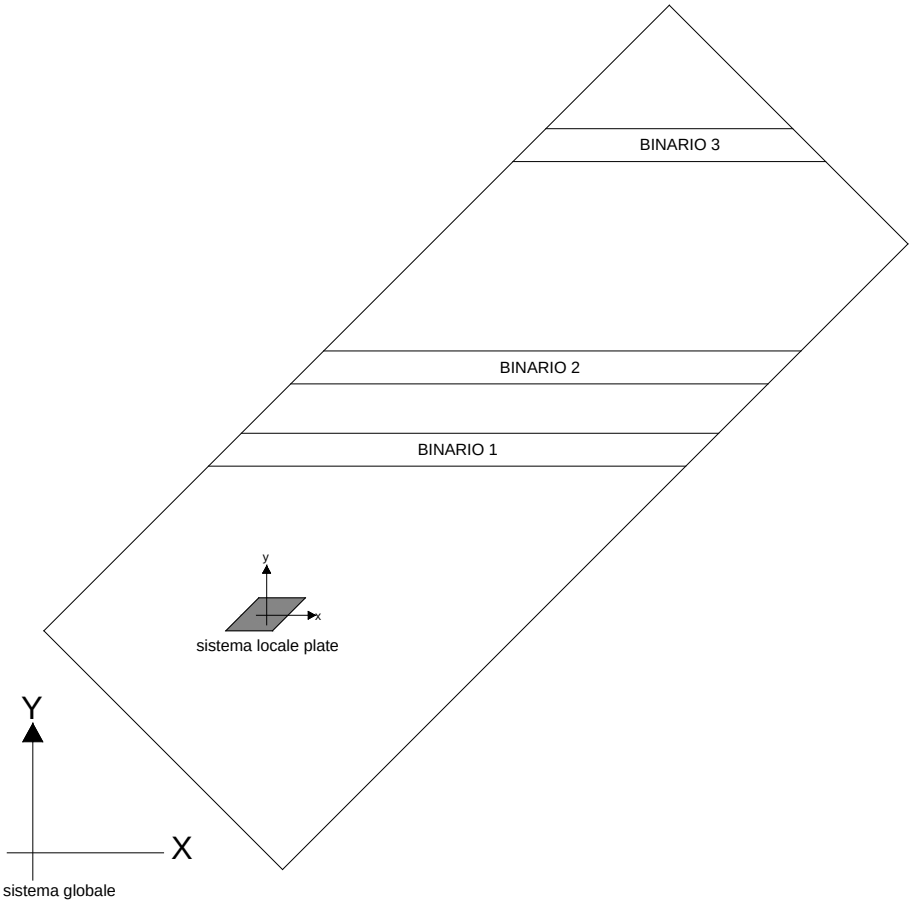


Figura 5 sistema di riferimento globale e locale

Con le lettere minuscole si indica il sistema di riferimento locale, con le maiuscole quello globale.

Nel riferimento locale dei singoli plates di platea e soletta in particolare, per direzione x si intende quella parallela all'asse dei binari, per direzione y quella inclinata di 90° rispetto a x.

I plates del modello FEM di platea e soletta sono orientati secondo queste due direzioni; la direzione y forma un angolo approssimativo di 45° rispetto all'asse idraulico (asse monolite).

Le direzioni x e y non sono coincidenti con la direzione delle armature trasversali e longitudinali del monolite, quindi non coerenti con i plottaggi delle sollecitazioni, in quanto inclinate di 45° rispetto alla posa effettiva delle armature del manufatto.

Per quanto riguarda i muri laterali tali differenziazione non sussiste, in quanto i riferimenti locali degli elementi plate costituenti la parete coincidono con la disposizione effettiva delle armature.

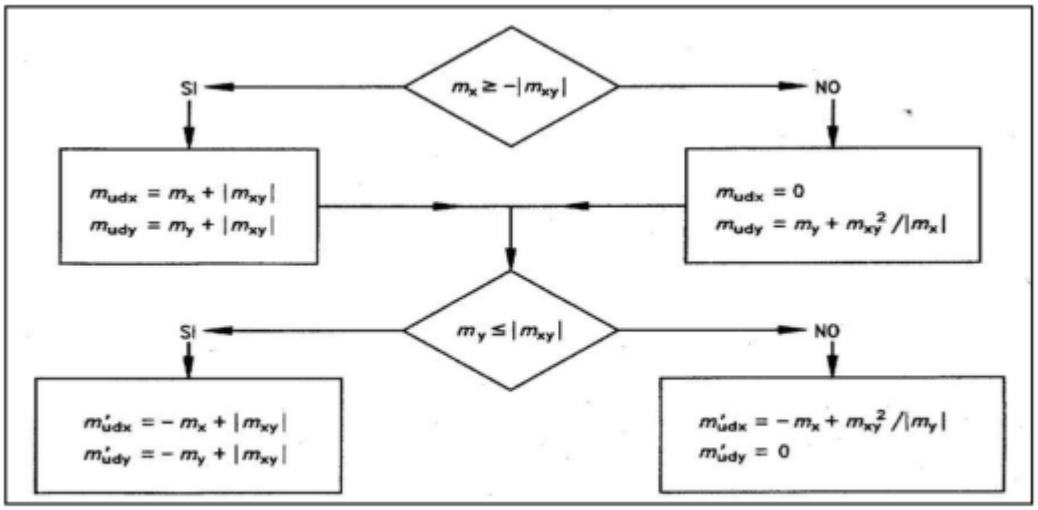
Nel seguito si spiegherà la procedura per il calcolo dei momenti flettenti sollecitanti effettivi nelle direzioni delle armature disposte per platea e soletta.

9.3.1. Teoria di Wood-Armer

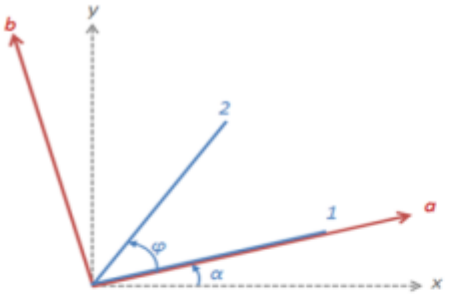
Nel seguito (vedi § 11) solo per le verifiche sulle armature di platea e soletta si riporteranno i plottaggi dei momenti flettenti secondo la teoria di Wood-Armer, di seguito esposta:

Momenti ultimi di calcolo: Wood-Armer:

Il metodo Wood-Armer , nella formulazione semplificata proposta nell' E.C.2 cap. A.2.8. , è una procedura che prevede l'assegnazione di una quota parte di momento torcente m_{xy} nelle due direzioni x e y. A volte le esigenze di progettazione costringono il progettista a scegliere un'armatura orientata diversamente dal classico reticolo orizzontale e verticale. Applicando Wood-Armer alla procedura generale si trasformano i momenti principali m_{xx}, m_{yy} e m_{xy} nei momenti ultimi di calcolo, cioè nuovi valori di sollecitazione che tengono conto di un orientamento dell'armatura qualsiasi.



Procedura da E.C.2 '91 (A.2.8)



X, Y: assi globali

1, 2: direzione armature

α: angolo tra l'asse globale X e l'armatura in direzione 1

φ: angolo tra l'armatura in direzione 1 e l'armatura in direzione 2

$$m_a = \frac{m_{xx}+m_{yy}}{2} + \frac{m_{xx}-m_{yy}}{2}\cos 2\alpha + m_{xy}\sin 2\alpha$$
$$m_b = \frac{m_{xx}+m_{yy}}{2} - \frac{m_{xx}-m_{yy}}{2}\cos 2\alpha - m_{xy}\sin 2\alpha$$
$$m_{ab} = -\frac{m_{xx}-m_{yy}}{2}\sin 2\alpha + m_{xy}\cos 2\alpha$$

[Bottom Rebar]

$$m_{ud1} = m_a - m_b\frac{\cos\varphi}{1+\cos\varphi} + m_{ab}\frac{1-2\cos\varphi}{\sin\varphi}$$
$$m_{ud2} = m_b\frac{1}{1+\cos\varphi} + m_{ab}\frac{1}{\sin\varphi}$$

When $m_{ud1}<0$ and $m_{ud2}>0$,
$$m_{ud1} = 0$$
$$m_{ud2} = \max\{0, \frac{m_a m_b - m_{ab}^2}{m_a(\sin\varphi)^2 + m_b(\cos\varphi)^2 - m_{ab}\sin 2\varphi}\}$$

When $m_{ud1}>0$ and $m_{ud2}<0$,
$$m_{ud1} = \max\{0, m_a - \frac{m_{ab}^2}{m_b}\}$$
$$m_{ud2} = 0$$

When $m_{ud1}<0$ and $m_{ud2}<0$,
$$m_{ud1} = 0$$
$$m_{ud2} = 0$$

Top Rebar]

$$m'_{ud1} = m_a + m_b\frac{\cos\varphi}{1-\cos\varphi} - m_{ab}\frac{1+2\cos\varphi}{\sin\varphi}$$
$$m'_{ud2} = m_b\frac{1}{1-\cos\varphi} - m_{ab}\frac{1}{\sin\varphi}$$

When $m'_{ud1}>0$ and $m'_{ud2}<0$,
$$m'_{ud1} = 0$$
$$m'_{ud2} = \min\{0, \frac{m_a m_b - m_{ab}^2}{m_a(\sin\varphi)^2 + m_b(\cos\varphi)^2 - m_{ab}\sin 2\varphi}\}$$

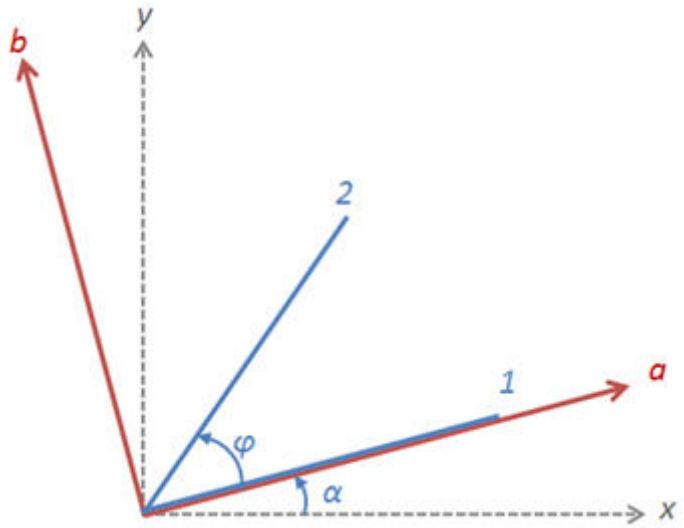
When $m'_{ud1}<0$ and $m'_{ud2}>0$,
$$m'_{ud1} = \min\{0, m_a - \frac{m_{ab}^2}{m_b}\}$$
$$m'_{ud2} = 0$$

When $m'_{ud1}>0$ and $m'_{ud2}>0$,
$$m'_{ud1} = 0$$
$$m'_{ud2} = 0$$

Procedura implementata da MidasGen2010

Dai risultati delle analisi, le seguenti forze sugli assi locali dei plate vengono calcolate:
- mxx
- myy
- mxy

Per calcolare le forze di progetto nella direzione del rinforzo (armatura), gli angoli α e φ verranno presi come in figura seguente:



x, y: asse locale dell'elemento piastra

1, 2: direzione di rinforzo (armature)

α: angolo tra direzione x e rinforzo direzione locale 1 (nel nostro caso 0°)

φ: angolo tra la direzione di rinforzo 1 e la direzione di rinforzo 2 (nel nostro caso 90+45=135°)

In primo luogo, le forze interne (mxx, myy e mxy) si trasformano in sistema di coordinate ab:

$$m_a = \frac{m_{xx} + m_{yy}}{2} + \frac{m_{xx} - m_{yy}}{2} cos\,2\alpha + m_{xy} sin\,2\alpha$$

$$m_b = \frac{m_{xx} + m_{yy}}{2} - \frac{m_{xx} - m_{yy}}{2} \cos 2\alpha - m_{xy} \sin 2\alpha$$

$$m_{ab} = -\frac{m_{xx} - m_{yy}}{2} \sin 2\alpha + m_{xy} \cos 2\alpha$$

Poi i momenti di Wood-Armer sono calcolati come segue:

[Bottom Rebar]

$$m_{ud1} = m_a - 2m_{ab}\cot\varphi + m_b\cot^2\varphi + \left|\frac{m_{ab} - m_b\cot\varphi}{\sin\varphi}\right|$$

$$m_{ud2} = \frac{m_b}{\sin^2\varphi} + \left|\frac{m_{ab} - m_b\cot\varphi}{\sin\varphi}\right|$$

When m_{ud1}<0 and m_{ud2}>0,

$$m_{ud1} = 0$$

$$m_{ud2} = \max\{0, \frac{m_b + |(m_{ab} - m_b\cot\varphi)^2/(m_a - 2m_{ab}\cot\varphi + m_b\cot^2\varphi)|}{\sin^2\varphi}\}$$

When m_{ud1}>0 and m_{ud2}<0,

$$m_{ud1} = \max\{0, m_a - 2m_{ab}\cot\varphi + m_b\cot^2\varphi + \left|\frac{(m_{ab} - m_b\cot\varphi)^2}{m_b}\right|\}$$

$$m_{ud2} = 0$$

When m_{ud1}<0 and m_{ud2}<0,

$$m_{ud1} = 0$$

$$m_{ud2} = 0$$

[Top Rebar]

$$m'_{ud1} = m_a - 2m_{ab}\cot\varphi + m_b\cot^2\varphi - \left|\frac{m_{ab} - m_b\cot\varphi}{\sin\varphi}\right|$$

$$m'_{ud2} = \frac{m_b}{\sin^2\varphi} - \left|\frac{m_{ab} - m_b\cot\varphi}{\sin\varphi}\right|$$

When m'_{ud1}>0 and m'_{ud2}<0,

$$m'_{ud1} = 0$$

$$m'_{ud2} = \min\{0, \frac{m_b - |(m_{ab} - m_b\cot\varphi)^2/(m_a - 2m_{ab}\cot\varphi + m_b\cot^2\varphi)|}{\sin^2\varphi}\}$$

When m'_{ud1}<0 and m'_{ud2}>0,

$$m'_{ud1} = \min\{0, m_a - 2m_{ab}\cot\varphi + m_b\cot^2\varphi - \left|\frac{(m_{ab} - m_b\cot\varphi)^2}{m_b}\right|\}$$

$$m'_{ud2} = 0$$

When m'_{ud1}>0 and m'_{ud2}>0,

$$m'_{ud1} = 0$$

$$m'_{ud2} = 0$$

10. CRITERI DI VERIFICA

10.1. Dettagli per le verifiche strutturali SLU+SISM

Gli elementi strutturali vengono verificati secondo quanto riportato al paragrafo § 4.1.2.1 delle NTC08, considerando le combinazioni SLU+SISM, secondo gli effetti che forniscono le sollecitazioni più sfavorevoli.

Per rapporto di verifica si intende il rapporto tra il valore della sollecitazione indicato col pedice Ed (o Sd) e il valore resistente indicato col pedice Rd.

Per i modelli 3D verrà effettuata la verifica col programma VCaSlu dell'ing.P.Gelfi per la pressoflessione, e con un foglio di calcolo excel di produzione interna per il taglio.

Per i modelli 2D si utilizzerà il vericatore interno al programma FEM usato per il calcolo (vedi § 10.1.3).

Il copriferro netto per le strutture è sempre pari a 4.00cm per XC4 e 5.00cm per XS3, determinato dalla classe di esposizione definita al § 4.1 e da quanto riportato nella Circolare Applicativa al C.4.1.6.1.3; quello di calcolo sarà ottenuto sommando il diametro della staffatura ed il semidiametro dell'armatura longitudinale corrente (c.f. = c.f.netto + ØSt + ØLong/2), risultando cosi pari a 7,00cm per le strutture in classe XC4 e pari a 8,00cm per le strutture in classe XS3.

Il numero e il diametro dei ferri indicati nei report di verifica possono essere sostituiti da ferri in numero e diametro tale da avere almeno la medesima area totale di acciaio.

Per ogni dettaglio relativo a carpenteria e armatura delle strutture si rimanda alle tavole di progetto.

10.1.1. Ipotesi di base

Senza escludere specifici approfondimenti, necessari in particolare nel caso di elementi costituiti da calcestruzzo di classe di resistenza superiore a C45/55, per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione, si adotteranno le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;

- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;

- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;

- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;

- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

- deformazione iniziale dell'armatura di precompressione considerata nelle relazioni di congruenza della sezione.

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura si dedurranno**,** a partire dalle deformazioni**,** utilizzando

i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

10.1.2. Diagrammi di calcolo tensione-deformazione nel calcestruzzo

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base alla resistenza di calcolo f_{cd} ed alla deformazione ultima ε_{cu}.

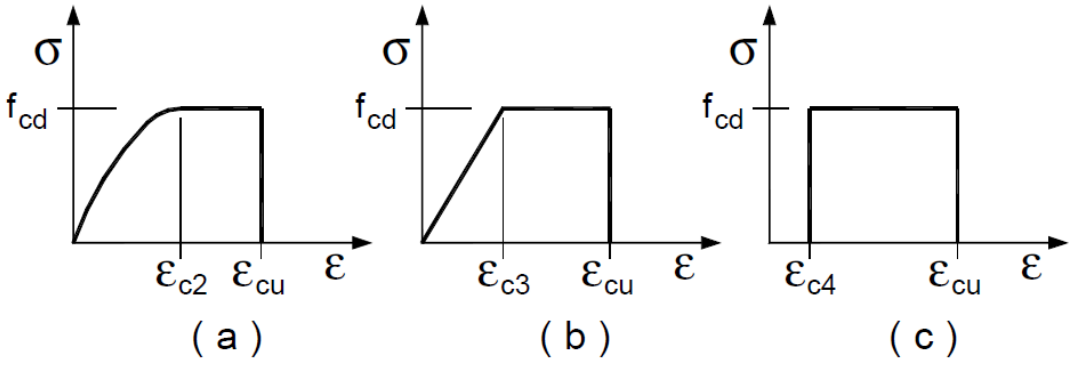


Figura 4.1.1 – *Modelli σ-ε per il calcestruzzo*

In Fig. 4.1.1 sono rappresentati i modelli σ-ε per il calcestruzzo: (a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo (stress block). In particolare, per le classi di resistenza pari o inferiore a C50/60 si può porre:

$\varepsilon_{c2} = 0,20\%$ $\qquad$ $\varepsilon_{cu} = 0,35\%$

$\varepsilon_{c3} = 0,175\%$ $\qquad$ $\varepsilon_{c4} = 0,07\%$

Per le classi di resistenza superiore a C50/60 si può porre:

$\varepsilon_{c2} = 0,20\% + 0,0085\%(f_{ck} - 50)^{0,53}$ $\qquad$ $\varepsilon_{cu} = 0,26\% + 3,5\%\left[(90 - f_{ck})/100\right]^4$

$\varepsilon_{c3} = 0,175\% + 0,055\%\left[(f_{ck} - 50)/40\right]$ $\qquad$ $\varepsilon_{c4} = 0,2 \cdot \varepsilon_{cu}$

purché si adottino opportune limitazioni quando si usa il modello (c).

Per sezioni o parti di sezioni soggette a distribuzioni di tensione di compressione approssimativamente uniformi, si assume per la deformazione ultima a rottura il valore ε_{c2} anziché ε_{cu}.

10.1.1. Diagrammi di calcolo tensione-deformazione nell'acciaio

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di calcolo $\varepsilon_{ud} = 0{,}9\varepsilon_{uk}$ ($\varepsilon_{uk} = (A_{gt})_k$) della deformazione uniforme ultima, al valore di calcolo della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovraresistenza $k = (f_t / f_y)_k$ (Tab. 11.3.Ia-b).

In Fig. 4.1.2 sono rappresentati i modelli $\sigma - \varepsilon$ per l'acciaio: (a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito.

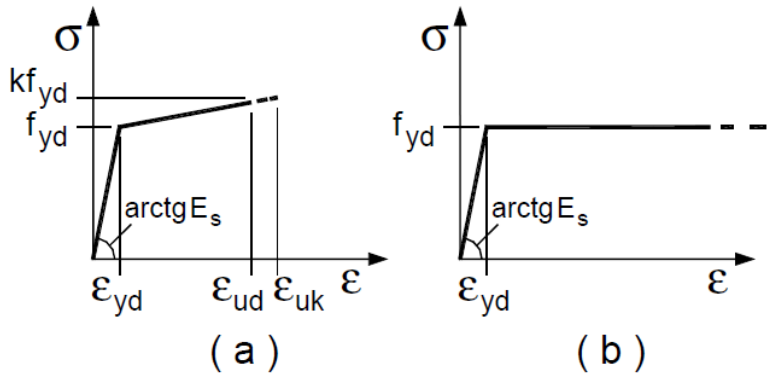


Figura 4.1.2– *Modelli σ-ε per l'acciaio*

10.1.2. Analisi della sezione

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.3 assieme ai diagrammi di deformazione e di sforzo così come dedotti dalle ipotesi e dai modelli $\sigma-\varepsilon$ di cui nei punti precedenti, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \qquad (4.1.9)$$

dove

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed};

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

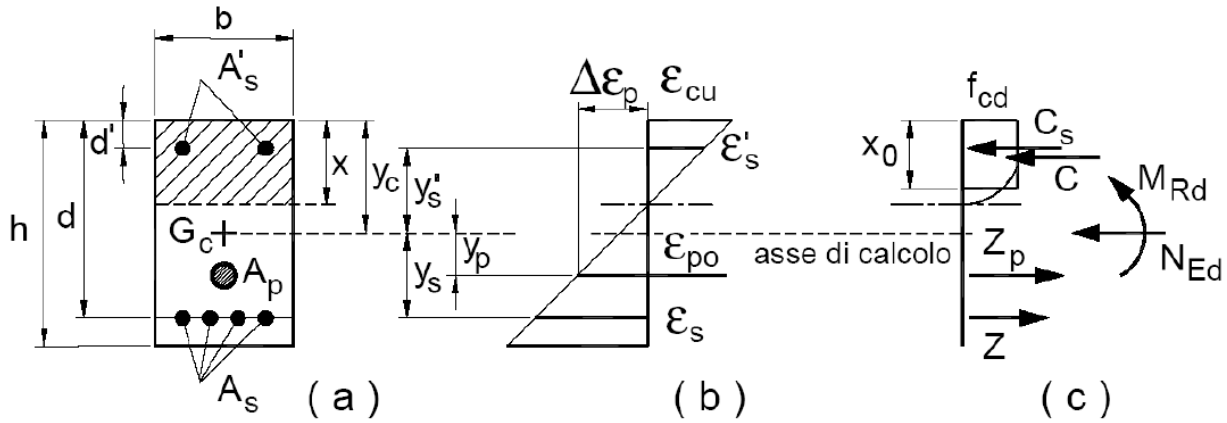


Figura 4.1.3– *Sezione pressoinflessa*

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente dello sforzo $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$ con eccentricità e pari almeno a $0{,}05h \geq 20mm$ (con h altezza della sezione).

Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione può essere posta nella forma

$$\left(\frac{M_{E_{yd}}}{M_{R_{yd}}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{E_{zd}}}{M_{R_{zd}}}\right)^{\alpha} \leq 1 \qquad (4.1.10)$$

dove

M_{Eyd}, M_{Ezd} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi y e z;

M_{Ryd}, M_{Rzd} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi y e z.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione e dei parametri

$$\nu = N_{Ed}/N_{Rcd} \qquad (4.1.11)$$

$$\omega_t = A_t \cdot f_{yd} / N_{Rcd} \qquad (4.1.12)$$

con $N_{Rcd} = A_c \cdot f_{cd}$.

In mancanza di una specifica valutazione, può porsi cautelativamente α=1.

10.1.3. Verifiche con solutore Midas Gen

1.1.1.4 Legenda dei simboli e delle sigle utilizzate nelle verifiche strutturali

Si riporta in dettaglio il significato di simboli e sigle riportate nell'output di design del programma di calcolo per la verifica degli elementi strutturali nei casi di modellazione 2D.

Memb: numero dell'elemento

PROP: numero della sezione

Span: Lunghezza element

Sezione: nome sezione

Bc, Hc: larghezza, altezza (profondità) dell'elemento

bf, hf: larghezza, spessore della flangia di forma a T sezione

f'c: resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo

fy: valore a snervamento delle armature principali

fys: valore a snervamento delle armature a taglio

POS: verifica posizioni estremità e campata (I, M, J)

I risultati della progettazione per M riportano la verifica dei massimi valori per i momenti negativi e positivi e forze di taglio a 1/4,1/2 e 3/4 dell'elemento.

CHK: Status dei risultati della verifica di resistenza

= "OK": risultati della verifica di resistenza soddisfatta: la resistenza di progetto per il momento negativo, momento positivo e taglio

= "N **": risultati della verifica di resistenza non soddisfano la resistenza di progetto per il momento negativo

= "* P *": risultati della verifica di resistenza non soddisfano la resistenza di progetto per il momento positivo

= " V":** risultati della verifica di resistenza non soddisfano la resistenza di progetto per la forza di taglio

= "* NP": risultati della verifica di resistenza non soddisfano la resistenza di progetto per i momenti negativi e positive

= "* PV": risultati della verifica di resistenza non soddisfano la resistenza di progetto per il momento positivo e la forza di taglio

= "N * V": risultati della verifica di resistenza non soddisfano la resistenza di progetto per il momento negativo e la forza di taglio

= "NPV": risultati della verifica di resistenza non soddisfano la resistenza di progetto per il momento negativo, momento positivo e taglio

AsTop: area in acciaio delle armature superiori principali

AsBot: area in acciaio delle armature inferiori principali

N (-) Mu, LCB: massimo momento negativo che si verifica nell'elemento o nella sezione e la corrispondente combinazione di carico.

N (-) phiMn: massimo momento negativo di progetto calcolato per le dimensioni e la disposizione data dell'armatura nella trave

Rat-N: rapporto momento negativo sollecitante / momento negativo resistente, in rosso se si supera 1,0

P (+) Mu, LCB: massimo momento positivo che si verifica nell'elemento o sezione e corrispondente combinazione di carico.

P (+) phiMn: massimo momento positivo di progetto calcolato per le dimensioni della sezione dati e il posizionamento delle armature nella trave.

Rat-P: rapporto momento positivo sollecitante / momento positivo di resistenza di progetto, in rosso se si supera 1,0

Vu, LCB: massima forza di taglio scomposto che si verifica nell'elemento e la combinazione di carico corrispondente.

phiVc: resistenza al taglio di progettazione del calcestruzzo per l'elemento

Nelle tabelle e nei report le scritte in blu indicano situazioni di verifica con esito positive, quelle in rosso verifica con esito negativo.

10.1.4. Copriferri utilizzati



10.2. Dettagli per le verifiche SLE

10.2.1. Verifiche a fessurazione

Le tensioni totali agenti negli elementi ottenute in fase di modellazione allo SLE sono utilizzate per le verifica a fessurazione e tensionali.

In generale si ha (§ 4.1.2.2.4 delle NTC08) che se le tensioni di trazione del calcestruzzo σxx e σyy allo SLE, combinazioni frequenti e quasi permanenti, non superano la resistenza a trazione del calcestruzzo, essendo quest'ultima pari a $\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{\gamma_c}$, allora non vi è formazione delle fessure, pertanto la verifica a fessurazione è implicitamente soddisfatta (vedi § 4.1.2.2.4.1 delle NTC08).

Il valore medio della resistenza a trazione semplice può essere assunto pari a:

con $f_{ctm} = 0.30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 3{,}21 MPa$ (formula 11.2.3a delle NTC08)

pertanto il limite imposto alle tensioni di trazione nel cls è:

$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{\gamma_c}$ = 2.675 MPa con γc=1.2

In tal caso appunto non è necessario proseguire con le verifiche a fessurazione.

Al contrario, ovvero passando allo stato limite di apertura delle fessure, si procederà come segue: si seguirà quanto riportato al paragrafo § 4.1.2.2.4 delle NTC08, prendendo i seguenti parametri:

Tabella 4.1.III – *Descrizione delle condizioni ambientali*

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.IV – *Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione*

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

1.1.1.5 Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea

Si considerano condizioni ambientali molto aggressive, visto che la classe d'esposizione è XS3, che devono sottostare a restrittive limitazioni sull'apertura di fessure.

In tali condizioni infatti la normativa prescrive valori secondo tabella 4.1.IV, con:

w1 = 0.20 mm

w2 = 0.30 mm

w3 = 0.40 mm

Essendo l'armatura in acciaio ordinario, definita poco sensibile, il limite di apertura delle fessure viene fissato a:

combinazione frequente wd = 1.7 wm < w1 = 0.20 mm

combinazione q.permanente wd = 1.7 wm < w1 = 0.20 mm

1.1.1.6 Zone ciclicamente asciutte e bagnate

Si considerano condizioni ambientali aggressive, visto che la classe d'esposizione è XC4, che devono sottostare a restrittive limitazioni sull'apertura di fessure.

In tali condizioni infatti la normativa prescrive valori secondo tabella 4.1.IV, con:

w1 = 0.20 mm

w2 = 0.30 mm

w3 = 0.40 mm

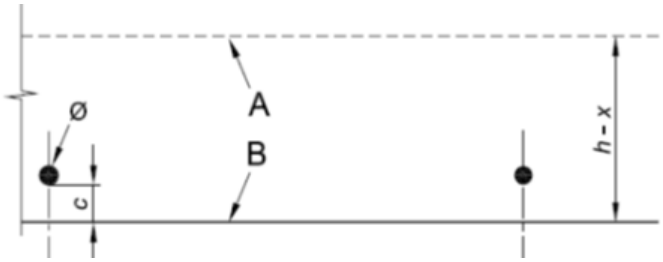
essendo l'armatura in acciaio ordinario, definita poco sensibile, il limite di apertura delle fessure viene fissato a:

combinazione frequente wd = 1.7 wm < w2 = 0.30 mm

combinazione q.permanente wd = 1.7 wm < w1 = 0.20 mm

1.1.1.7 Note sul copriferro utilizzato

Secondo quanto specificato nell'EC2 si prenderà come copriferro per tali verifiche a fessurazione la distanza tra il bordo del cls e la barra tesa corrente della sezione ((c.f. = c.f.netto + ØSt), ovvero 6.00cm per classi XC4 e 7.00cm per classi XS3:



10.2.2. Verifiche tensionali

Sono inoltre da verificare le tensioni agenti nell'acciaio e nel cls:

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c, deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_c < 0{,}60\ f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara) (4.1.40)

$\sigma_c < 0{,}45\ f_{ck}$ per combinazione quasi permanente. (4.1.41)

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, …) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima, σ_s, per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_s < 0{,}8\ f_{yk.}$ (4.1.42)

per i materiali prescelti dette disuguaglianze diventano per il calcestruzzo:

σc < 21.0 MPa per combinazione rara

σc < 15.75 MPa per combinazione quasi permanente

e per l'acciaio:

σs < 360.0 MPa per combinazione rara

Per quanto riguarda i ponti ferroviari dette tensioni si modificano, seguendo la normativa [4]:

$\sigma c < 0.55\ f_{ck} = 19.25$ MPa per combinazione rara

$\sigma c < 0.40\ f_{ck} = 14.00$ MPa per combinazione quasi permanente

e per l'acciaio:

$\sigma s < 0.75\ f_{yk} = 337.50$ MPa per combinazione rara

Dette tensioni vengono ricavate con l'uso del software VcaSLU utilizzando i copriferri di calcolo.

10.2.3. Verifiche a deformazione

Come indicato in normativa: *"Per quanto riguarda i limiti di deformabilità, essi devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alla destinazione d'uso, con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche. Per quanto riguarda i valori limite, essi dovranno essere commisurati a specifiche esigenze e potranno essere dedotti da documentazione tecnica di comprovata validità."*

Per quanto riguarda i sottopassi stradali e i muri a "U" si prende come limite L/δ > 500.

Per quanto riguarda i sottopassi ferroviari si prende a riferimento quanto riportato in normativa [4]:

"Inflessione nel piano verticale dell'impalcato

Considerando la presenza dei treni di carico LM71, SW/0, SW/2, incrementati con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente α, il massimo valore di inflessione per effetto di tali carichi ferroviari non deve eccedere il valore L/600."

Inoltre si deve rispettare lo stato limite di comfort dei passeggeri:

Il comfort di marcia per i passeggeri è controllato limitando i valori della freccia verticale dei ponti ferroviari in funzione della luce e del numero delle campate consecutive, dello schema statico del ponte e della velocità V di percorrenza del convoglio.

L'inflessione verticale deve calcolarsi in asse al binario, considerando il modello di carico LM71 con il relativo incremento dinamico e con il coefficiente α; in caso di ponte a doppio binario dovrà calcolarsi sempre la freccia in asse al binario carico, applicando un solo modello di carico LM71 con il relativo incremento dinamico e con il coefficiente α.

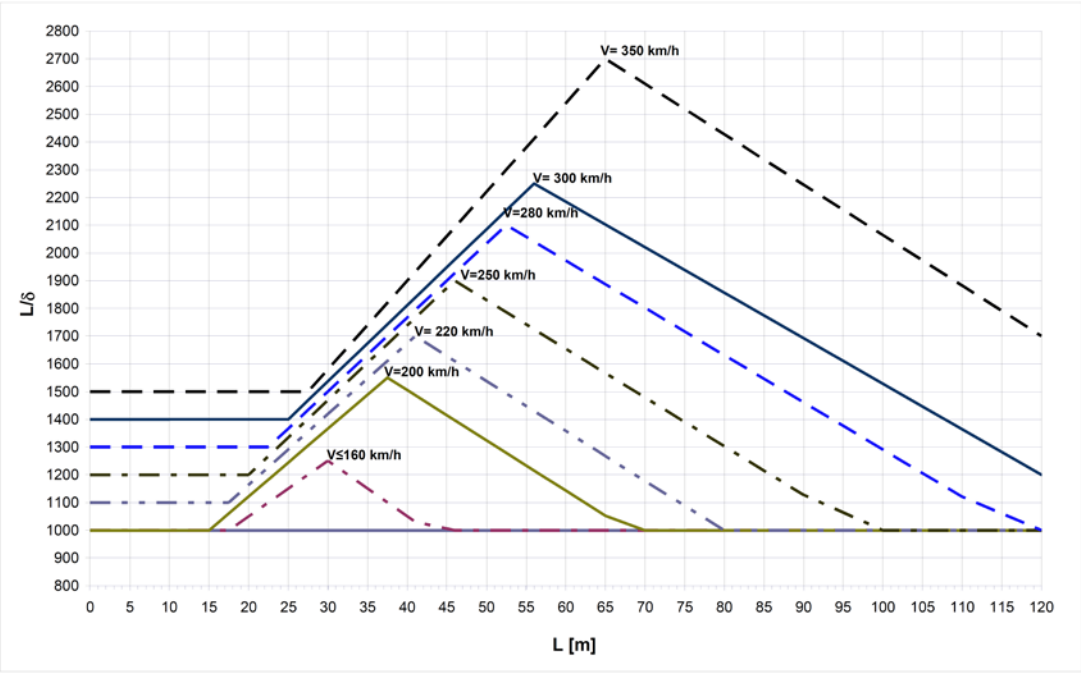


Fig. 1.8.3.2.2-2 Valori del limite di deformabilità L/□ .

In ogni caso L/δ non potrà essere inferiore a 1000.

11. RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI: SEZIONE A

Si riepilogano in forma tabellare le sollecitazioni agenti, le armature disposte e le resistenze dei componenti strutturali, col relativo tasso di lavoro a verifica:

Code : Eurocode2:04,NTC2008 Unit : kN , m

Sorted by: Member / Property — Results: Strength / Serviceability — Primary Sorting Option: SECT / MEMB

MEMB / SECT / Span	SEL	Section Bc / Hc / bf / hf	fck / fyk / fyw	POS	CHK	AsTop	AsBot	N(-) M_Ed	LCB	x/d	N(-) M_Rd	Rat-N	P(+) M_Ed	LCB	x/d	P(+) M_Rd	Rat-P	V_Ed	LCB	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V
0		PLATEA	35000.0	I	OK	0.0016	0.0032	0.00000	11	0.10	385.017	**0.00**	636.174	11	0.12	735.305	**0.87**	117.723	4	307.319	238.774	0.38	0.49	**0.38**
1	☐	1.000	0.700	M	OK	0.0016	0.0023	0.00000	11	0.09	385.337	**0.00**	396.108	11	0.10	537.409	**0.74**	86.4166	11	274.714	238.774	0.31	0.36	**0.31**
10.500		0.000	0.000	J	OK	0.0016	0.0016	0.00000	11	0.09	385.698	**0.00**	353.789	4	0.09	385.698	**0.92**	113.978	10	255.013	238.774	0.45	0.48	**0.45**
0		MURI	35000.0	I	OK	0.0016	0.0031	327.946	10	0.10	386.504	**0.85**	581.360	11	0.12	735.305	**0.79**	295.925	11	306.540	250.713	0.97	1.18	**0.97**
2	☐	1.000	0.700	M	OK	0.0016	0.0016	138.352	10	0.09	385.698	**0.36**	292.854	11	0.09	385.698	**0.76**	193.177	11	255.013	250.713	0.76	0.77	**0.76**
4.7500		0.000	0.000	J	OK	0.0016	0.0016	5.12416	10	0.09	385.698	**0.01**	24.9480	11	0.09	385.698	**0.06**	45.2141	11	255.013	250.713	0.18	0.18	**0.18**

Figure 3 verifiche slu

Code : Eurocode2:04,NTC2008 Unit : kN , m

Sorted by: Member / Property — Results: Strength / Serviceability — Primary Sorting Option: SECT / MEMB

MEMB / SECT / Span	SEL	Section Bc / Hc / bf / hf	fck / fyk / fyw	POS	CHK	Stress Control: Concrete Top-s	Concrete Top-sa	Concrete Bot-s	Concrete Bot-sa	Reinforcement Top-s	Reinforcement Top-sa	Reinforcement Bot-s	Reinforcement Bot-sa	Crack Control Top-w	Crack Control Top-w	Crack Control Bot-w	Crack Control Bot-wa	Deflection Control Def	Deflection Control Defa
0		PLATEA	35000.0	I	OK	0.00000	0.00000	2765.78	3209.96	0.00000	0.00000	25851.4	360000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0003		
1	☐	1.000	0.700	M	OK	0.00000	0.00000	2126.41	3209.96	0.00000	0.00000	19927.7	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0019	0.0210
10.500		0.000	0.000	J	OK	0.00000	0.00000	2937.32	3209.96	0.00000	0.00000	27582.8	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002		
0		MURI	35000.0	I	OK	2661.56	3209.96	3044.55	3209.96	25103.6	360000	28458.9	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0002		
2	☐	1.000	0.700	M	OK	1148.66	3209.96	1859.91	3209.96	10786.5	360000	17465.4	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0002	0.0000	0.0095
4.7500		0.000	0.000	J	OK	42.5431	3209.96	121.571	3209.96	399.499	360000	1141.60	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0003		

Figure 4 verifiche sle

11.1. Risultati del calcolo

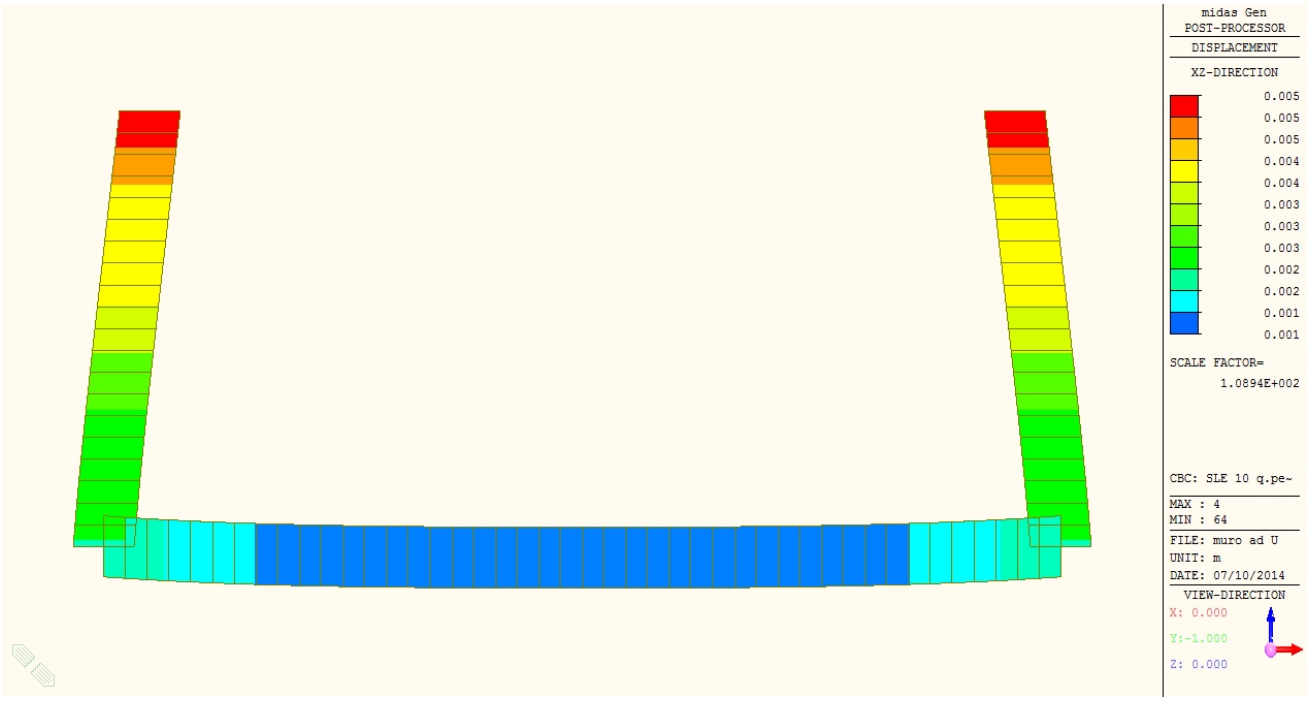


Figure 5 deformata sle quasi permanente

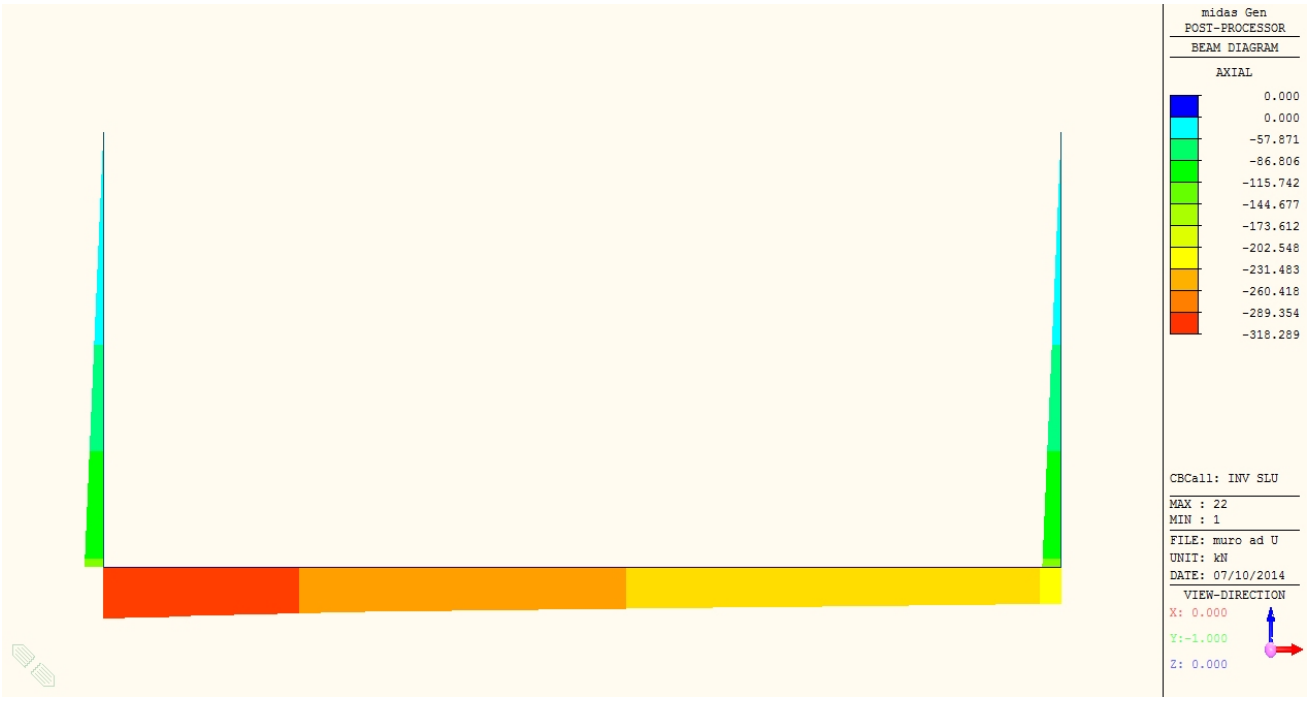


Figure 6 sforzo assiale Fx

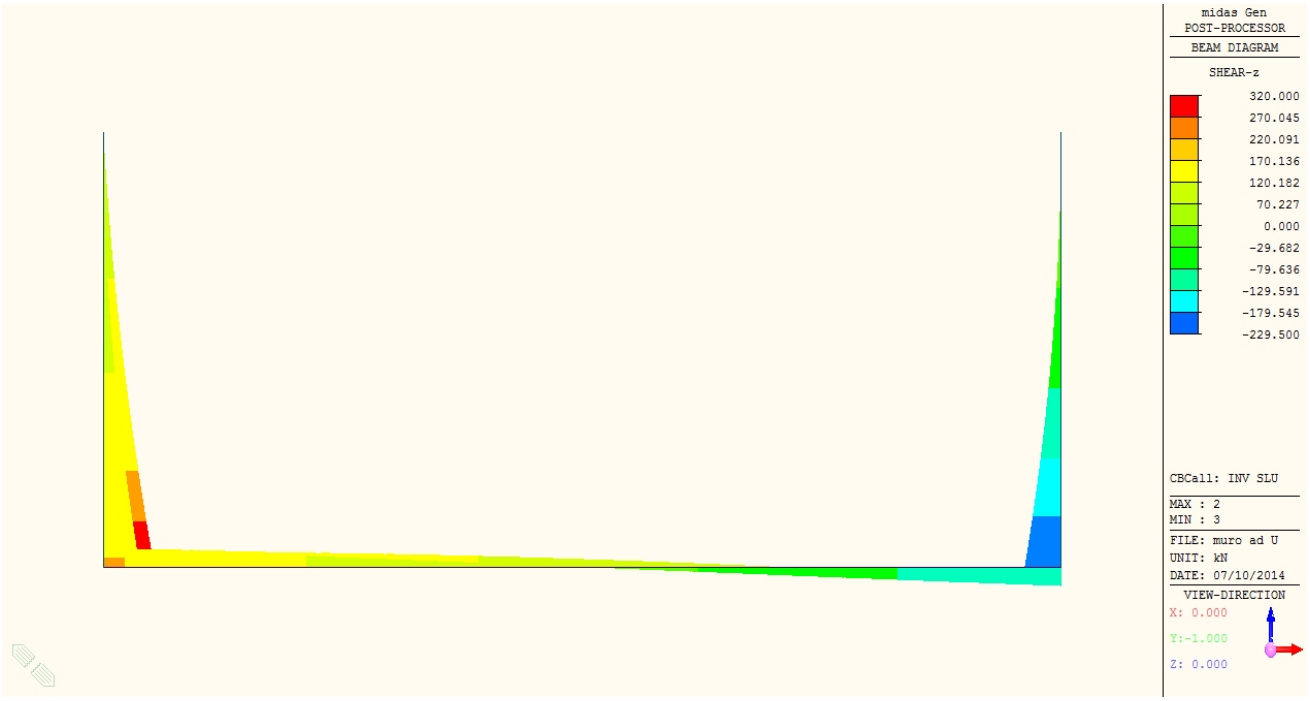


Figure 7 taglio Fz

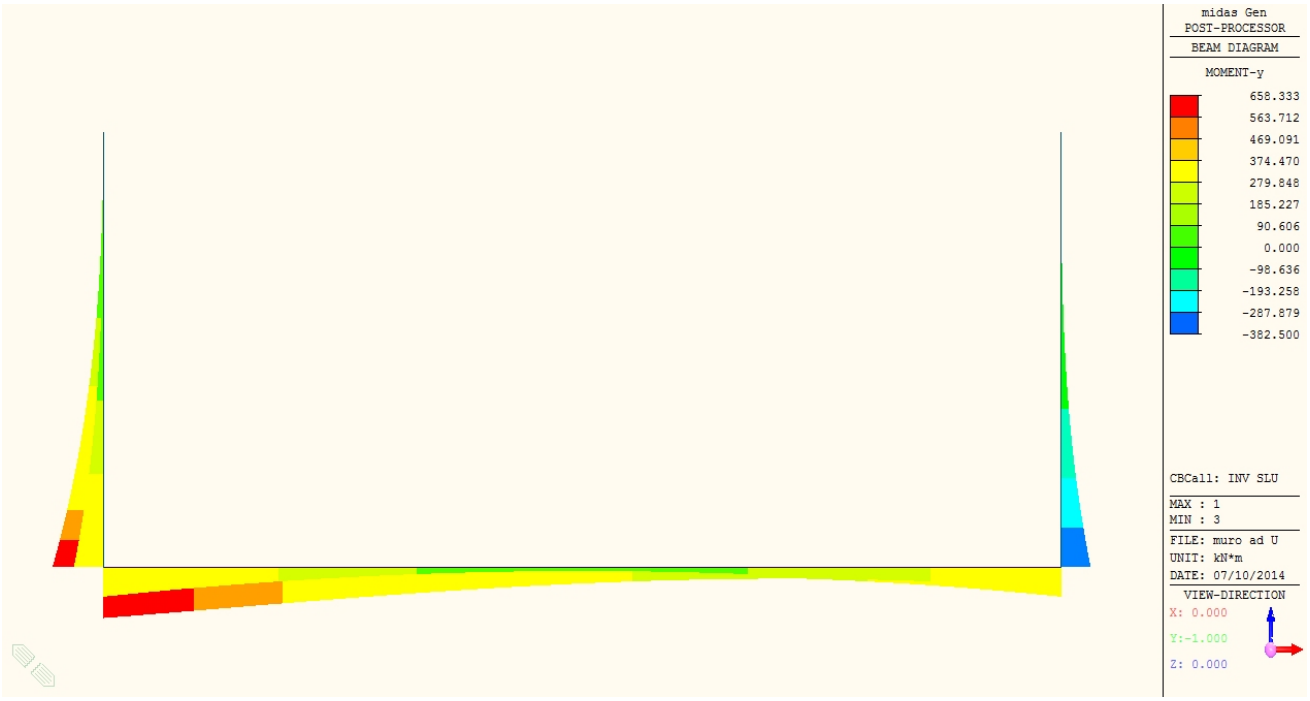


Figure 8 momento flettente My

11.2. Verifiche SLU+SISM

midas Gen **RC Beam Strength Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...\muro ad U.mgb

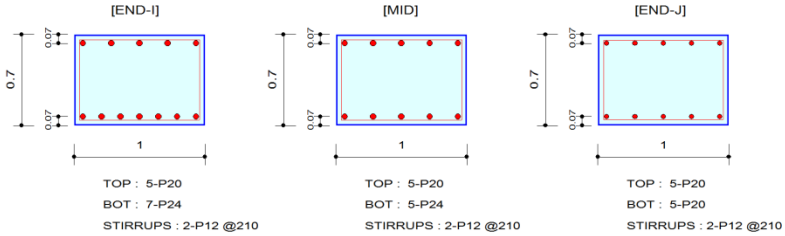
1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m

Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa

Section Property: PLATEA (No : 1) Beam Span : 10.5 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	11	11	11
Moment (M_Ed)	0.00	0.00	0.00
Factored Strength (M_Rd)	385.02	385.34	385.70
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.0000	0.0000	0.0000
Neutral Axis (x/d)	0.0959	0.0927	0.0889
(+) Load Combination No.	11	11	4
Moment (M_Ed)	636.17	396.11	353.79
Factored Strength (M_Rd)	735.30	537.41	385.70
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.8652	0.7371	0.9173
Neutral Axis (x/d)	0.1172	0.1001	0.0889
Using Rebar Top (As_top)	0.0016	0.0016	0.0016
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0032	0.0023	0.0016

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	4	11	10
Factored Shear Force (V_Ed)	117.72	86.42	113.98
Shear Strength by Conc.(V_Rdc)	307.32	274.71	255.01
Shear Strength by Rebar.(V_Rds)	238.77	238.77	238.77
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0011	0.0011	0.0011
Using Stirrups Spacing	2-P12 @210	2-P12 @210	2-P12 @210
Shear Ratio by Conc	0.3831	0.3146	0.4469
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	0.4930	0.3619	0.4773
Check Ratio	0.3831	0.3146	0.4469

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 07/11/2014 11:18

midas Gen

RC Beam Strength Checking Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...\muro ad U.mgb

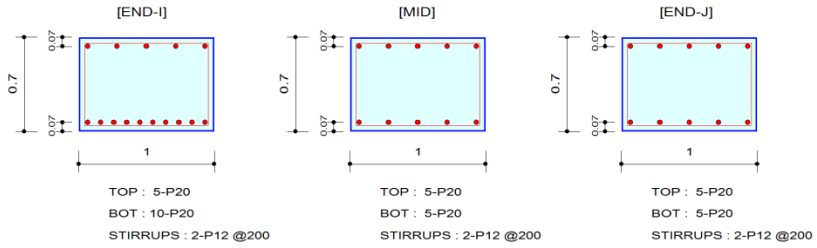
1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m

Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa

Section Property: MURI (No : 2) Beam Span : 4.75 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	10	10	10
Moment (M_Ed)	327.95	138.35	5.12
Factored Strength (M_Rd)	386.50	385.70	385.70
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.8485	0.3587	0.0133
Neutral Axis (x/d)	0.0959	0.0889	0.0889
(+) Load Combination No.	11	11	11
Moment (M_Ed)	581.36	292.85	24.95
Factored Strength (M_Rd)	735.30	385.70	385.70
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.7906	0.7593	0.0647
Neutral Axis (x/d)	0.1172	0.0889	0.0889
Using Rebar Top (As_top)	0.0016	0.0016	0.0016
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0031	0.0016	0.0016

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	11	11	11
Factored Shear Force (V_Ed)	295.92	193.18	45.21
Shear Strength by Conc.(V_Rdc)	306.54	255.01	255.01
Shear Strength by Rebar.(V_Rds)	250.71	250.71	250.71
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0011	0.0011	0.0011
Using Stirrups Spacing	2-P12 @200	2-P12 @200	2-P12 @200
Shear Ratio by Conc	0.9654	0.7575	0.1773
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	1.1803	0.7705	0.1803
Check Ratio	0.9654	0.7575	0.1773

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 07/11/2014 11:18

11.3. Verifiche SLE

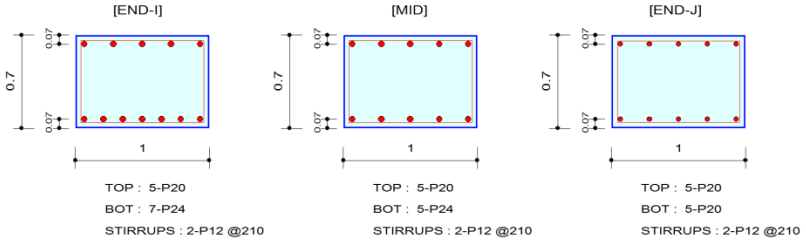
midas Gen **RC Beam Serviceability Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...\muro ad U.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m
Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
Section Property : PLATEA (No : 1) Beam Span : 10.5 m

2. Section Diagram



3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	21	21	21	21	21	21
Stress(s)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Stress Ratio(s/sa)	*****	*****	*****	*****	*****	*****
(+) Load Combination No.	21	21	13	13	13	13
Stress(s)	2765.78	25851.36	2126.41	19927.71	2937.32	27582.79
Allowable Stress(sa)	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.8616	0.0718	0.6624	0.0554	0.9151	0.0766

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	21	21	21
Stress(s)	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.00	0.00	0.00
Result	*****	*****	*****
(+) Load Combination No.	21	21	21
Stress(s)	2765.78	1027.34	2935.47
Allowable Stress(sa)	15750.00	15750.00	15750.00
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 07/11/2014 11:18
- 1 / 2 -

midas Gen **RC Beam Serviceability Checking Result**

MIDAS	**Company**		**Project Title**	
	Author		**File Name**	C:\...\muro ad U.mgb

5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	21	21	21
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	*****	*****	*****
(+) Load Combination No.	19	21	21
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.7274	0.0741	0.2411

6. Deflection Control

L/500 = 0.021000 > 0.0019 (LCB:13, POS: 4.5m from END-I)..... O.K

midas Gen **RC Beam Serviceability Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...\muro ad U.mgb

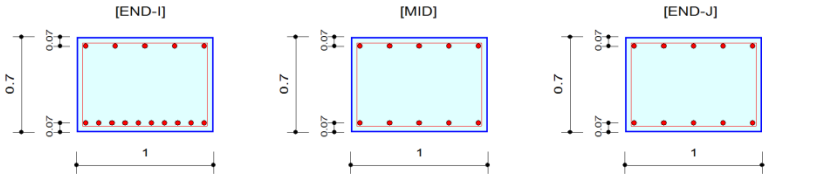
1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m

Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa

Section Property: MURI (No : 2) Beam Span : 4.75 m

2. Section Diagram



[END-I]
TOP : 5-P20
BOT : 10-P20
STIRRUPS : 2-P12 @200

[MID]
TOP : 5-P20
BOT : 5-P20
STIRRUPS : 2-P12 @200

[END-J]
TOP : 5-P20
BOT : 5-P20
STIRRUPS : 2-P12 @200

3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	21	21	21	21	21	21
Stress(s)	2661.56	25103.55	1148.66	10786.48	42.54	399.50
Allowable Stress(sa)	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.8292	0.0697	0.3578	0.0300	0.0133	0.0011
(+) Load Combination No.	19	19	13	13	13	13
Stress(s)	3044.55	28458.94	1859.91	17465.42	121.57	1141.60
Allowable Stress(sa)	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.9485	0.0791	0.5794	0.0485	0.0379	0.0032

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	21	21	21
Stress(s)	2661.56	1148.66	42.54
Allowable Stress(sa)	15750.00	15750.00	15750.00
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	21	21	21
Stress(s)	2567.60	1148.66	42.54
Allowable Stress(sa)	15750.00	15750.00	15750.00
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

midas Gen **RC Beam Serviceability Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...\muro ad U.mgb

5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	21	21	21
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.2195	0.0943	0.0035
(+) Load Combination No.	21	21	19
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.1417	0.0943	0.0041

6. Deflection Control

L/500 = 0.009500 > 0.0000 (LCB:13, POS: 4.8m from END-I)..... O.K

12. RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI: SEZIONE B

Si riepilogano in forma tabellare le sollecitazioni agenti, le armature disposte e le resistenze dei componenti strutturali, col relativo tasso di lavoro a verifica:

Code : Eurocode2:04,NTC2008 Unit : kN , m

Primary Sorting Option: SECT / MEMB

Sorted by: Member / Property — Results: Strength / Serviceability

MEMB / SECT / Span	SEL	Section Bc / bf	Section Hc / hf	fck / fyk / fyw	POS	CHK	AsTop	AsBot	N(-) M_Ed	LCB	x/d	N(-) M_Rd	Rat-N	P(+) M_Ed	LCB	x/d	P(+) M_Rd	Rat-P	V_Ed	LCB	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V
0		PLATEA		35000.0	I	OK	0.0022	0.0054	458.053	2	0.11	621.957	**0.74**	1239.25	8	0.15	1398.52	**0.89**	386.443	7	389.502	770.491	0.99	0.50	**0.99**
1	☐	1.000	0.800	450000	M	OK	0.0045	0.0016	1007.68	7	0.13	1210.43	**0.83**	268.880	7	0.09	446.947	**0.60**	371.988	6	372.066	527.885	1.00	0.70	**1.00**
10.500		0.000	0.000	450000	J	OK	0.0036	0.0023	915.320	7	0.11	981.345	**0.93**	625.585	1	0.09	626.673	**1.00**	263.747	11	345.395	791.828	0.76	0.33	**0.76**
0		MURI		35000.0	I	OK	0.0045	0.0069	625.585	1	0.14	1034.50	**0.60**	1239.25	8	0.17	1516.92	**0.82**	538.954	8	394.695	671.230	1.37	0.80	**0.80**
2	☐	1.000	0.700	450000	M	OK	0.0031	0.0038	653.983	7	0.14	736.665	**0.89**	616.302	8	0.13	855.312	**0.72**	225.498	7	327.525	683.358	0.69	0.33	**0.69**
5.5000		0.000	0.000	450000	J	OK	0.0053	0.0016	909.601	7	0.17	1208.11	**0.75**	156.922	10	0.10	386.644	**0.41**	312.734	6	365.210	683.358	0.86	0.46	**0.86**
0		SOLETTA		35000.0	I	OK	0.0016	0.0036	86.8225	1	0.06	628.927	**0.14**	1134.56	7	0.08	1397.76	**0.81**	408.465	1	410.895	819.790	0.99	0.50	**0.99**
3	☐	1.000	1.100	450000	M	OK	0.0016	0.0036	0.00000	11	0.06	628.927	**0.00**	1276.78	1	0.08	1397.76	**0.91**	388.479	7	410.895	546.527	0.95	0.71	**0.95**
10.500		0.000	0.000	450000	J	OK	0.0038	0.0023	909.601	7	0.08	1439.06	**0.63**	829.428	9	0.08	906.247	**0.92**	408.465	1	418.846	819.790	0.98	0.50	**0.98**

Figure 9 riassunto verifiche SLU

Code : Eurocode2:04,NTC2008 Unit : kN , m

Primary Sorting Option: SECT / MEMB

Sorted by: Member / Property — Results: Strength / Serviceability

MEMB / SECT / Span	SEL	Section Bc / bf	Section Hc / hf	fck / fyk / fyw	POS	CHK	Stress Control: Concrete Top-s	Concrete Top-sa	Concrete Bot-s	Concrete Bot-sa	Reinforcement Top-s	Reinforcement Top-sa	Reinforcement Bot-s	Reinforcement Bot-sa	Crack Control Top-w	Crack Control Top-w	Crack Control Bot-w	Crack Control Bot-wa	Deflection Control Def	Deflection Control Defa
0		PLATEA		35000.0	I	OK	2716.14	3209.96	3101.24	3209.96	26459.8	360000	27998.8	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0002		
1	☐	1.000	0.800	450000	M	OK	2748.69	3209.96	1537.17	3209.96	26442.2	360000	14978.4	360000	0.0002	0.0003	0.0000	0.0000	0.0039	0.0210
10.500		0.000	0.000	450000	J	OK	2666.80	3209.96	2986.70	3209.96	25747.7	360000	29007.1	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0002		
0		MURI		35000.0	I	OK	3127.37	3209.96	2994.03	3209.96	29523.9	360000	26811.1	360000	0.0002	0.0003	0.0001	0.0003		
2	☐	1.000	0.700	450000	M	OK	2948.06	3209.96	3160.00	3209.96	27716.2	360000	27587.1	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0002	0.0000	0.0110
5.5000		0.000	0.000	450000	J	OK	2192.10	3209.96	1725.97	3209.96	20362.0	360000	16369.2	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0002		
0		SOLETTA		35000.0	I	OK	732.468	3209.96	2857.59	3209.96	7521.36	360000	29201.5	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0002		
3	☐	1.000	1.100	450000	M	OK	100.757	3209.96	3070.02	3209.96	1034.63	360000	31372.3	360000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0023	0.0210
10.500		0.000	0.000	450000	J	OK	3073.17	3209.96	2678.71	3209.96	29592.7	360000	27484.0	360000	0.0000	0.0003	0.0000	0.0002		

Figure 10 riassunto verifiche SLE

12.1. Risultati del calcolo

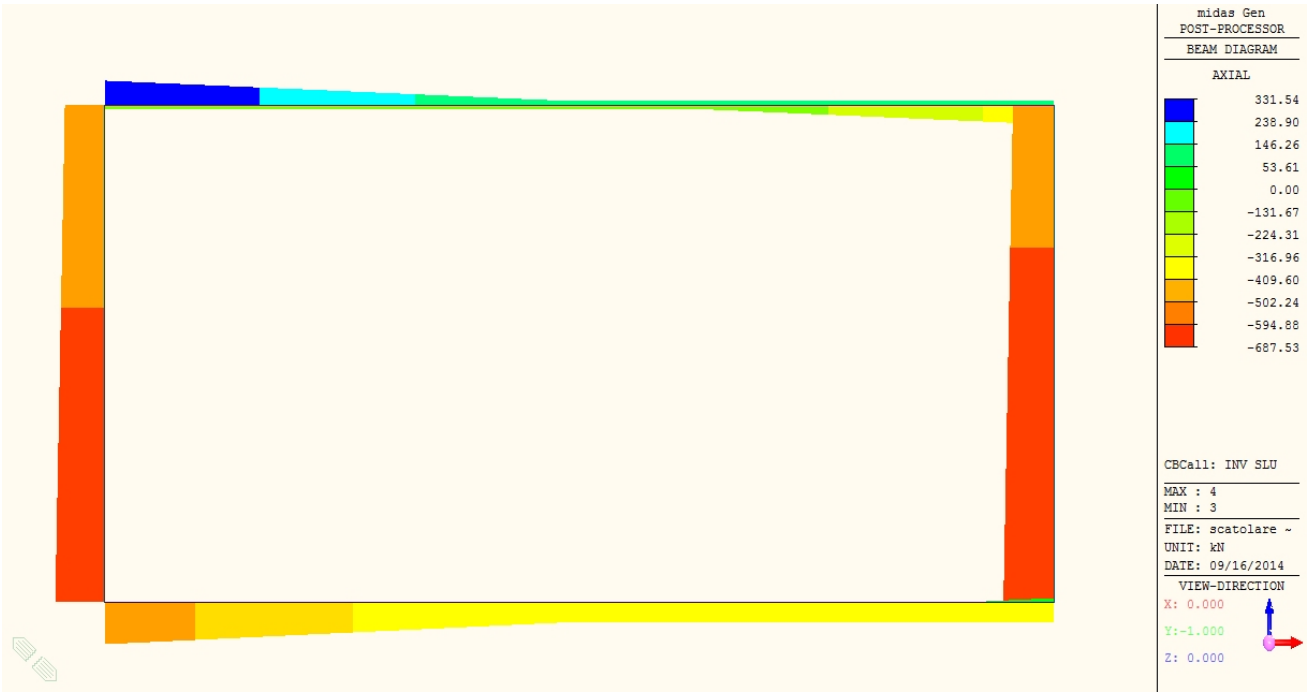


Figure 11 sforzo assiale

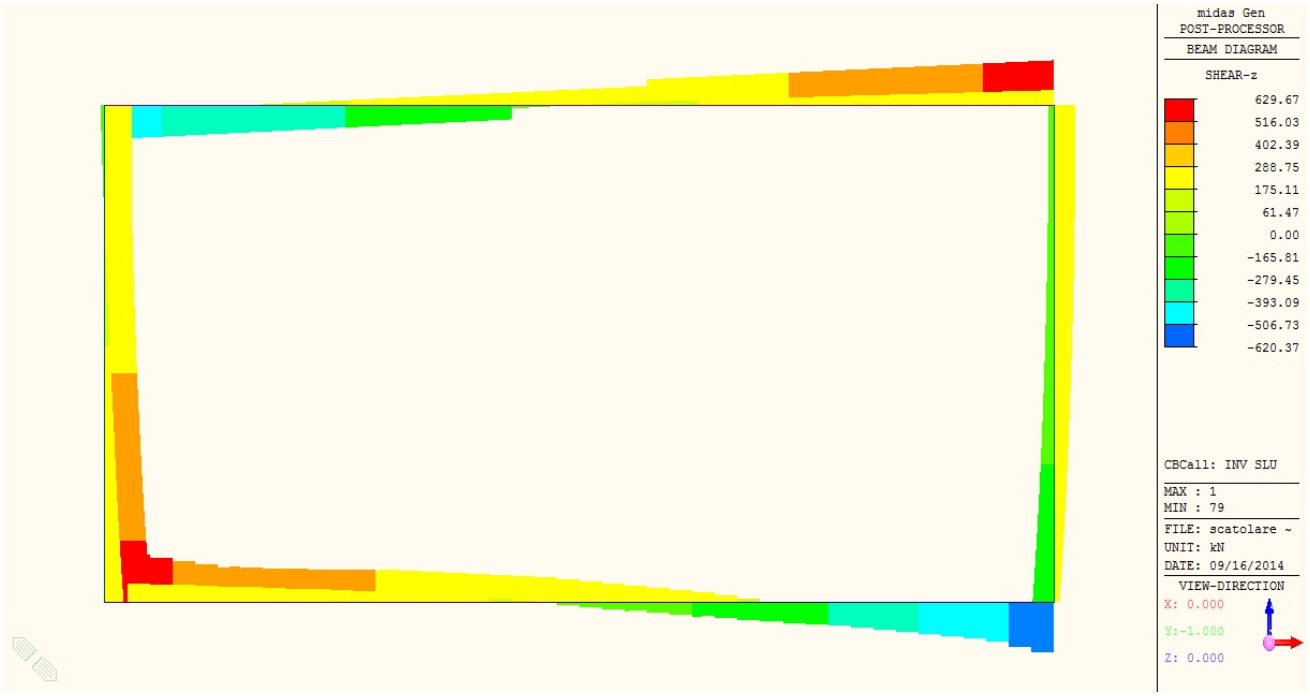


Figure 12 taglio

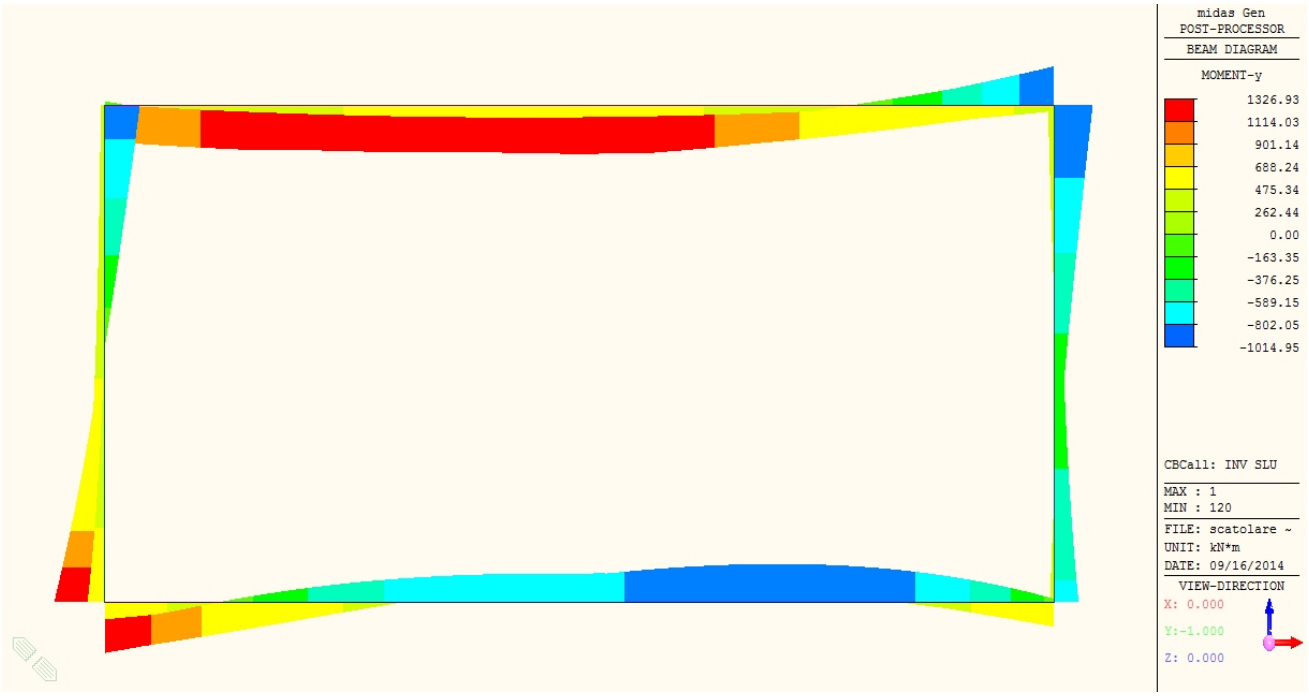


Figure 13 momento flettente

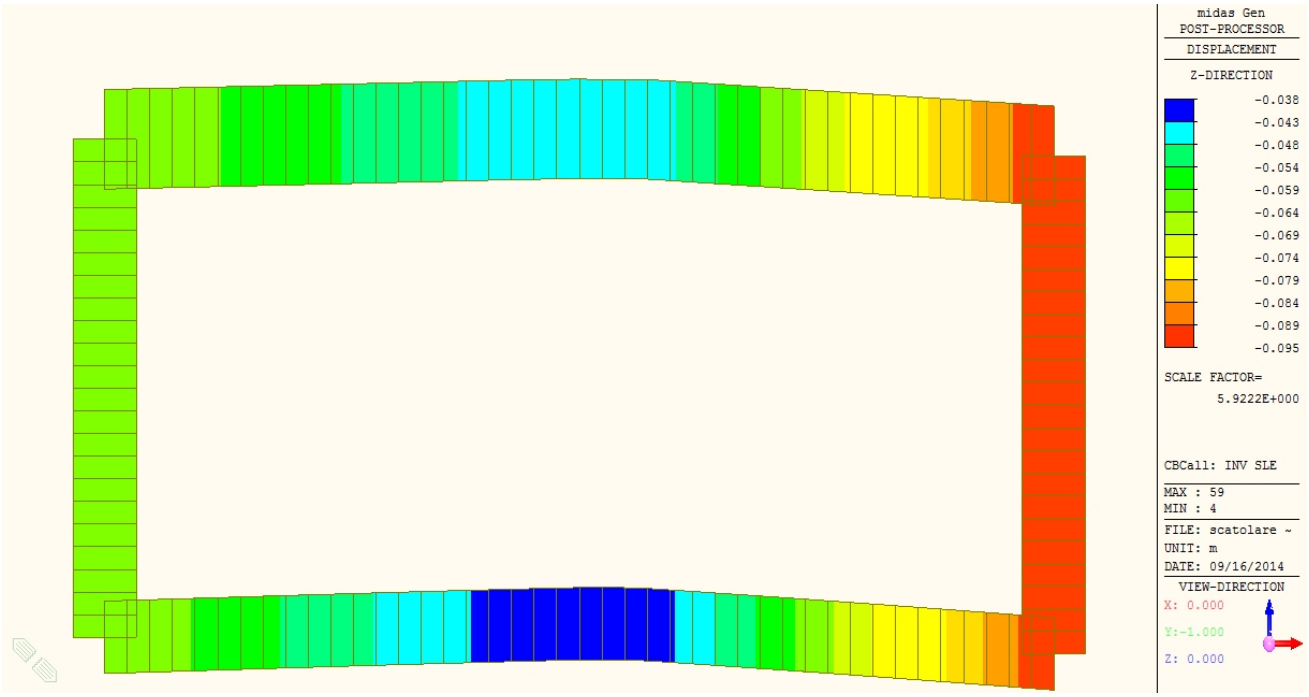


Figure 14 deformata verticale

12.2. Verifiche SLU+SISM

midas Gen **RC Beam Strength Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...atolare sotto via Merano.mgb

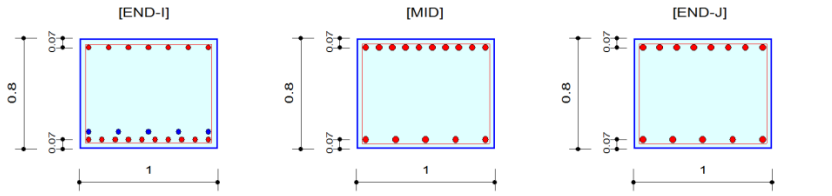
1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m

Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa

Section Property: PLATEA (No : 1) Beam Span : 10.5 m

2. Section Diagram



[END-I]
TOP : 7-P20
BOT : 10-P20/ 5-P24
STIRRUPS : 2-P14 @100

[MID]
TOP : 10-P24
BOT : 5-P20
STIRRUPS : 2-P14 @150

[END-J]
TOP : 8-P24
BOT : 5-P24
STIRRUPS : 2-P14 @100

3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	2	7	7
Moment (M_Ed)	458.05	1007.68	915.32
Factored Strength (M_Rd)	621.96	1210.43	981.34
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.7365	0.8325	0.9327
Neutral Axis (x/d)	0.1105	0.1299	0.1074
(+) Load Combination No.	8	7	1
Moment (M_Ed)	1239.25	268.88	625.59
Factored Strength (M_Rd)	1398.52	446.95	626.67
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.8861	0.6016	0.9983
Neutral Axis (x/d)	0.1465	0.0856	0.0901
Using Rebar Top (As_top)	0.0022	0.0045	0.0036
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0047	0.0016	0.0023

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	7	6	11
Factored Shear Force (V_Ed)	386.44	371.99	263.75
Shear Strength by Conc.(V_Rdc)	389.50	372.07	345.40
Shear Strength by Rebar.(V_Rds)	770.49	527.89	791.83
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0031	0.0021	0.0031
Using Stirrups Spacing	2-P14 @100	2-P14 @150	2-P14 @100
Shear Ratio by Conc	0.9921	0.9998	0.7636
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	0.5016	0.7047	0.3331
Check Ratio	0.9921	0.9998	0.7636

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 09/16/2014 11:52

midas Gen **RC Beam Strength Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...atolare sotto via Merano.mgb

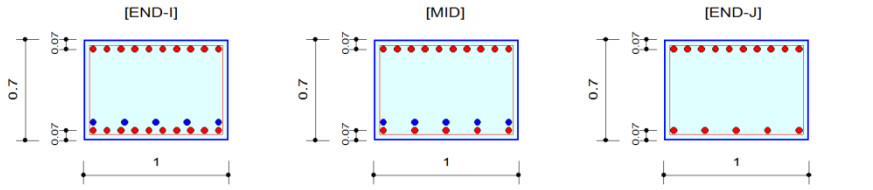
1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m

Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa

Section Property : MURI (No : 2) Beam Span : 5.5 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	1	7	7
Moment (M_Ed)	625.59	653.98	909.60
Factored Strength (M_Rd)	1034.50	736.67	1208.11
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.6047	0.8878	0.7529
Neutral Axis (x/d)	0.1396	0.1353	0.1719
(+) Load Combination No.	8	8	10
Moment (M_Ed)	1239.25	616.30	156.92
Factored Strength (M_Rd)	1516.92	855.31	386.64
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.8169	0.7206	0.4059
Neutral Axis (x/d)	0.1719	0.1289	0.1005
Using Rebar Top (As_top)	0.0045	0.0031	0.0053
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0080	0.0045	0.0016

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	8	7	6
Factored Shear Force (V_Ed)	538.95	225.50	312.73
Shear Strength by Conc.(V_Rdc)	394.69	327.52	365.21
Shear Strength by Rebar.(V_Rds)	671.23	683.36	683.36
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0031	0.0031	0.0031
Using Stirrups Spacing	2-P14 @100	2-P14 @100	2-P14 @100
Shear Ratio by Conc	1.3655	0.6885	0.8563
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	0.8029	0.3300	0.4576
Check Ratio	0.8029	0.6885	0.8563

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 09/16/2014 11:52

midas Gen

RC Beam Strength Checking Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...atolare sotto via Merano.mgb

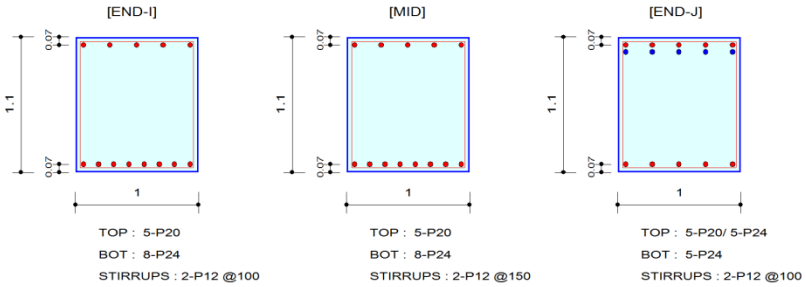
1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m

Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa

Section Property : SOLETTA (No : 3) Beam Span : 10.5 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	1	11	7
Moment (M_Ed)	86.82	0.00	909.60
Factored Strength (M_Rd)	628.93	628.93	1439.06
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.1380	0.0000	0.6321
Neutral Axis (x/d)	0.0594	0.0594	0.0806
(+) Load Combination No.	7	1	9
Moment (M_Ed)	1134.56	1276.78	829.43
Factored Strength (M_Rd)	1397.76	1397.76	906.25
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.8117	0.9134	0.9152
Neutral Axis (x/d)	0.0776	0.0776	0.0813
Using Rebar Top (As_top)	0.0016	0.0016	0.0031
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0036	0.0036	0.0023

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1	7	1
Factored Shear Force (V_Ed)	408.46	388.48	408.46
Shear Strength by Conc.(V_Rdc)	410.89	410.89	418.85
Shear Strength by Rebar.(V_Rds)	819.79	546.53	819.79
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0023	0.0015	0.0023
Using Stirrups Spacing	2-P12 @100	2-P12 @150	2-P12 @100
Shear Ratio by Conc	0.9941	0.9454	0.9752
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	0.4983	0.7108	0.4983
Check Ratio	0.9941	0.9454	0.9752

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 09/16/2014 11:52

12.2.1. Verifica sezione con passaggio polifere

In corrispondenza al tratto terminale del manufatto (corsia sud) vi è una modifica della sezione resistente a causa del passaggio di alcune polifore di tubi.

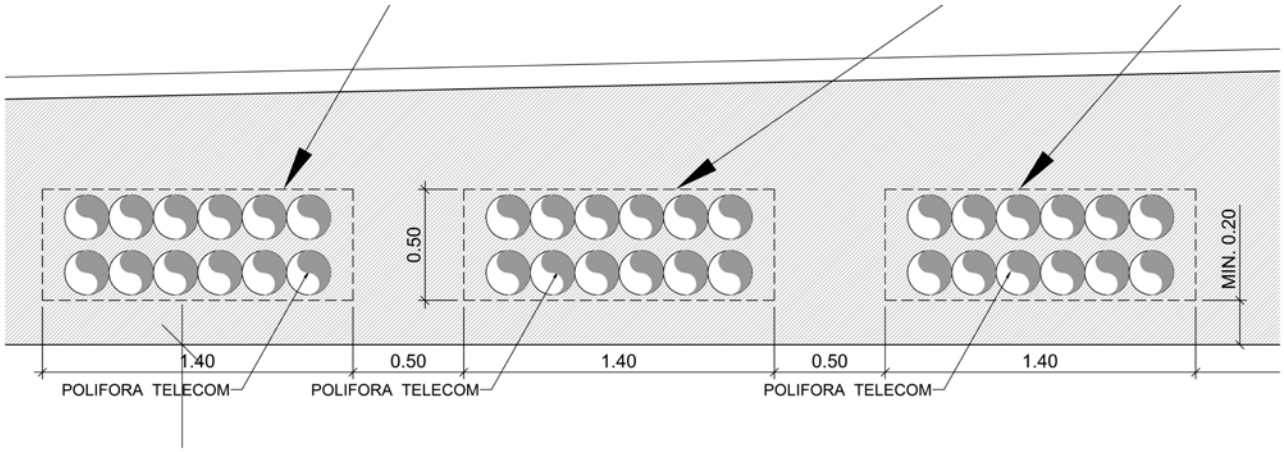


Figure 15 sezione impalcato stradale con passaggio polifere

Si verifica pertanto detta sezione con le sollecitazioni considerate per una larghezza di 2,00m e quindi pari a:

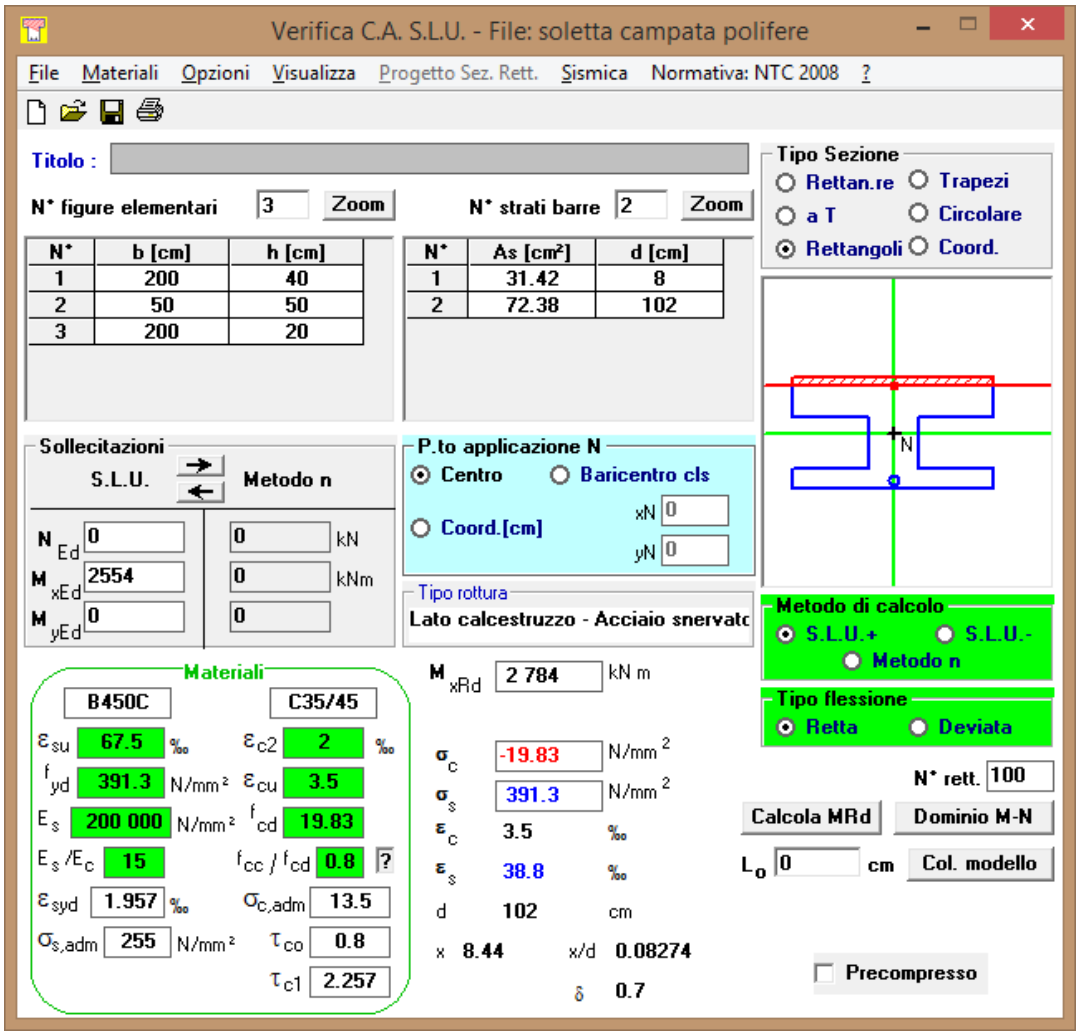
M' = M_{Sd} x 2,00m = 1277 kNm/m x 2,00m = 2554 kNm

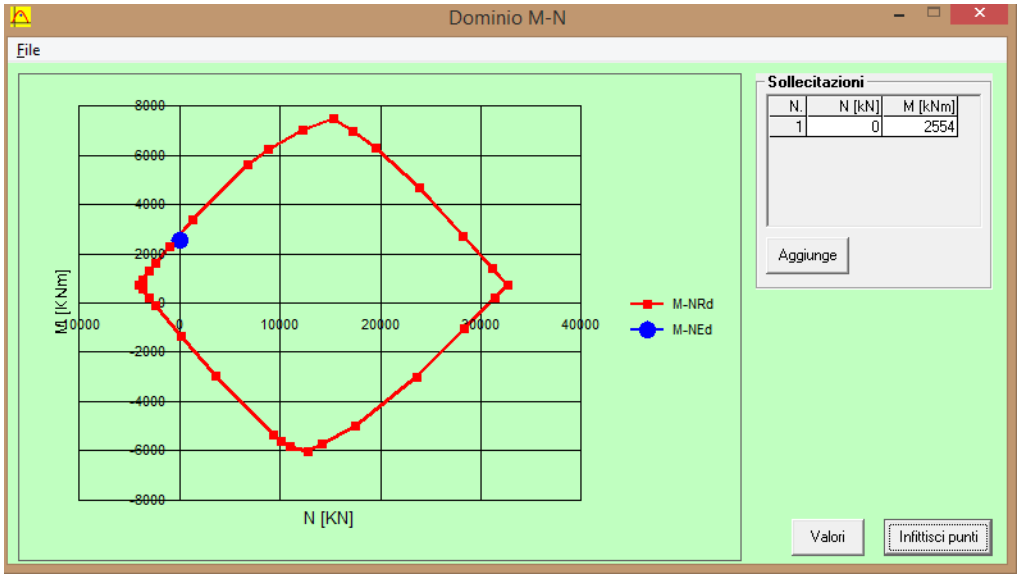
V' = V_{Sd} x 2,00m = 540 kN/m x 2,00m = 1080 kN

trattandosi di una sezione a doppio T.

Come armatura corrente si mantiene quella verificata per la sezione piena, ovvero 5Φ20 superiori e 8Φ24 inferiori (a metro), inserendo la quantità per la relativa larghezza considerate (2,0m).

1.1.1.8 Verifica a flessione





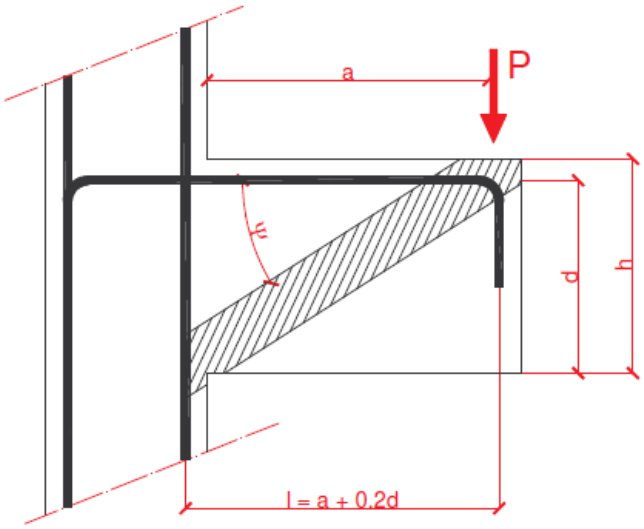
Si confermano le armature correnti disposte.

1.1.1.9 Verifica a taglio

VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - secondo DM2008 punto 4.1.2.1.3					
GEOMETRIA SEZIONE					
base b_w	500	[mm]	d utile	1030	[mm]
altezza	1100	[mm]	area	550000	[mm^2]
copriferro	70	[mm]			
MATERIALI			*calcestruzzo*		
			R_{ck}	45	[N/mm^2]
acciaio	B450C		f_{ck}	35	[N/mm^2]
f_{yk}	450	[N/mm^2]	γ_c	1.5	
γ_s	1.15		alfa cc	0.85	
f_{yd}	391	[N/mm^2]	f_{cd}	19.8	[N/mm^2]
			f'_{cd}	9.9	[N/mm^2]
SOLLECITAZIONE		**Vsd**	**1080**	**[kN]**	
elementi senza armature trasversali resistenti a taglio				[punto 4.1.2.1.3.1]	
(per solai piastre e membrature --> si calcola la resistenza a trazione del cls)					
k	1.44				
v_{min}	0.358				
Asl	7238	[mm^2] area armatura longitudinale tesa			
ρ1	0.014	<	0.020		
σ_{cp}	0.000	<	3.967	[MPa]	
N_{Sd}	0	[kN]	sforzo di compressione		
V_{Rd}	326.22	[kN] $V_{Rd,min}$ =	184.39	[kN]	
V_{Rd}	**326.22**	[kN]			
Vrd < Vsd	**necessario mettere armatura trasversale a taglio**				
elementi con armature trasversali resistenti a taglio				[punto 4.1.2.1.3.2]	
ARMATURE					
alfa c	1.00				
diam.staffe	14	[mm]		Inclinazione variabile	
s	250	[mm] passo staffe		ω_{sw}	0.049
n° braccia	2			cot θ*	3.048
Asw	308	[mm^2] armatura trasversale			
alfa	90	[°]	inclinazione staffe-asse trave		
cot (alfa)	0.00				
sen (alfa)	1.00				
θ	21.8	[°]	inclinazione puntoni cls tra 21.8° e 45°		
cot (θ)	2.50		compreso tra 1,0 e 2,5		
resistenza offerta dall'armatura a taglio				1117	[kN]
TAGLIO RESISTENTE					
resistenza di calcolo a taglio trazione				*formula 4.1.18*	
V_{Rds}	1117	[kN]			
resistenza di calcolo a taglio compressione				*formula 4.1.19*	
V_{Rcd}	1585	[kN]			
resistenza a taglio (min Vrsd ; Vrcd)				*formula 4.1.20*	
V_{Rd}	**1117**	**[kN]**	**sezione verificata a taglio**		

Si rende necessaria la posa di staffe chiuse a 2 braccia Φ14/250.

Si effettua la verifica della sezione più debole, ovvero quella forata, al carico da impronta stradale da ponte di 1a categoria (150 kN); data la geometria del problema si esclude un comportamento flessionale (a trave), ipotizzando un meccanismo a mensola tozza (tirante – puntone). Si verifica pertanto metà sezione data la simmetria del caso in esame, per una profondità b di 50cm (pari alla dimensione dell'impronta stradale):



P	202.5	kN	carico max agli SLU		
a	700	mm	distanza carico da bordo		
h	400	mm	altezza mensola		
d	320	mm	altezza utile		
l	764	mm	distanza armature		
b	500	mm	larghezza della mensola		
fcd	19.83	MPa	resistenza di calcolo a compressione del cls		
fyd	390	MPa	resistenza di calcolo a snervamento dell'acciaio		
cotΨ	2.65		cotangente angolo puntone compresso		
Ψ	21	°	angolo puntone compresso	(deve essere > 30°)	
n°	5		numero ferri		
ϕ	20	mm	diametro		
n°	0		numero ferri		
ϕ	0	mm	diametro		
As	1570	mm^2	area acciaio teso		
$P_{Rd,\ tirante}$	231	kN	verifica del tirante teso		verificato
$P_{Rd,\ puntone}$	224	kN	verifica del puntone compresso		verificato

Si prevedono pertanto ferri piegati in numero minimo di 10Φ20/m di sviluppo.

Nell'immagine successiva sono disegnati in rosso Ie staffe integrative a taglio (a 2 braccia Φ14/250) e in nero I ferri piegati aggiuntivi (10Φ20/m di sviluppo).

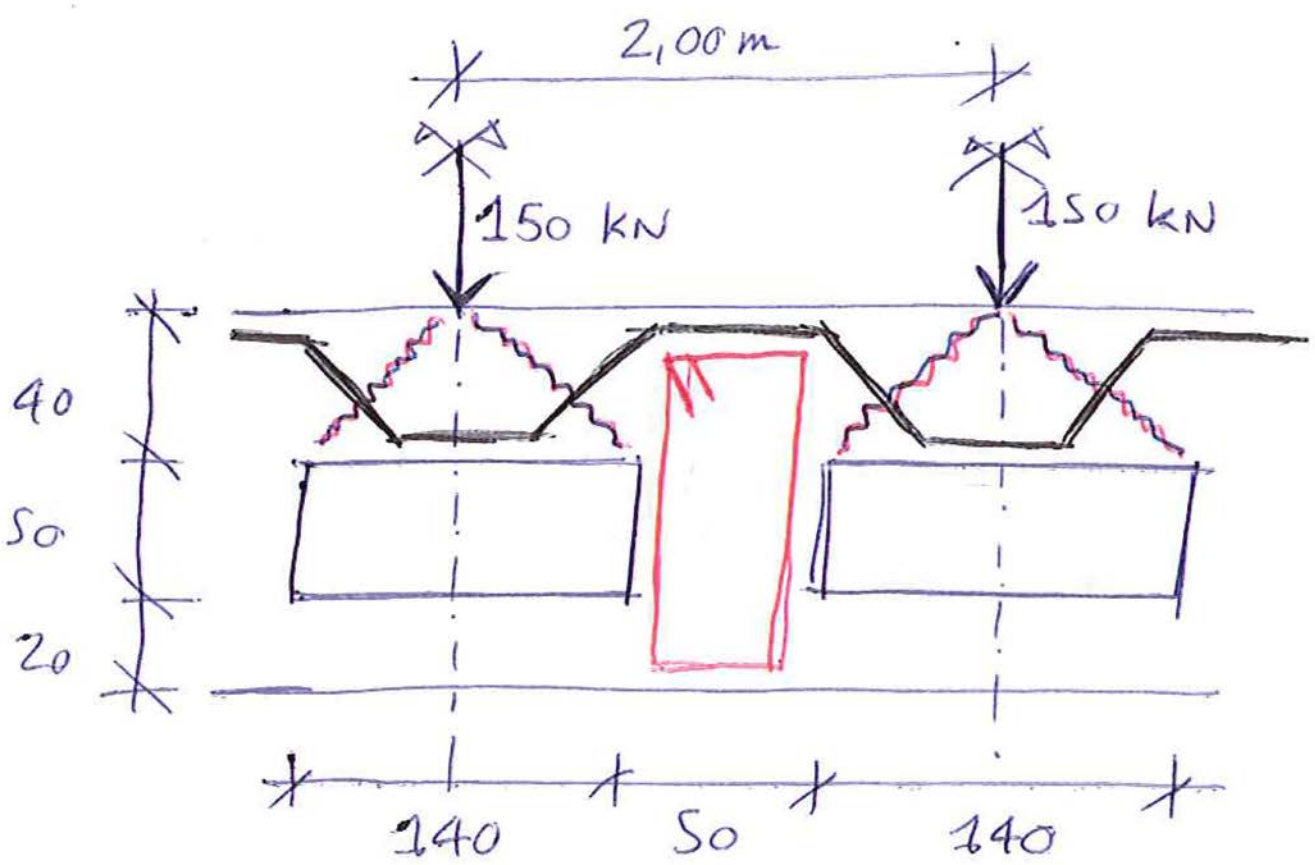


Figure 16 ferri integrativi nelle sezioni forate

12.3. Verifiche SLE

midas Gen **RC Beam Serviceability Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...atolare sotto via Merano.mgb

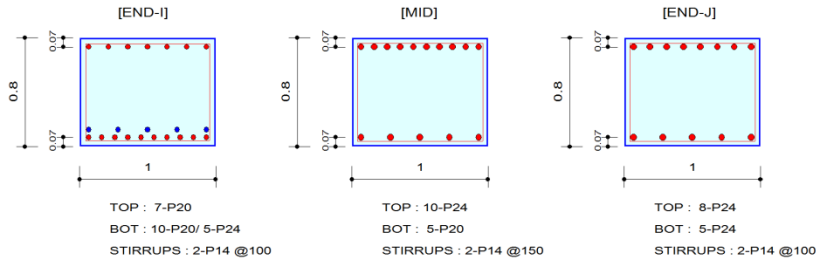
1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m

Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa

Section Property : PLATEA (No : 1) Beam Span : 10.5 m

2. Section Diagram



3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	15	15	20	20	12	12
Stress(s)	2716.14	26459.79	2748.69	26442.24	2666.80	25747.71
Allowable Stress(sa)	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.8462	0.0735	0.8563	0.0735	0.8308	0.0715
(+) Load Combination No.	19	19	16	16	18	18
Stress(s)	3101.24	27998.82	1537.17	14978.39	2986.70	29007.14
Allowable Stress(sa)	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.9661	0.0778	0.4789	0.0416	0.9304	0.0806

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	20	20	20
Stress(s)	1529.07	2748.69	1500.66
Allowable Stress(sa)	15750.00	15750.00	15750.00
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	21	21	21
Stress(s)	2524.22	0.00	2699.09
Allowable Stress(sa)	15750.00	0.00	15750.00
Result	Linear Creep	*****	Linear Creep

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 09/16/2014 11:52

- 1 / 2 -

midas Gen **RC Beam Serviceability Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...atolare sotto via Merano.mgb

5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	20	18	20
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.1061	0.5599	0.0858
(+) Load Combination No.	21	21	21
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.1106	*****	0.2018

6. Deflection Control

L/500 = 0.021000 > 0.0039 (LCB:12, POS: 5.3m from END-I)..... O.K

midas Gen **RC Beam Serviceability Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...atolare sotto via Merano.mgb

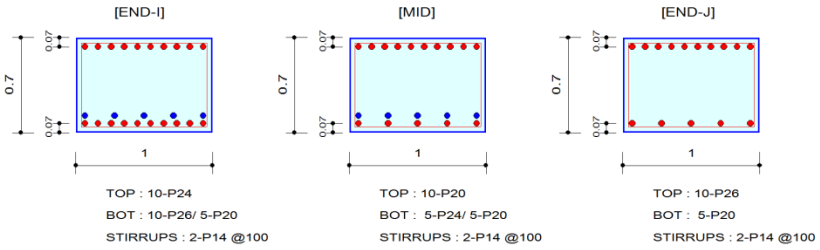
1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m

Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa

Section Property: MURI (No : 2) Beam Span : 5.5 m

2. Section Diagram



3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	21	21	12	12	12	12
Stress(s)	3127.37	29523.90	2948.06	27716.22	2192.10	20361.96
Allowable Stress(sa)	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.9743	0.0820	0.9184	0.0770	0.6829	0.0566
(+) Load Combination No.	21	21	13	13	12	12
Stress(s)	2994.03	26811.07	3160.00	27587.08	1725.97	16369.15
Allowable Stress(sa)	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.9327	0.0745	0.9844	0.0766	0.5377	0.0455

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	21	20	20
Stress(s)	3127.37	1731.60	896.49
Allowable Stress(sa)	15750.00	15750.00	15750.00
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	21	20	20
Stress(s)	2994.03	1715.30	974.15
Allowable Stress(sa)	15750.00	15750.00	15750.00
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

midas Gen **RC Beam Serviceability Checking Result**

MIDAS	**Company**		**Project Title**	
	Author		**File Name**	C:\...atolare sotto via Merano.mgb

5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	18	20	18
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.5102	0.0961	0.0451
(+) Load Combination No.	19	20	20
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.3454	0.0860	0.0808

6. Deflection Control

L/500 = 0.011000 > 0.0000 (LCB:16, POS: 2.8m from END-I)..... O.K

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 09/16/2014 11:52
- 2 / 2 -

midas Gen **RC Beam Serviceability Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...atolare sotto via Merano.mgb

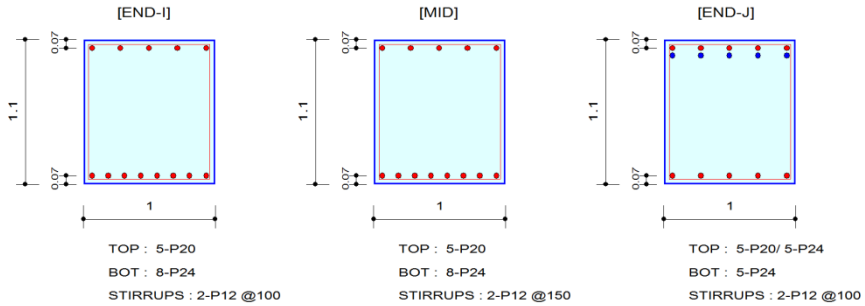
1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m

Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa

Section Property : SOLETTA (No : 3) Beam Span : 10.5 m

2. Section Diagram



3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	12	12	17	17	17	17
Stress(s)	732.47	7521.36	100.76	1034.63	3073.17	29592.71
Allowable Stress(sa)	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.2282	0.0209	0.0314	0.0029	0.9574	0.0822
(+) Load Combination No.	16	16	16	16	14	14
Stress(s)	2857.59	29201.49	3070.02	31372.33	2678.71	27483.99
Allowable Stress(sa)	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.8902	0.0811	0.9564	0.0871	0.8345	0.0763

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	20	21	20
Stress(s)	413.41	0.00	398.30
Allowable Stress(sa)	15750.00	0.00	15750.00
Result	Linear Creep	*****	Linear Creep
(+) Load Combination No.	21	21	21
Stress(s)	1539.02	2019.77	1566.40
Allowable Stress(sa)	15750.00	15750.00	15750.00
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

midas Gen **RC Beam Serviceability Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...atolare sotto via Merano.mgb

5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	20	21	18
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.0371	*****	0.0267
(+) Load Combination No.	21	21	21
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.0931	0.1222	0.1237

6. Deflection Control

L/500 = 0.021000 > 0.0023 (LCB:12, POS: 5.2m from END-I)..... O.K

13. RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI: SEZIONE C

Si riepilogano in forma tabellare le sollecitazioni agenti, le armature disposte e le resistenze dei componenti strutturali, col relativo tasso di lavoro a verifica:

Code : Eurocode2:04,NTC2008 Unit : kN , m

Primary Sorting Option: SECT / MEMB

Sorted by: Member / Property — Results: Strength / Serviceability

MEMB / SECT / Span	SEL	Section Bc / bf	Section Hc / hf	fck / fyk / fyw	POS	CHK	AsTop	AsBot	N(-) M_Ed	LCB	x/d	N(-) M_Rd	Rat-N	P(+) M_Ed	LCB	x/d	P(+) M_Rd	Rat-P	V_Ed	LCB	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V
0		PLATEA		35000.0	I	OK	0.0010	0.0023	15.5906	10	0.07	300.842	**0.05**	573.436	11	0.08	627.353	**0.91**	115.866	4	295.309	232.407	0.39	0.50	**0.39**
1	☐	1.000	0.800	450000	M	OK	0.0010	0.0010	107.975	10	0.06	295.265	**0.37**	285.220	11	0.06	295.265	**0.97**	76.7482	11	284.221	232.407	0.27	0.33	**0.27**
13.500		0.000	0.000	450000	J	OK	0.0010	0.0023	15.5906	10	0.07	300.842	**0.05**	268.702	4	0.08	627.353	**0.43**	113.216	10	295.309	232.407	0.38	0.49	**0.38**
0		MURI		35000.0	I	OK	0.0010	0.0023	252.476	10	0.09	260.729	**0.97**	525.457	11	0.10	536.686	**0.98**	268.578	11	274.714	200.570	0.98	1.34	**0.98**
2	☐	1.000	0.700	450000	M	OK	0.0010	0.0012	100.935	10	0.08	259.127	**0.39**	265.137	11	0.08	302.261	**0.88**	173.263	11	255.013	200.570	0.68	0.86	**0.68**
4.7500		0.000	0.000	450000	J	OK	0.0010	0.0010	3.57937	10	0.07	257.687	**0.01**	23.8037	11	0.07	257.687	**0.09**	42.3232	11	255.013	200.570	0.17	0.21	**0.17**

Figure 17 verifiche slu

Code : Eurocode2:04,NTC2008 Unit : kN , m

Primary Sorting Option: SECT / MEMB

Sorted by: Member / Property — Results: Strength / Serviceability

MEMB / SECT / Span	SEL	Section Bc / bf	Section Hc / hf	fck / fyk / fyw	POS	CHK	Stress Control: Concrete Top-s	Concrete Top-sa	Concrete Bot-s	Concrete Bot-sa	Stress Control: Reinforcement Top-s	Reinforcement Top-sa	Reinforcement Bot-s	Reinforcement Bot-sa	Crack Control Top-w	Crack Control Top-w	Crack Control Bot-w	Crack Control Bot-wa	Deflection Control Def	Deflection Control Defa
0		PLATEA		35000.0	I	OK	100.750	3209.96	2750.41	3209.96	978.373	360000	26558.5	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0002		
1	☐	1.000	0.800	450000	M	OK	710.677	3209.96	776.364	3209.96	6882.13	360000	7518.24	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0003	0.0006	0.0270
13.500		0.000	0.000	450000	J	OK	100.750	3209.96	1690.78	3209.96	978.373	360000	16326.5	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0002		
0		MURI		35000.0	I	OK	2121.09	3209.96	2556.76	3209.96	19990.0	360000	23919.8	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0002		
2	☐	1.000	0.700	450000	M	OK	861.598	3209.96	1585.29	3209.96	8095.62	360000	14877.7	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0002	0.0000	0.0095
4.7500		0.000	0.000	450000	J	OK	30.6514	3209.96	112.162	3209.96	287.831	360000	1053.25	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0003		

Figure 18 verifiche sle

13.1. Risultati del calcolo

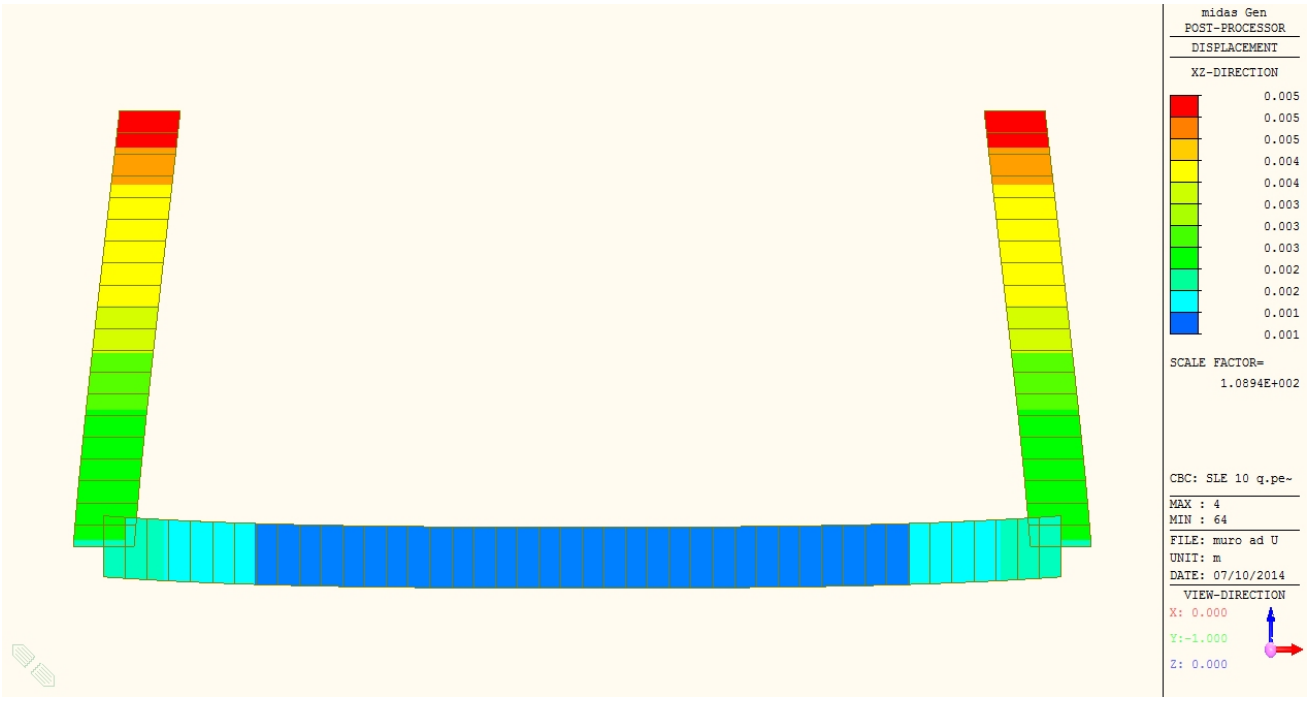


Figure 19 deformata sle q.perm

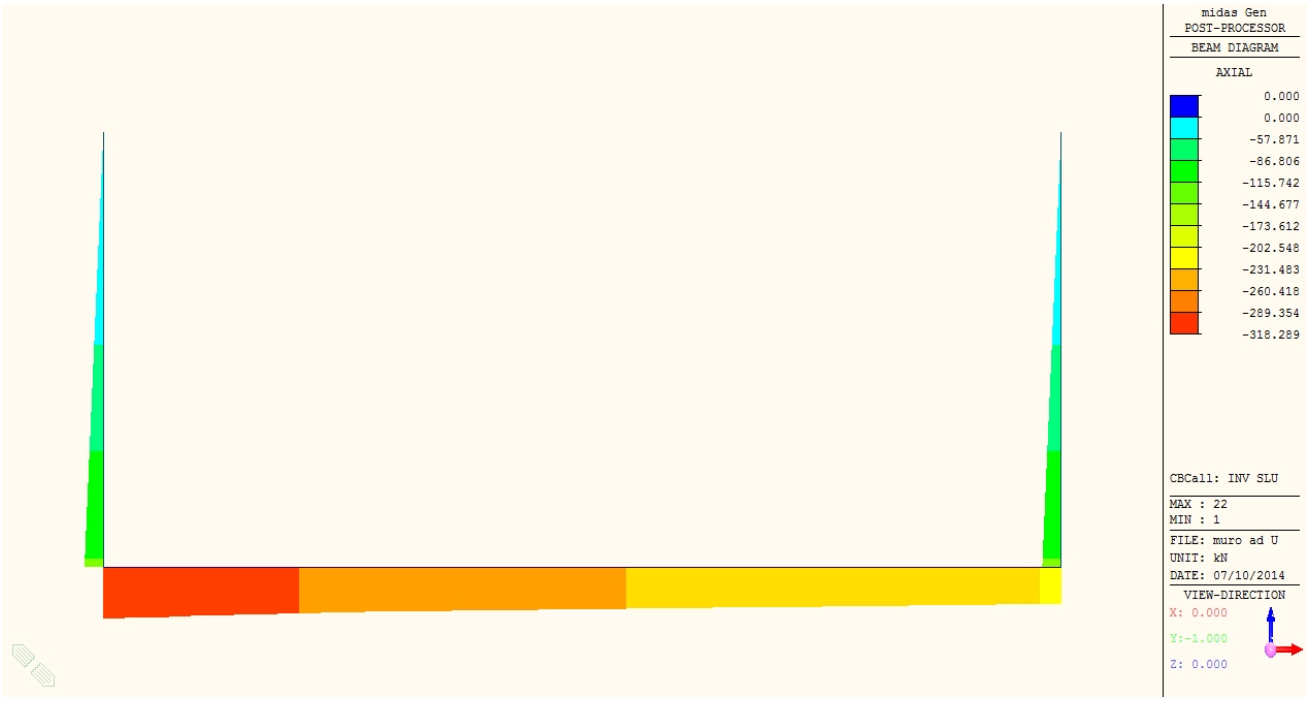


Figure 20 Fx assiale

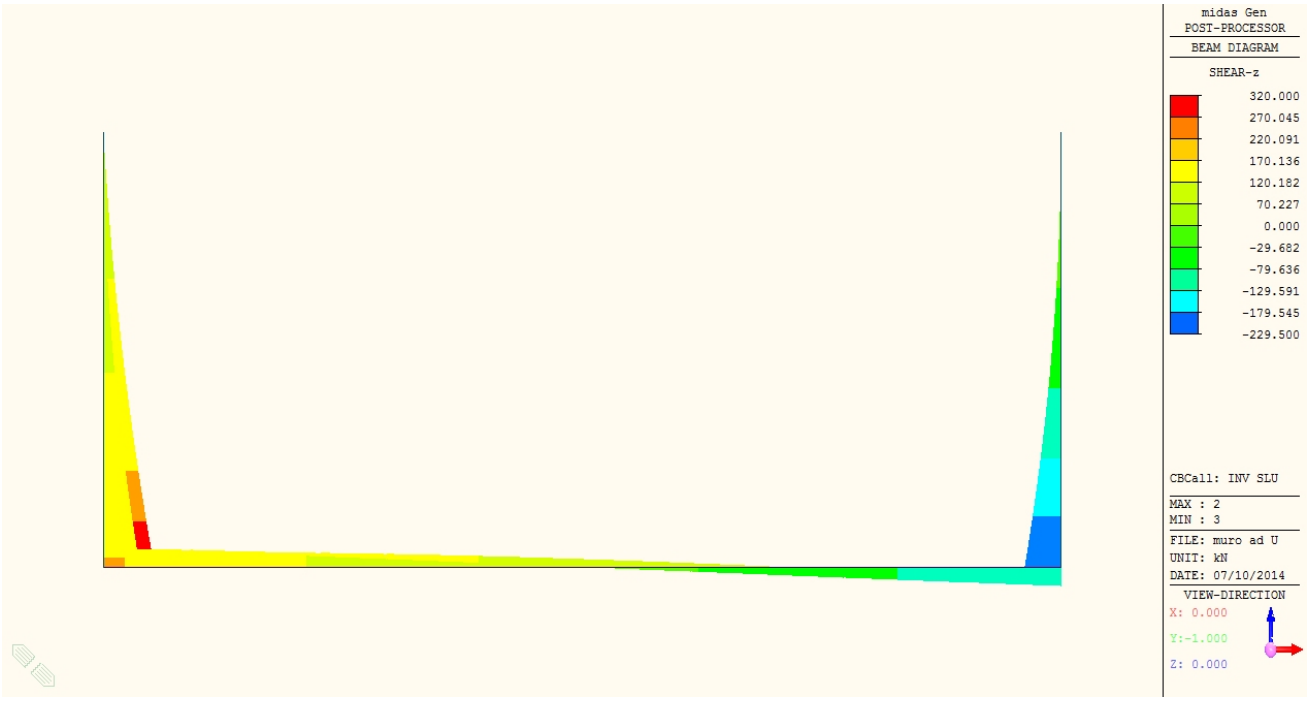


Figure 21 taglio Fz

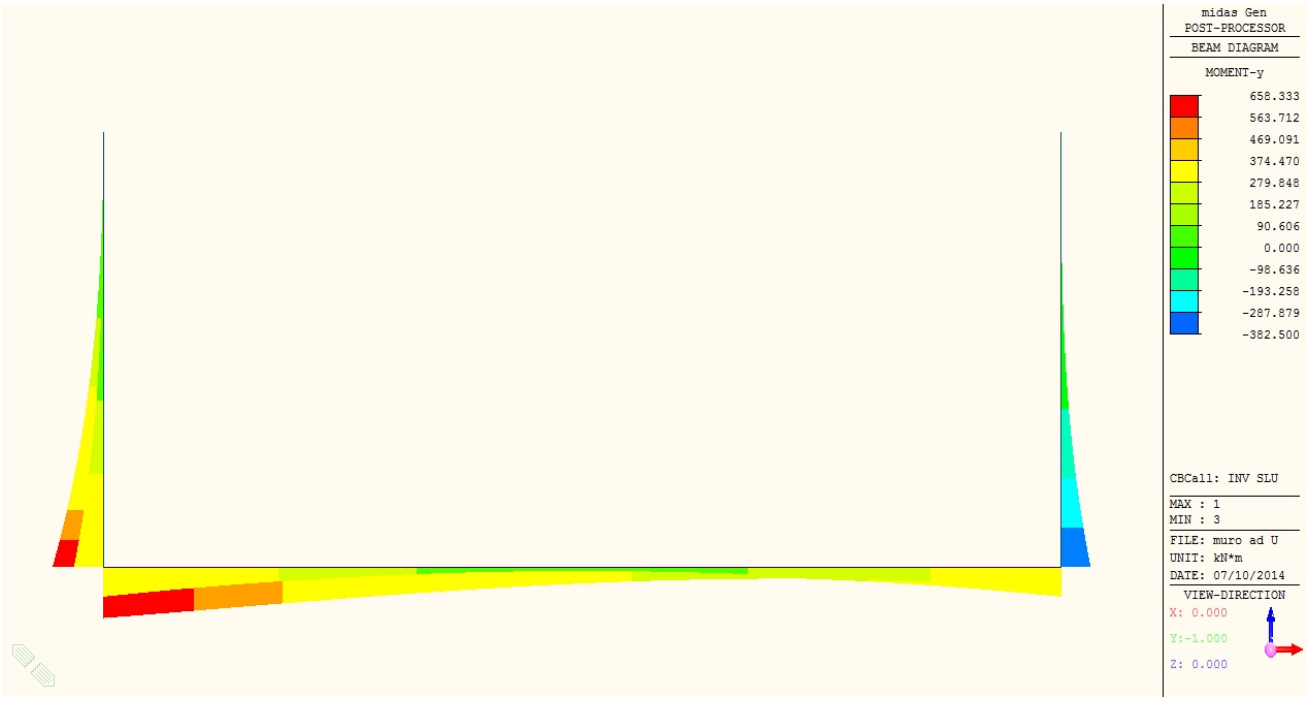


Figure 22 momento flettente My

13.2. Verifiche SLU+SISM

midas Gen **RC Beam Strength Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...\muro ad U.mgb

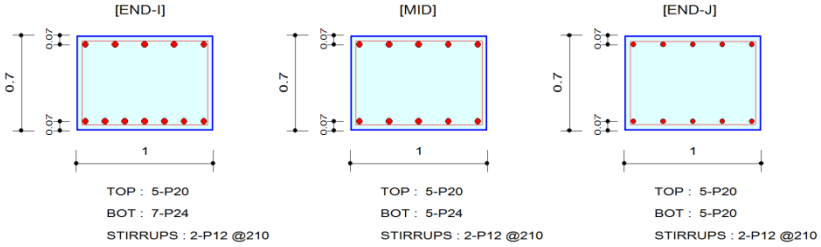
1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m

Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa

Section Property: PLATEA (No : 1) Beam Span : 10.5 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	11	11	11
Moment (M_Ed)	0.00	0.00	0.00
Factored Strength (M_Rd)	385.02	385.34	385.70
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.0000	0.0000	0.0000
Neutral Axis (x/d)	0.0959	0.0927	0.0889
(+) Load Combination No.	11	11	4
Moment (M_Ed)	636.17	396.11	353.79
Factored Strength (M_Rd)	735.30	537.41	385.70
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.8652	0.7371	0.9173
Neutral Axis (x/d)	0.1172	0.1001	0.0889
Using Rebar Top (As_top)	0.0016	0.0016	0.0016
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0032	0.0023	0.0016

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	4	11	10
Factored Shear Force (V_Ed)	117.72	86.42	113.98
Shear Strength by Conc.(V_Rdc)	307.32	274.71	255.01
Shear Strength by Rebar.(V_Rds)	238.77	238.77	238.77
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0011	0.0011	0.0011
Using Stirrups Spacing	2-P12 @210	2-P12 @210	2-P12 @210
Shear Ratio by Conc	0.3831	0.3146	0.4469
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	0.4930	0.3619	0.4773
Check Ratio	0.3831	0.3146	0.4469

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 07/11/2014 11:18

midas Gen **RC Beam Strength Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...\muro ad U.mgb

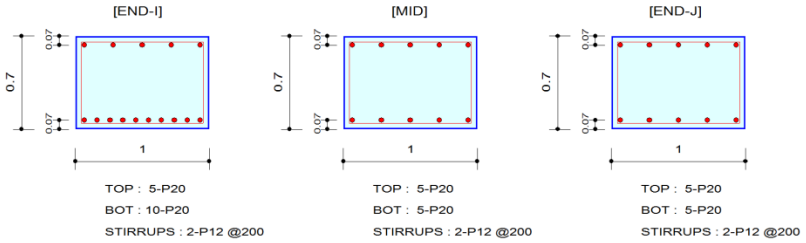
1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m

Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa

Section Property: MURI (No : 2) Beam Span : 4.75 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	10	10	10
Moment (M_Ed)	327.95	138.35	5.12
Factored Strength (M_Rd)	386.50	385.70	385.70
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.8485	0.3587	0.0133
Neutral Axis (x/d)	0.0959	0.0889	0.0889
(+) Load Combination No.	11	11	11
Moment (M_Ed)	581.36	292.85	24.95
Factored Strength (M_Rd)	735.30	385.70	385.70
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.7906	0.7593	0.0647
Neutral Axis (x/d)	0.1172	0.0889	0.0889
Using Rebar Top (As_top)	0.0016	0.0016	0.0016
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0031	0.0016	0.0016

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	11	11	11
Factored Shear Force (V_Ed)	295.92	193.18	45.21
Shear Strength by Conc.(V_Rdc)	306.54	255.01	255.01
Shear Strength by Rebar.(V_Rds)	250.71	250.71	250.71
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0011	0.0011	0.0011
Using Stirrups Spacing	2-P12 @200	2-P12 @200	2-P12 @200
Shear Ratio by Conc	0.9654	0.7575	0.1773
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	1.1803	0.7705	0.1803
Check Ratio	0.9654	0.7575	0.1773

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 07/11/2014 11:18

13.3. Verifiche SLE

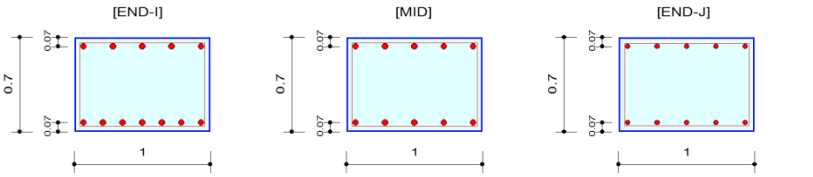
midas Gen **RC Beam Serviceability Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...\muro ad U.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m
Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
Section Property : PLATEA (No : 1) Beam Span : 10.5 m

2. Section Diagram



3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	21	21	21	21	21	21
Stress(s)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Stress Ratio(s/sa)	*****	*****	*****	*****	*****	*****
(+) Load Combination No.	21	21	13	13	13	13
Stress(s)	2765.78	25851.36	2126.41	19927.71	2937.32	27582.79
Allowable Stress(sa)	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.8616	0.0718	0.6624	0.0554	0.9151	0.0766

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	21	21	21
Stress(s)	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.00	0.00	0.00
Result	*****	*****	*****
(+) Load Combination No.	21	21	21
Stress(s)	2765.78	1027.34	2935.47
Allowable Stress(sa)	15750.00	15750.00	15750.00
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014
Print Date/Time : 07/11/2014 11:18
- 1 / 2 -

midas Gen **RC Beam Serviceability Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...\muro ad U.mgb

5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	21	21	21
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	*****	*****	*****
(+) Load Combination No.	19	21	21
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.7274	0.0741	0.2411

6. Deflection Control

L/500 = 0.021000 > 0.0019 (LCB:13, POS: 4.5m from END-I)..... O.K

midas Gen **RC Beam Serviceability Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...\muro ad U.mgb

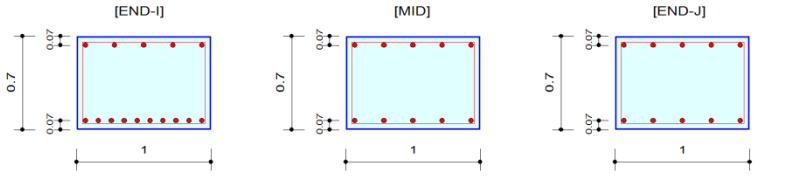
1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m

Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa

Section Property: MURI (No : 2) Beam Span : 4.75 m

2. Section Diagram



3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	21	21	21	21	21	21
Stress(s)	2661.56	25103.55	1148.66	10786.48	42.54	399.50
Allowable Stress(sa)	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.8292	0.0697	0.3578	0.0300	0.0133	0.0011
(+) Load Combination No.	19	19	13	13	13	13
Stress(s)	3044.55	28458.94	1859.91	17465.42	121.57	1141.60
Allowable Stress(sa)	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.9485	0.0791	0.5794	0.0485	0.0379	0.0032

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	21	21	21
Stress(s)	2661.56	1148.66	42.54
Allowable Stress(sa)	15750.00	15750.00	15750.00
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	21	21	21
Stress(s)	2567.60	1148.66	42.54
Allowable Stress(sa)	15750.00	15750.00	15750.00
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

midas Gen **RC Beam Serviceability Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...\muro ad U.mgb

5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	21	21	21
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.2195	0.0943	0.0035
(+) Load Combination No.	21	21	19
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.1417	0.0943	0.0041

6. Deflection Control

L/500 = 0.009500 > 0.0000 (LCB:13, POS: 4.8m from END-I)..... O.K

14. RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI: SEZIONE D

Si riepilogano in forma tabellare le sollecitazioni agenti, le armature disposte e le resistenze dei componenti strutturali, col relativo tasso di lavoro a verifica:

Table 1 risultati di verifica SLU

Code : Eurocode2:04,NTC2008 Unit : kN , m — Primary Sorting Option: SECT / MEMB — Sorted by: Member / Property — Results: Strength / Serviceability

MEMB / SECT / Span	SEL	Section Bc / bf	Section Hc / hf	fck / fyk / fyw	POS	CHK	AsTop	AsBot	N(-) M_Ed	LCB	x/d	N(-) M_Rd	Rat-N	P(+) M_Ed	LCB	x/d	P(+) M_Rd	Rat-P	V_Ed	LCB	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V
0		PLATEA		35000.0	I	OK	0.0016	0.0023	361.655	2	0.07	567.612	**0.64**	614.648	4	0.07	795.365	**0.77**	299.119	8	338.223	488.160	0.88	0.61	**0.88**
1	☐	1.000	1.000	450000	M	OK	0.0023	0.0010	664.603	4	0.07	794.637	**0.84**	27.5712	11	0.06	381.764	**0.07**	188.055	4	338.223	488.160	0.56	0.39	**0.56**
13.500		0.000	0.000	450000	J	OK	0.0016	0.0023	425.669	4	0.07	567.612	**0.75**	505.013	2	0.07	795.365	**0.63**	297.619	9	338.223	488.160	0.88	0.61	**0.88**
0		MURI		35000.0	I	OK	0.0019	0.0023	482.254	2	0.09	524.507	**0.92**	568.981	4	0.10	621.163	**0.92**	254.690	4	293.301	286.529	0.87	0.89	**0.87**
2	☐	1.000	0.800	450000	M	OK	0.0012	0.0014	300.354	2	0.08	351.684	**0.85**	341.950	4	0.08	402.934	**0.85**	176.472	4	281.328	286.529	0.63	0.62	**0.63**
4.2500		0.000	0.000	450000	J	OK	0.0010	0.0010	84.8365	2	0.07	299.009	**0.28**	84.8365	2	0.07	299.009	**0.28**	79.0056	4	281.328	286.529	0.28	0.28	**0.28**

Table 2 risultati di verifica SLE

Code : Eurocode2:04,NTC2008 Unit : kN , m — Primary Sorting Option: SECT / MEMB — Sorted by: Member / Property — Results: Strength / Serviceability

MEMB / SECT / Span	SEL	Section Bc / bf	Section Hc / hf	fck / fyk / fyw	POS	CHK	Stress Control – Concrete Top-s	Concrete Top-sa	Concrete Bot-s	Concrete Bot-sa	Stress Control – Reinforcement Top-s	Reinforcement Top-sa	Reinforcement Bot-s	Reinforcement Bot-sa	Crack Control Top-w	Crack Control Top-w	Crack Control Bot-w	Crack Control Bot-wa	Deflection Control Def	Deflection Control Defa
0		PLATEA		35000.0	I	OK	1480.49	3209.96	2417.17	3209.96	14614.1	360000	23805.9	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0002		
1	☐	1.000	1.000	450000	M	OK	2618.18	3209.96	0.00000	0.00000	25760.8	360000	0.00000	0.00000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0000	0.0028	0.0270
13.500		0.000	0.000	450000	J	OK	1680.40	3209.96	2044.42	3209.96	16587.4	360000	20134.9	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0002		
0		MURI		35000.0	I	OK	3023.92	3209.96	3000.87	3209.96	28423.0	360000	28152.5	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0002		
2	☐	1.000	0.800	450000	M	OK	1947.52	3209.96	2114.15	3209.96	18297.6	360000	19842.5	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0002	0.0000	0.0085
4.2500		0.000	0.000	450000	J	OK	555.963	3209.96	555.963	3209.96	5220.75	360000	5220.75	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0002		

14.1. Risultati del calcolo

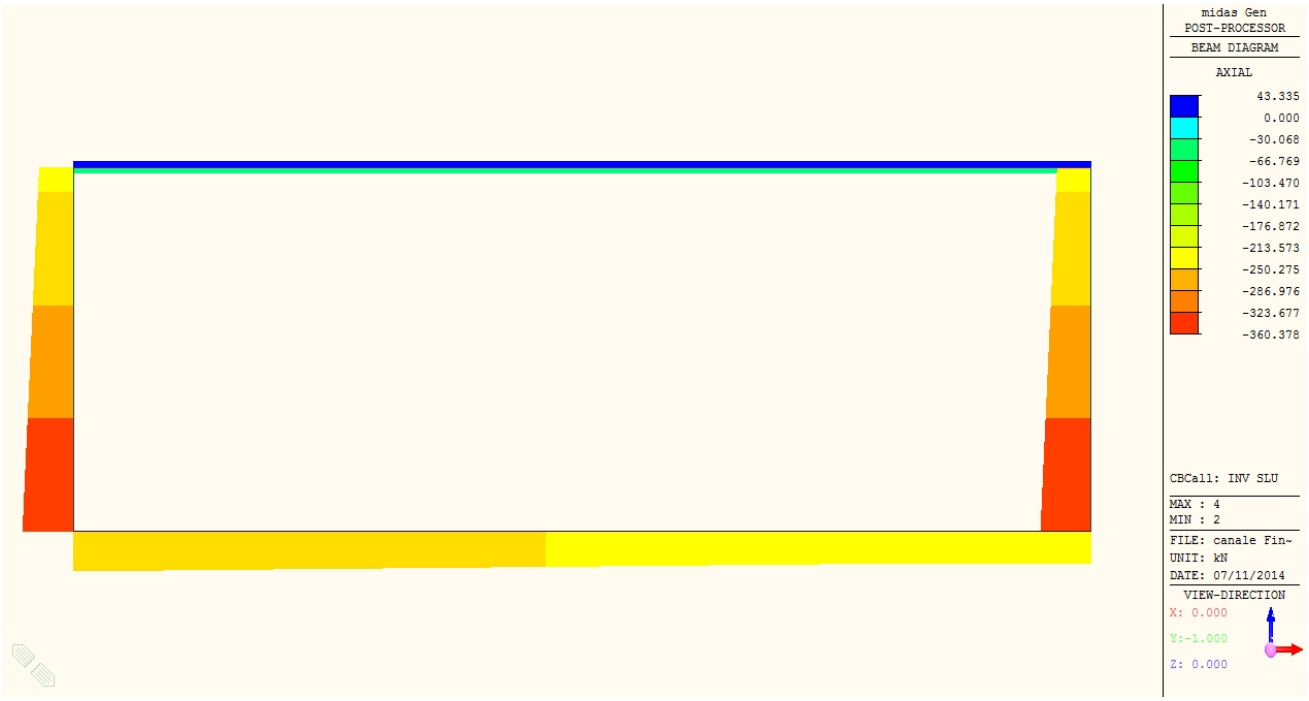


Figure 23 Fx assiale

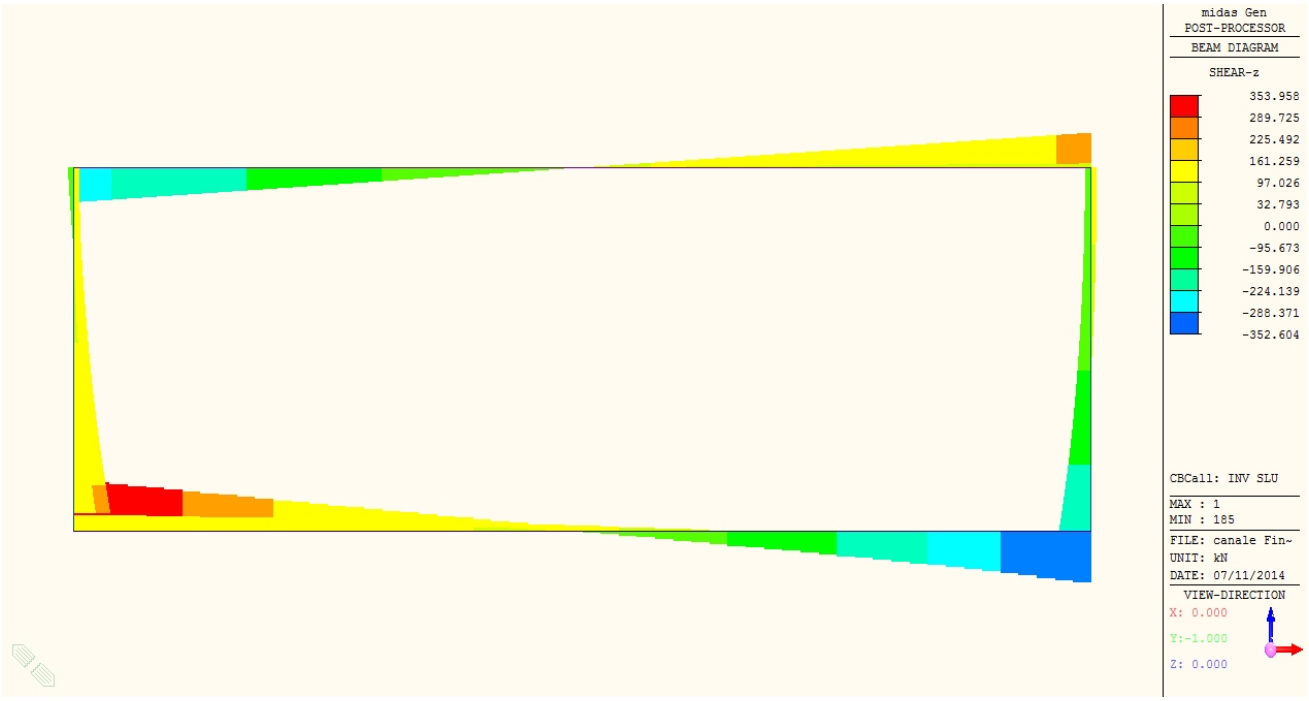


Figure 24 Fz taglio

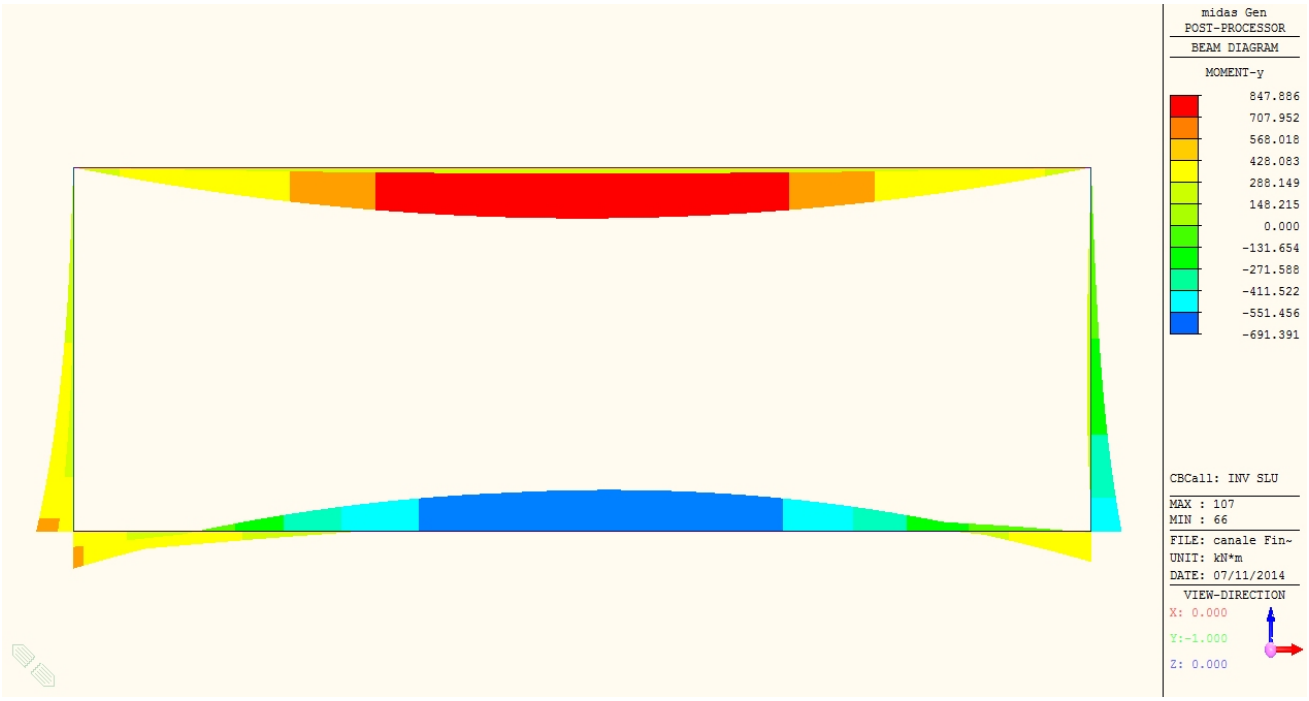


Figure 25 My momento flettente

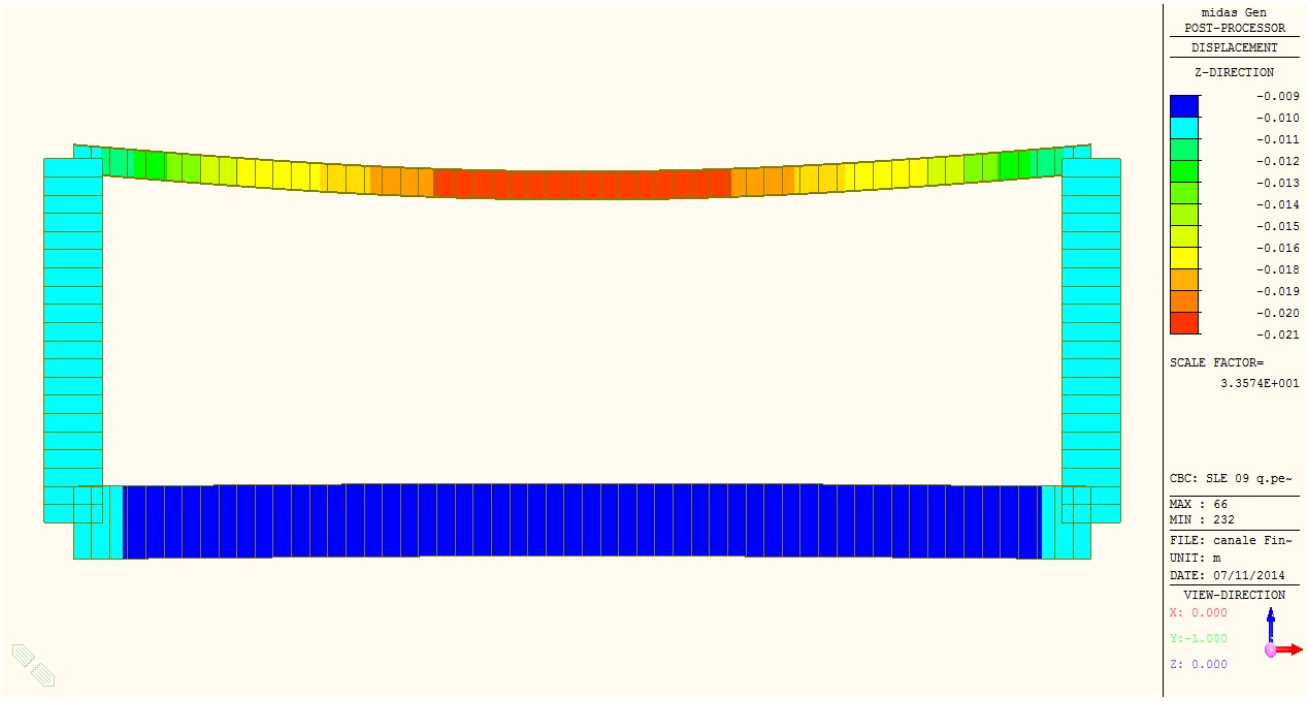


Figure 26 deformata DXZ quasi permamente

14.2. Verifiche SLU+SISM

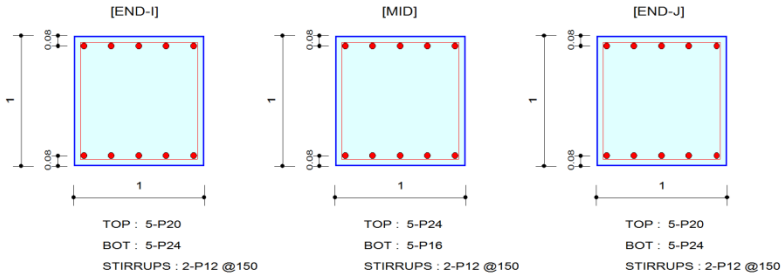
midas Gen **RC Beam Strength Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...cantieri_carichi ridotti.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m
Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
Section Property: PLATEA (No : 1) Beam Span : 13.5 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	2	4	4
Moment (M_Ed)	361.65	664.60	425.67
Factored Strength (M_Rd)	567.61	794.64	567.61
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.6372	0.8364	0.7499
Neutral Axis (x/d)	0.0693	0.0710	0.0693
(+) Load Combination No.	4	11	2
Moment (M_Ed)	614.65	27.57	505.01
Factored Strength (M_Rd)	795.36	381.76	795.36
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.7728	0.0722	0.6349
Neutral Axis (x/d)	0.0737	0.0645	0.0737
Using Rebar Top (As_top)	0.0016	0.0023	0.0016
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0023	0.0010	0.0023

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	8	4	9
Factored Shear Force (V_Ed)	299.12	188.05	297.62
Shear Strength by Conc.(V_Rdc)	338.22	338.22	338.22
Shear Strength by Rebar.(V_Rds)	488.16	488.16	488.16
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0015	0.0015	0.0015
Using Stirrups Spacing	2-P12 @150	2-P12 @150	2-P12 @150
Shear Ratio by Conc	0.8844	0.5560	0.8799
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	0.6127	0.3852	0.6097
Check Ratio	0.8844	0.5560	0.8799

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014
Print Date/Time : 07/11/2014 12:51

midas Gen **RC Beam Strength Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...cantieri_carichi ridotti.mgb

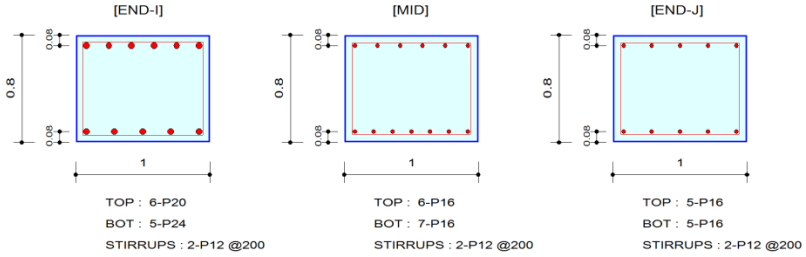
1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m

Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa

Section Property : MURI (No : 2) Beam Span : 4.25 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	2	2	2
Moment (M_Ed)	482.25	300.35	84.84
Factored Strength (M_Rd)	524.51	351.68	299.01
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.9194	0.8540	0.2837
Neutral Axis (x/d)	0.0923	0.0779	0.0688
(+) Load Combination No.	4	4	2
Moment (M_Ed)	568.98	341.95	84.84
Factored Strength (M_Rd)	621.16	402.93	299.01
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.9160	0.8486	0.2837
Neutral Axis (x/d)	0.0957	0.0786	0.0688
Using Rebar Top (As_top)	0.0019	0.0012	0.0010
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0023	0.0014	0.0010

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	4	4	4
Factored Shear Force (V_Ed)	254.69	176.47	79.01
Shear Strength by Conc.(V_Rdc)	293.30	281.33	281.33
Shear Strength by Rebar.(V_Rds)	286.53	286.53	286.53
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0011	0.0011	0.0011
Using Stirrups Spacing	2-P12 @200	2-P12 @200	2-P12 @200
Shear Ratio by Conc	0.8684	0.6273	0.2808
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	0.8889	0.6159	0.2757
Check Ratio	0.8684	0.6273	0.2808

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 07/11/2014 12:51

14.2.1. Copertura removibile

La copertura removibile è costituita, a interasse di 60cm, da coppie di IPE360, sulle quali posa una lastra predalles da 50mm:

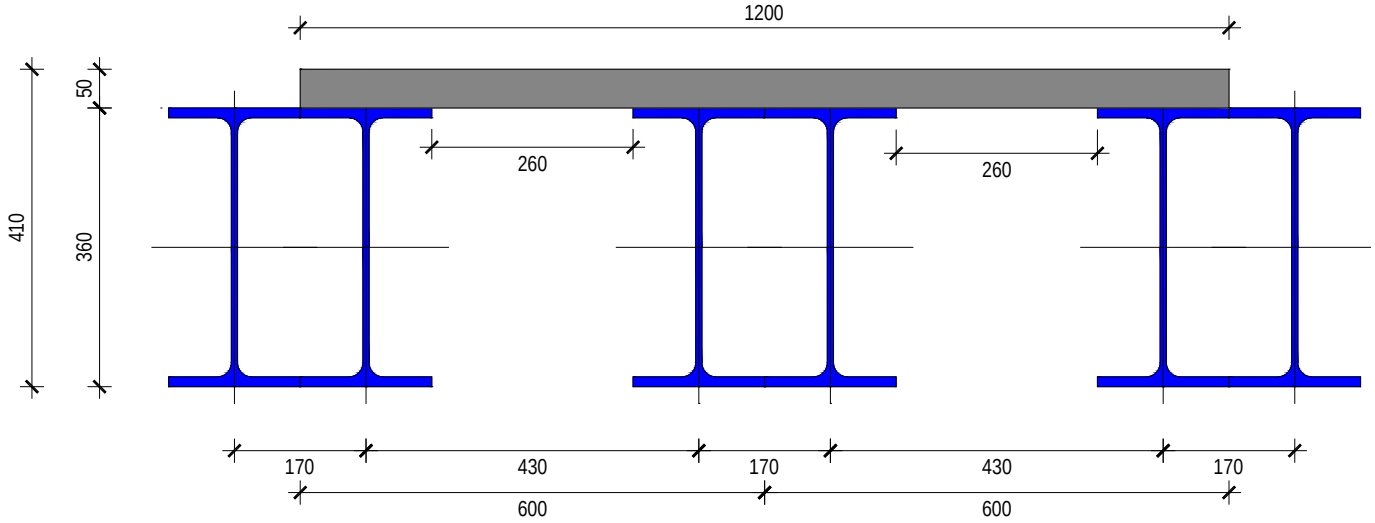


Figure 27 sezione tipo copertura removibile (misure in mm)

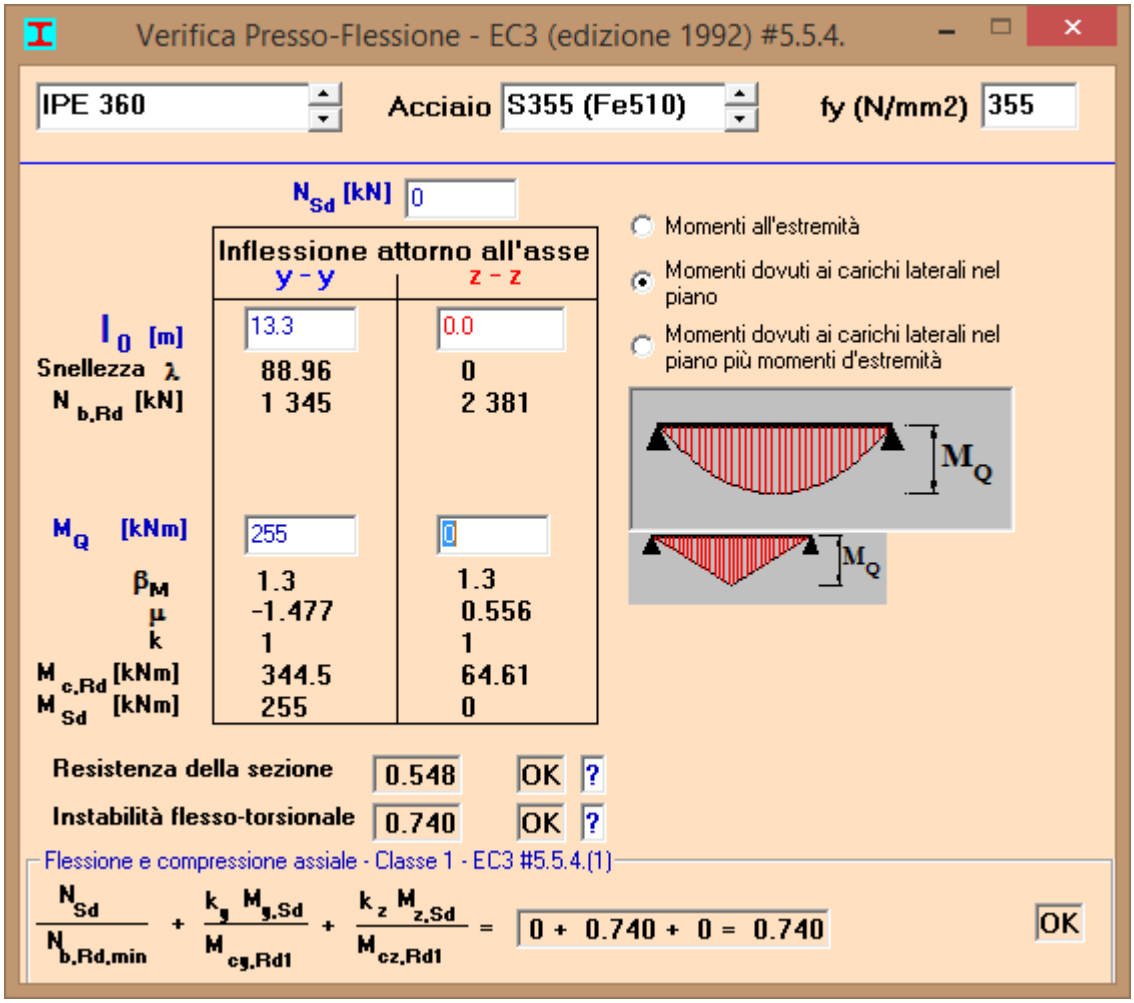
Le coppie di travi saranno unite mediante saldatura a completa penetrazione.

Non si terrà conto nei calcoli della presenza della lastra in quanto non collaborante, ma presente solo come carico.

Tali travi essendo removibili sono incernierate alle estremità (appoggio – appoggio).

La sollecitazione massima agente (in campata) è pari a 850 kNm/m, pertanto su ogni trave il momento flettente sarà:

M_{Sd} = 850 x 1,20m / 4 = 255 kNm/trave



Le verifiche sono soddisfatte.

Per quanto riguarda la deformabilità della copertura removibile si ha:

L = 1330 cm

f_{max} = 2.10cm (combinazione quasi permanente)

L / f_{max} = 630 > 500 → verifica soddisfatta.

14.3. Verifiche SLE

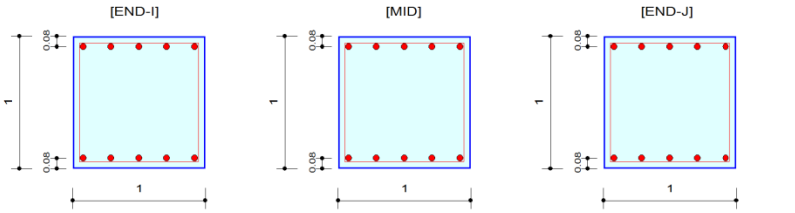
midas Gen **RC Beam Serviceability Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...cantieri_carichi ridotti.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m
Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
Section Property: PLATEA (No : 1) Beam Span : 13.5 m

2. Section Diagram



3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	15	15	15	15	13	13
Stress(s)	1480.49	14614.10	2618.18	25760.85	1680.40	16587.43
Allowable Stress(sa)	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.4612	0.0406	0.8156	0.0716	0.5235	0.0461
(+) Load Combination No.	13	13	21	21	15	15
Stress(s)	2417.17	23805.90	0.00	0.00	2044.42	20134.86
Allowable Stress(sa)	3209.96	360000.00	0.00	0.00	3209.96	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.7530	0.0661	*****	*****	0.6369	0.0559

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	21	21	21
Stress(s)	624.51	1170.42	624.51
Allowable Stress(sa)	15750.00	15750.00	15750.00
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	21	21	21
Stress(s)	1060.75	0.00	1060.75
Allowable Stress(sa)	15750.00	0.00	15750.00
Result	Linear Creep	*****	Linear Creep

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 07/11/2014 12:51
- 1 / 2 -

midas Gen **RC Beam Serviceability Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...cantieri_carichi ridotti.mgb

5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	19	19	19
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.1155	0.1964	0.1338
(+) Load Combination No.	19	21	19
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.1704	*****	0.1464

6. Deflection Control

L/500 = 0.027000 > 0.0028 (LCB:15, POS: 6.8m from END-I)..... O.K

midas Gen **RC Beam Serviceability Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...cantieri_carichi ridotti.mgb

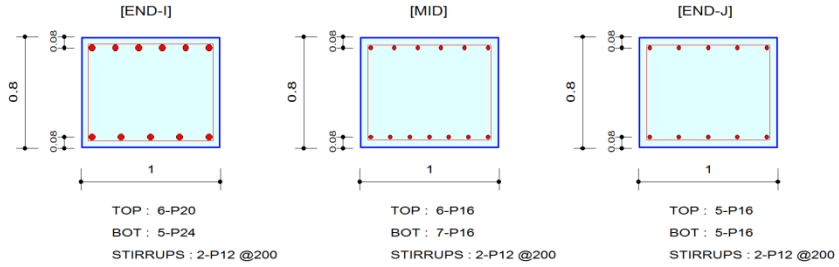
1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m

Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa

Section Property: MURI (No : 2) Beam Span : 4.25 m

2. Section Diagram



3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	15	15	15	15	15	15
Stress(s)	3023.92	28423.02	1947.52	18297.65	555.96	5220.75
Allowable Stress(sa)	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.9420	0.0790	0.6067	0.0508	0.1732	0.0145
(+) Load Combination No.	15	15	13	13	15	15
Stress(s)	3000.87	28152.53	2114.15	19842.50	555.96	5220.75
Allowable Stress(sa)	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.9349	0.0782	0.6586	0.0551	0.1732	0.0145

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	21	21	21
Stress(s)	1389.39	655.05	56.23
Allowable Stress(sa)	15750.00	15750.00	15750.00
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	21	21	21
Stress(s)	1378.80	652.32	56.23
Allowable Stress(sa)	15750.00	15750.00	15750.00
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

midas Gen **RC Beam Serviceability Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...cantieri_carichi ridotti.mgb

5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	19	19	19
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.2061	0.1458	0.0418
(+) Load Combination No.	19	19	19
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.2304	0.1500	0.0452

6. Deflection Control

L/500 = 0.008500 > 0.0000 (LCB:21, POS: 2.0m from END-I)..... O.K

14.3.1. Via di corsa carroponte

Si dimensiona la via di corsa del carroponte col seguente schema statico di appoggio – appoggio sulla luce di 13,30m:

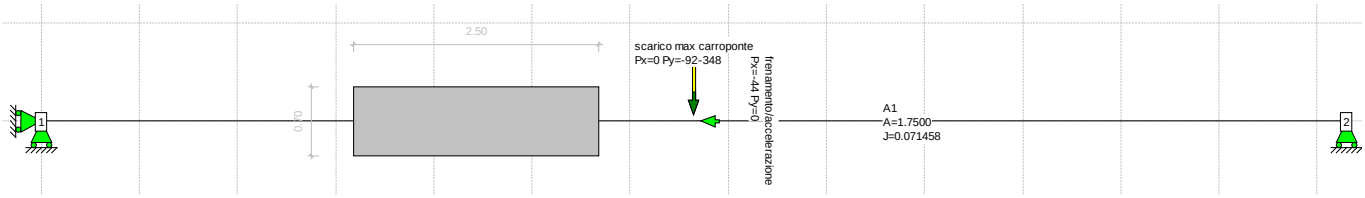


Figura 6 schema statico e carichi

I carichi agenti sono, oltre ai pesi propri degli elementi strutturali (trave in c.a. 250x70cm):

G2	peso carroponte	348.4 kN	
Q1	scarico massimo	91.6 kN	
	(peso totale	440.0 kN)	
Q2	frenamento	44.0 kN	(1/10 dello scarico massimo totale)

Tali carichi verranno imposti nella posizione più in sfavore di sicurezza (mezzeria).
Le combinazioni implementate sono le seguenti:



Figura 7 combinazioni implementate nel calcolo

Il limite imposto alle deformazioni SLE dovute al peso totale del carroponte (escludendo quindi il peso proprio della trave) è di 1/1000 della luce (confronta § 10.2.3), pari a quindi 1.33cm.
Si riportano I diagrammi delle sollecitazioni agenti e della deformata:

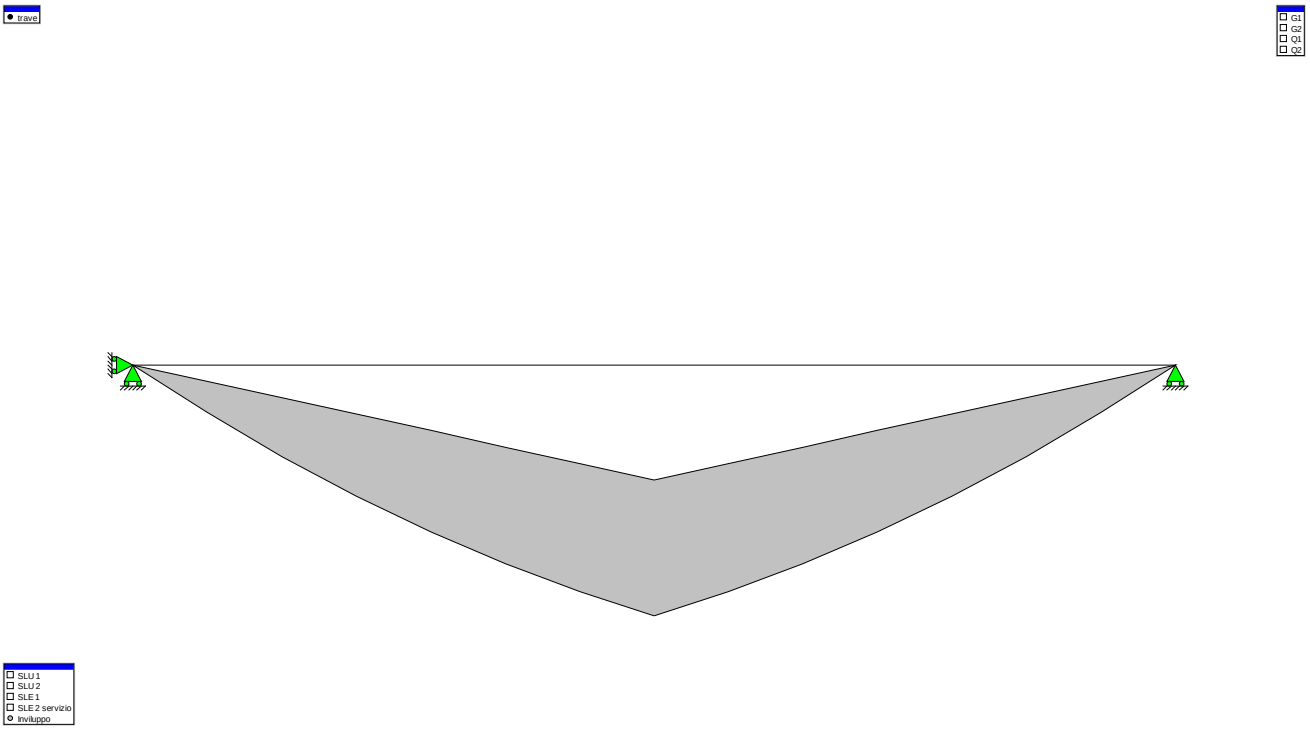


Figura 8 momento flettente all'inviluppo SLU

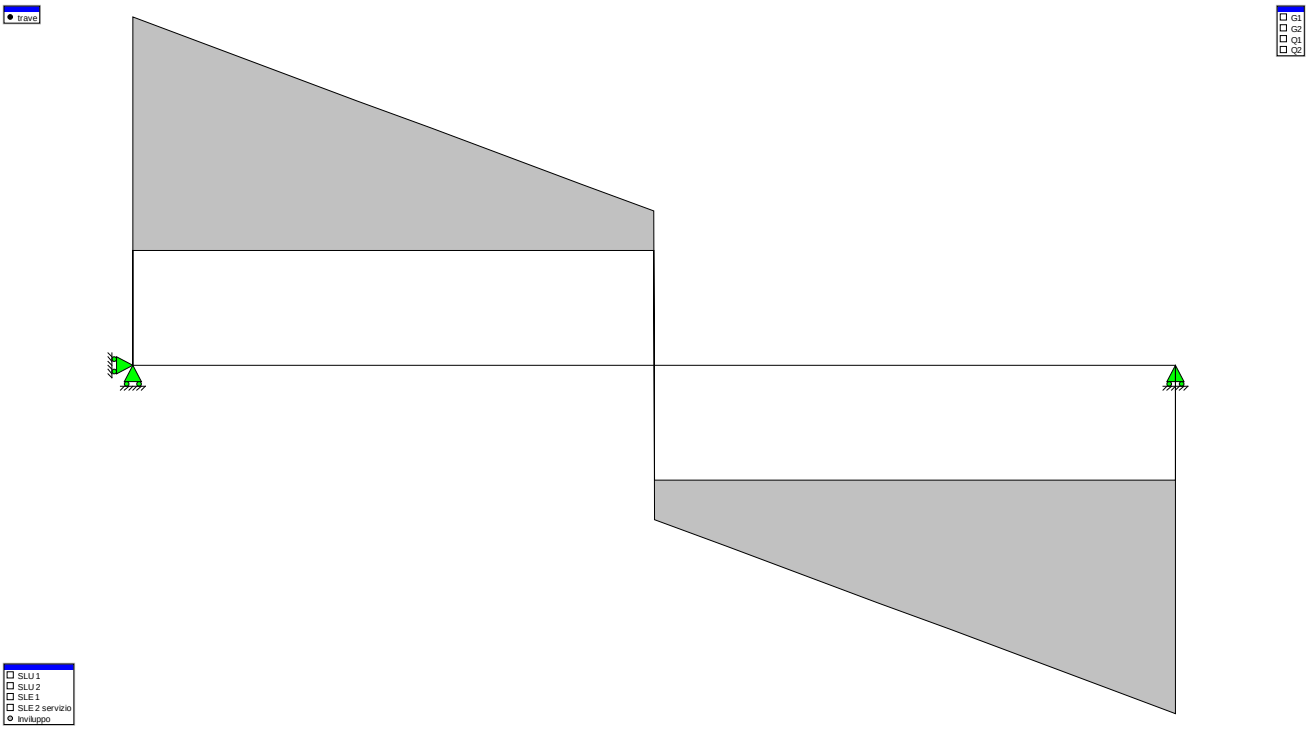


Figura 9 taglio all'inviluppo SLU

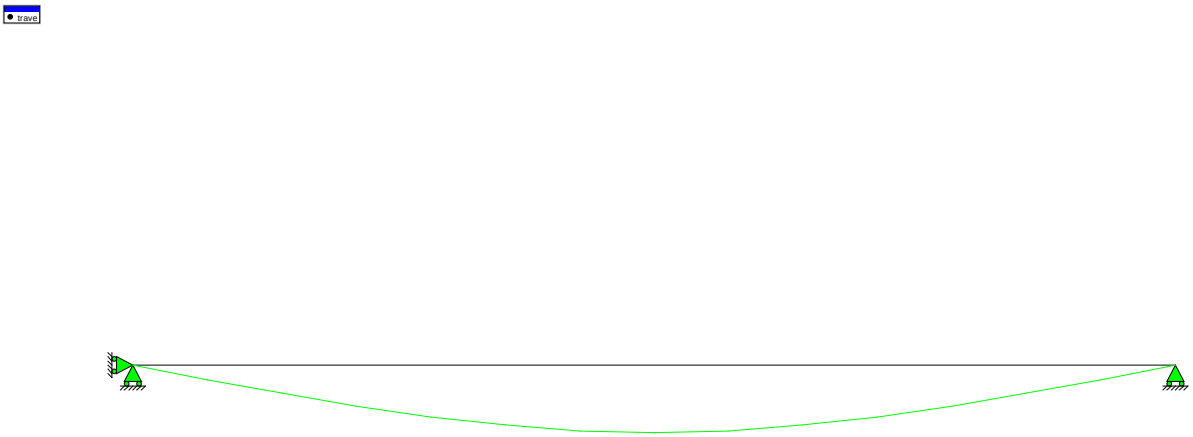
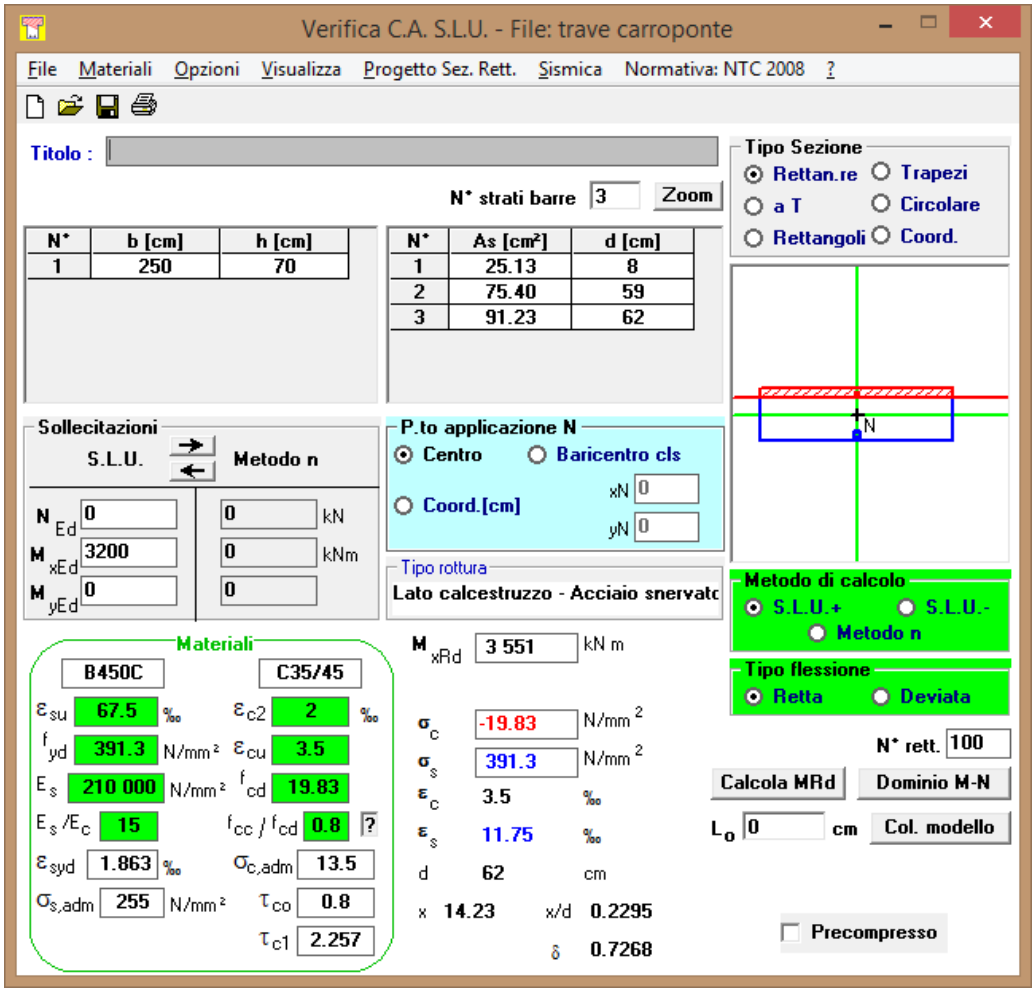
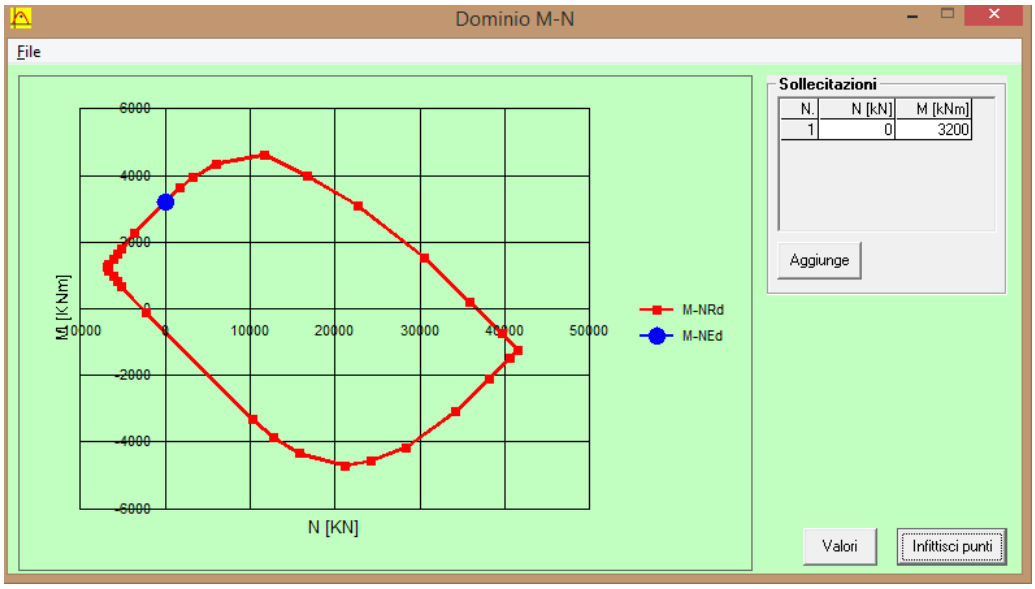


Figura 10 deformata SLE in servizio

La freccia massima è pari a:
Fmax = 0.90cm < 1.33cm → verificata a deformazione

La verifica a pressoflessione è di seguito riportata, con l'uso di armature inferiore a 2 strati (Φ22/10+Φ20/10):


Verifica C.A. S.L.U. - File: trave carroponte
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?
Titolo :
N° strati barre 3 Zoom
Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.
N° b [cm] h [cm]
1 250 70
N° As [cm²] d [cm]
1 25.13 8
2 75.40 59
3 91.23 62
Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N Ed 0 0 kN
M xEd 3200 0 kNm
M yEd 0 0
P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0
Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n
Tipo flessione
Retta Deviata
Materiali
B450C C35/45
ε su 67.5 ‰ ε c2 2 ‰
f yd 391.3 N/mm² ε cu 3.5
E s 210 000 N/mm² f cd 19.83
E s /E c 15 f cc / f cd 0.8 ?
ε syd 1.863 ‰ σ c,adm 13.5
σ s,adm 255 N/mm² τ co 0.8
τ c1 2.257
M xRd 3 551 kN m
σ c -19.83 N/mm²
σ s 391.3 N/mm²
ε c 3.5 ‰
ε s 11.75 ‰
d 62 cm
x 14.23 x/d 0.2295
δ 0.7268
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L o 0 cm Col. modello
Precompresso
N


Dominio M-N
File
Sollecitazioni
N. N [kN] M [kNm]
1 0 3200
Aggiunge
M-NRd
M-NEd
M [KNm]
N [KN]
6000
4000
2000
0
-2000
-4000
-6000
-10000 0 10000 20000 30000 40000 50000
Valori
Infittisci punti

15. RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI: SEZIONE E

Si riepilogano in forma tabellare le sollecitazioni agenti, le armature disposte e le resistenze dei componenti strutturali, col relativo tasso di lavoro a verifica:

Code : Eurocode2:04,NTC2008 Unit : kN , m

Primary Sorting Option: SECT / MEMB

Sorted by: Member / Property — Results: Strength / Serviceability

MEMB / SECT / Span	SEL	Section Bc / Bf	Section Hc / Hf	fck / fyk / fyw	POS	CHK	AsTop	AsBot	N(-) M_Ed	LCB	x/d	N(-) M_Rd	Rat-N	P(+) M_Ed	LCB	x/d	P(+) M_Rd	Rat-P	V_Ed	LCB	V_Rdc	V_Rds	Rat-Vc	Rat-Vs	Rat-V
0		PLATEA		35000.0	I	OK	0.0036	0.0053	785.905	2	0.08	1379.70	**0.57**	1822.57	8	0.10	2000.47	**0.91**	682.502	4	464.705	738.028	1.47	0.92	**0.92**
1	☐	1.000	1.100	450000	M	OK	0.0045	0.0016	1481.53	7	0.10	1717.54	**0.86**	216.134	7	0.07	631.259	**0.34**	485.570	7	440.411	507.395	1.10	0.96	**0.96**
13.000		0.000	0.000	450000	J	OK	0.0045	0.0027	1465.63	7	0.09	1714.07	**0.86**	771.940	2	0.07	1034.09	**0.75**	591.088	3	440.411	624.486	1.34	0.95	**0.95**
0		MURI		35000.0	I	OK	0.0031	0.0053	980.772	1	0.09	1089.41	**0.90**	1791.09	8	0.11	1804.87	**0.99**	599.264	8	440.862	610.200	1.36	0.98	**0.98**
2	☐	1.000	1.000	450000	M	OK	0.0031	0.0036	1002.07	7	0.09	1089.22	**0.92**	1235.76	5	0.09	1246.11	**0.99**	370.161	7	387.865	563.262	0.95	0.66	**0.95**
4.0000		0.000	0.000	450000	J	OK	0.0045	0.0025	1379.72	7	0.10	1545.04	**0.89**	808.003	1	0.08	882.921	**0.92**	450.089	8	417.815	457.650	1.08	0.98	**0.98**
0		SOLETTA		35000.0	I	OK	0.0023	0.0036	575.452	1	0.09	706.808	**0.81**	1006.16	7	0.10	1105.93	**0.91**	333.262	10	365.988	522.119	0.91	0.64	**0.91**
3	☐	1.000	0.900	450000	M	OK	0.0016	0.0045	0.00000	11	0.08	507.992	**0.00**	1246.26	3	0.12	1365.24	**0.91**	379.080	7	394.249	326.324	0.96	1.16	**0.96**
13.000		0.000	0.000	450000	J	OK	0.0048	0.0025	1301.55	7	0.12	1446.19	**0.90**	732.986	9	0.09	783.244	**0.94**	400.819	9	401.640	543.874	1.00	0.74	**1.00**

Figure 28 riepilogo verifiche SLU

Code : Eurocode2:04,NTC2008 Unit : kN , m

Primary Sorting Option: SECT / MEMB

Sorted by: Member / Property — Results: Strength / Serviceability

MEMB / SECT / Span	SEL	Section Bc / Bf	Section Hc / Hf	fck / fyk / fyw	POS	CHK	Stress Control – Concrete Top-s	Concrete Top-sa	Concrete Bot-s	Concrete Bot-sa	Stress Control – Reinforcement Top-s	Reinforcement Top-sa	Reinforcement Bot-s	Reinforcement Bot-sa	Crack Control Top-w	Crack Control Top-w	Crack Control Bot-w	Crack Control Bot-wa	Deflection Control Def	Deflection Control Defa
0		PLATEA		35000.0	I	OK	2431.02	3209.96	2455.89	3209.96	24438.1	360000	24579.1	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0002		
1	☐	1.000	1.100	450000	M	OK	3097.42	3209.96	755.632	3209.96	30943.6	360000	7608.81	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0000	0.0037	0.0260
13.000		0.000	0.000	450000	J	OK	2348.01	3209.96	2489.07	3209.96	23493.0	360000	25028.0	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0002		
0		MURI		35000.0	I	OK	3036.28	3209.96	3118.50	3209.96	30038.2	360000	30641.3	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0002		
2	☐	1.000	1.000	450000	M	OK	2998.88	3209.96	2826.48	3209.96	29591.4	360000	27847.7	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0002	0.0000	0.0080
4.0000		0.000	0.000	450000	J	OK	2949.18	3209.96	3050.21	3209.96	28984.0	360000	30169.9	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0002		
0		SOLETTA		35000.0	I	OK	8733.67	21000.0	3151.57	3209.96	321968	360000	30334.0	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0002		
3	☐	1.000	0.900	450000	M	OK	573.612	3209.96	2881.28	3209.96	5567.55	360000	27641.4	360000	0.0000	0.0000	0.0002	0.0002	0.0050	0.0260
13.000		0.000	0.000	450000	J	OK	2629.81	3209.96	3164.05	3209.96	25266.4	360000	30669.6	360000	0.0000	0.0002	0.0000	0.0002		

Figure 29 riepilogo verifiche SLE

15.1. Risultati del calcolo

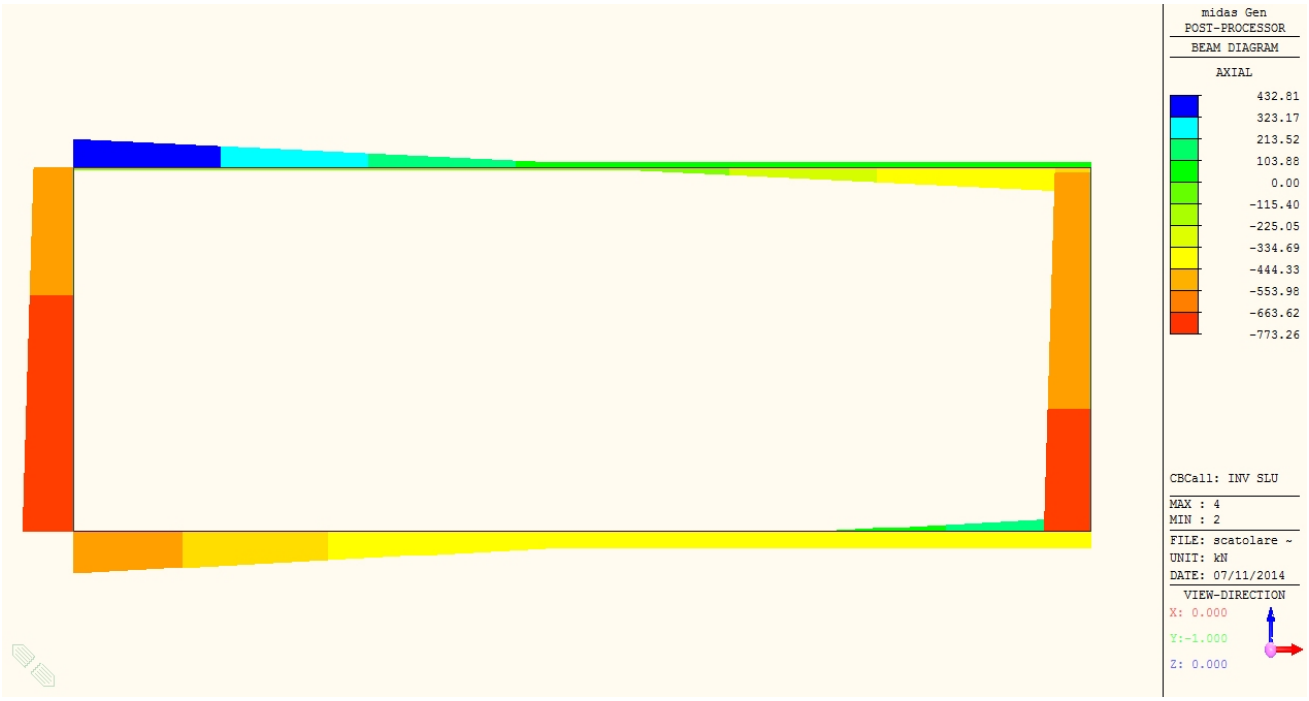


Figure 30 sforzo assiale

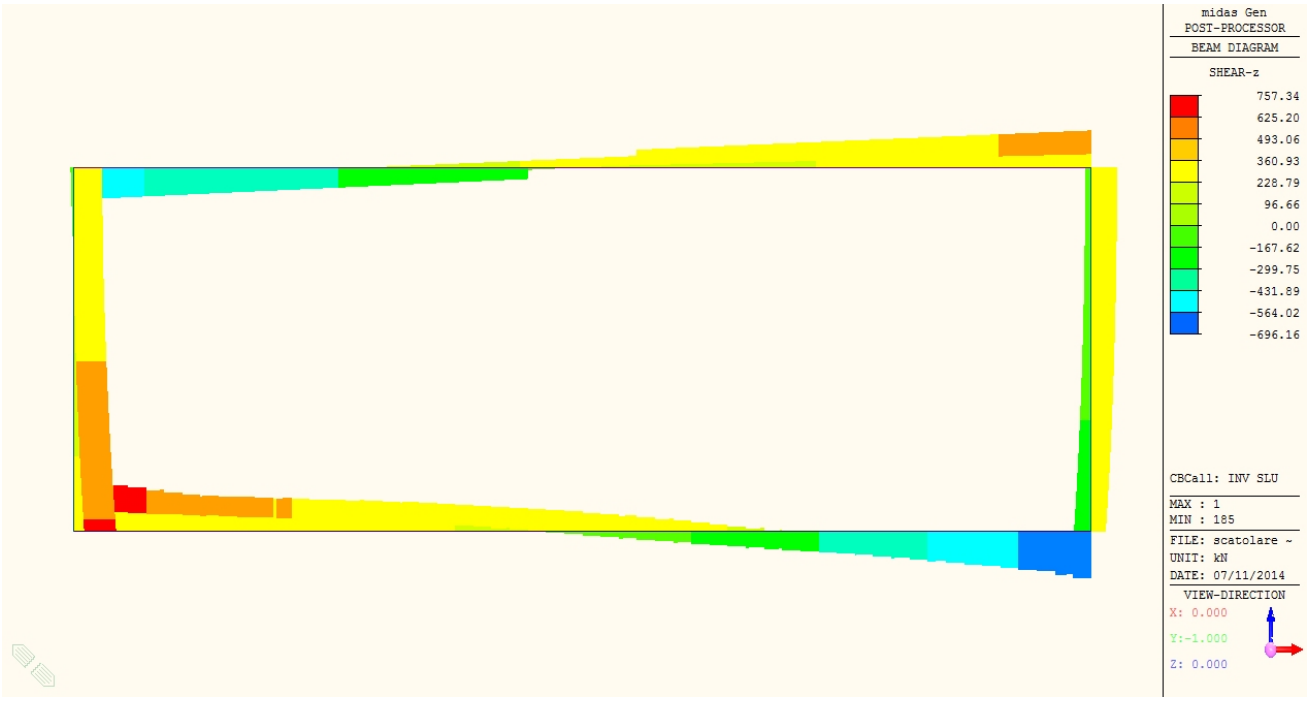


Figure 31 taglio

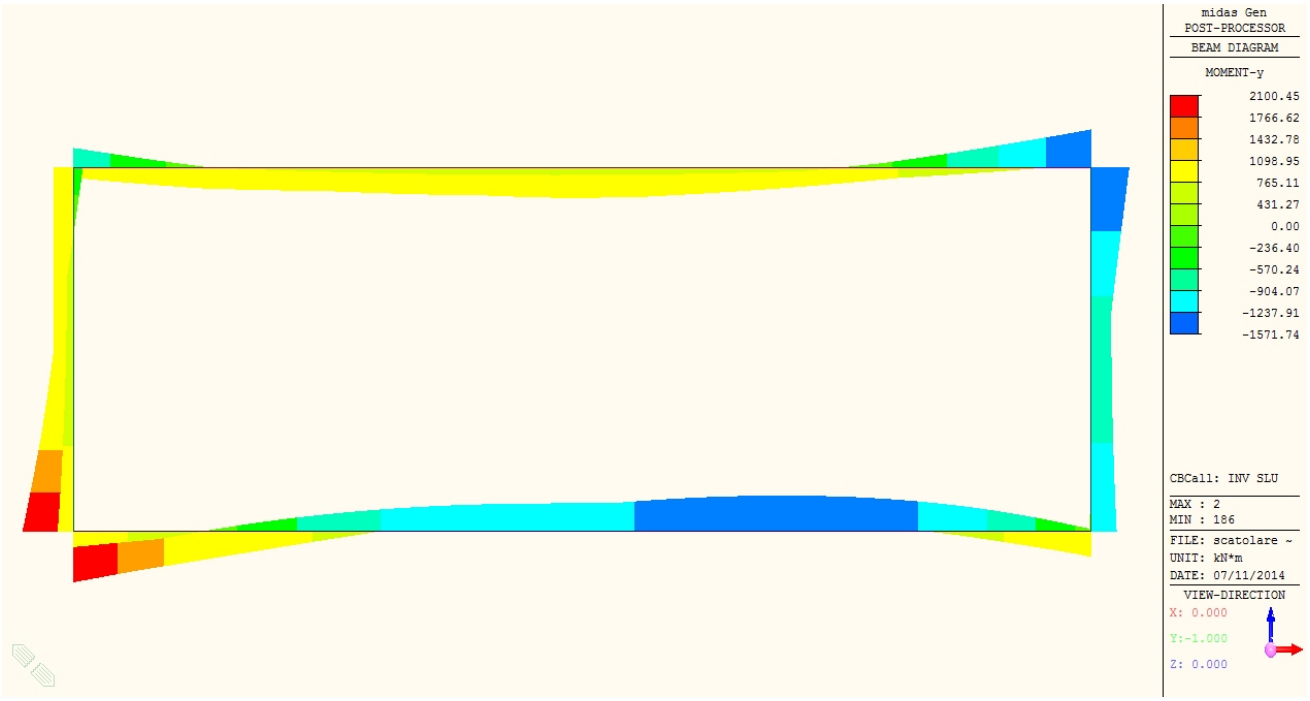


Figure 32 momento flettente

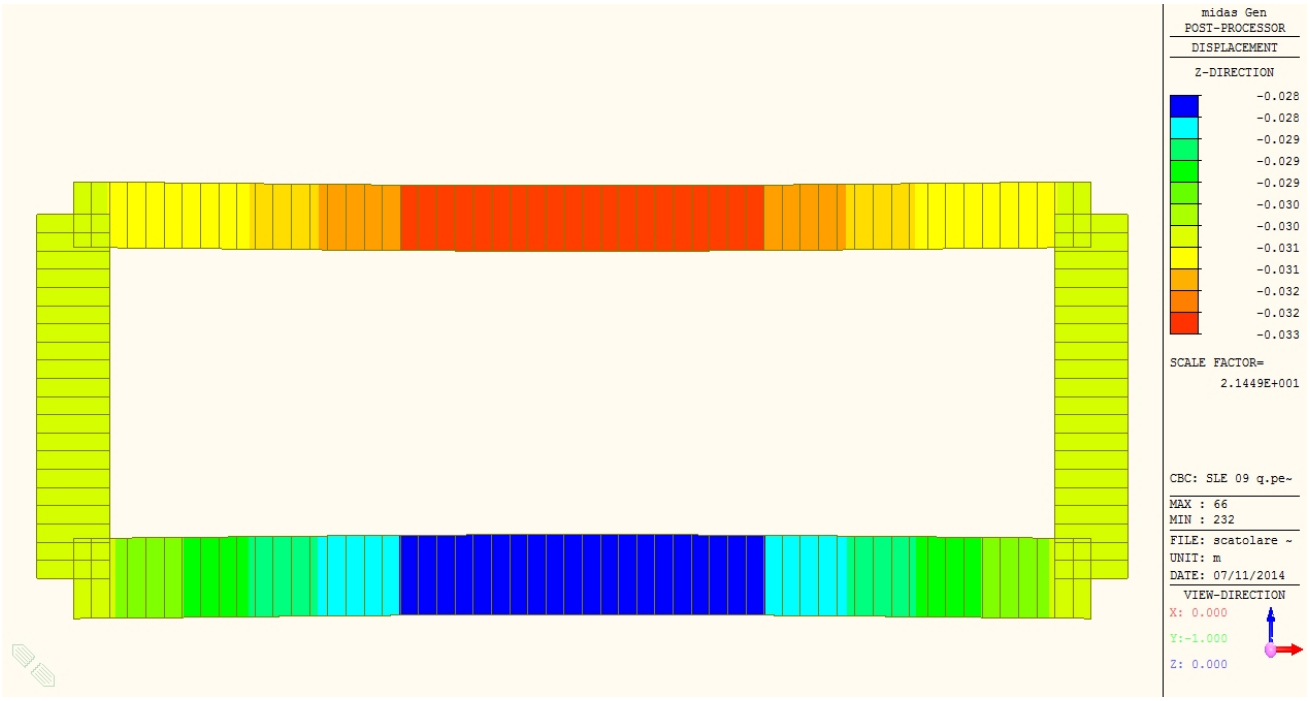


Figure 33 deformata verticale SLE

15.2. Verifiche SLU+SISM

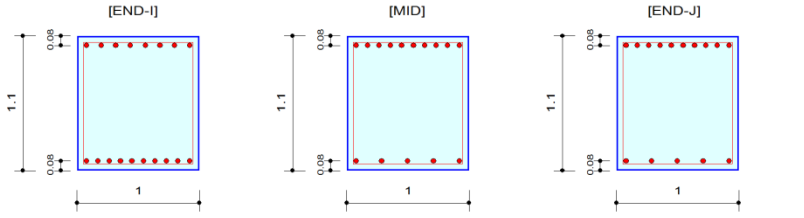
midas Gen **RC Beam Strength Checking Result**

Company		Project Title	
Author		File Name	C:\...are sotto via Bressanone.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m
Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
Section Property : PLATEA (No : 1) Beam Span : 13 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	2	7	7
Moment (M_Ed)	785.90	1481.53	1465.63
Factored Strength (M_Rd)	1379.70	1717.54	1714.07
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.5696	0.8626	0.8551
Neutral Axis (x/d)	0.0806	0.0962	0.0918
(+) Load Combination No.	8	7	2
Moment (M_Ed)	1822.57	216.13	771.94
Factored Strength (M_Rd)	2000.47	631.26	1034.09
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.9111	0.3424	0.7465
Neutral Axis (x/d)	0.0972	0.0679	0.0745
Using Rebar Top (As_top)	0.0036	0.0045	0.0045
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0053	0.0016	0.0027

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	4	7	3
Factored Shear Force (V_Ed)	682.50	485.57	591.09
Shear Strength by Conc.(V_Rdc)	464.70	440.41	440.41
Shear Strength by Rebar.(V_Rds)	738.03	507.39	624.49
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0021	0.0014	0.0017
Using Stirrups Spacing	2-P12 @110	2-P12 @160	2-P12 @130
Shear Ratio by Conc	1.4687	1.1025	1.3421
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	0.9248	0.9570	0.9465
Check Ratio	0.9248	0.9570	0.9465

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014
Print Date/Time : 07/11/2014 16:21

midas Gen **RC Beam Strength Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...are sotto via Bressanone.mgb

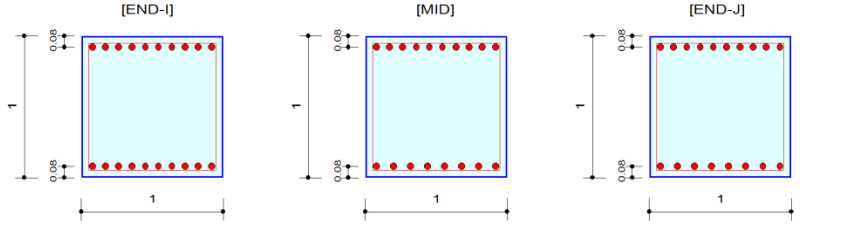
1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m

Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa

Section Property: MURI (No : 2) Beam Span : 4 m

2. Section Diagram



[END-I]
TOP : 10-P20
BOT : 10-P26
STIRRUPS : 2-P12 @120

[MID]
TOP : 10-P20
BOT : 8-P24
STIRRUPS : 2-P12 @130

[END-J]
TOP : 10-P24
BOT : 8-P20
STIRRUPS : 2-P12 @160

3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	1	7	7
Moment (M_Ed)	980.77	1002.07	1379.72
Factored Strength (M_Rd)	1089.41	1089.22	1545.04
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.9003	0.9200	0.8930
Neutral Axis (x/d)	0.0862	0.0859	0.1025
(+) Load Combination No.	8	5	1
Moment (M_Ed)	1791.09	1235.76	808.00
Factored Strength (M_Rd)	1804.87	1246.11	882.92
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.9924	0.9917	0.9151
Neutral Axis (x/d)	0.1123	0.0906	0.0815
Using Rebar Top (As_top)	0.0031	0.0031	0.0045
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0053	0.0036	0.0025

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	8	7	8
Factored Shear Force (V_Ed)	599.26	370.16	450.09
Shear Strength by Conc.(V_Rdc)	440.86	387.87	417.82
Shear Strength by Rebar.(V_Rds)	610.20	563.26	457.65
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0019	0.0017	0.0014
Using Stirrups Spacing	2-P12 @120	2-P12 @130	2-P12 @160
Shear Ratio by Conc	1.3593	0.9544	1.0772
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	0.9821	0.6572	0.9835
Check Ratio	0.9821	0.9544	0.9835

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 07/11/2014 16:21

midas Gen

RC Beam Strength Checking Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...are sotto via Bressanone.mgb

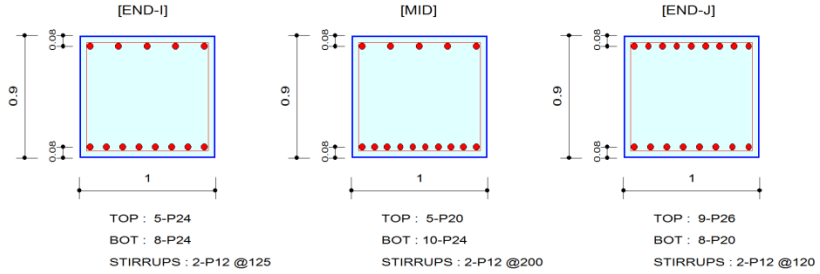
1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m

Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa

Section Property : SOLETTA (No : 3) Beam Span : 13 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	1	11	7
Moment (M_Ed)	575.45	0.00	1301.55
Factored Strength (M_Rd)	706.81	507.99	1446.19
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.8142	0.0000	0.9000
Neutral Axis (x/d)	0.0881	0.0845	0.1191
(+) Load Combination No.	7	3	9
Moment (M_Ed)	1006.16	1246.26	732.99
Factored Strength (M_Rd)	1105.93	1365.24	783.24
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.9098	0.9129	0.9358
Neutral Axis (x/d)	0.1025	0.1196	0.0917
Using Rebar Top (As_top)	0.0023	0.0016	0.0048
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0036	0.0045	0.0025

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	10	7	9
Factored Shear Force (V_Ed)	333.26	379.08	400.82
Shear Strength by Conc.(V_Rdc)	365.99	394.25	401.64
Shear Strength by Rebar.(V_Rds)	522.12	326.32	543.87
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0018	0.0011	0.0019
Using Stirrups Spacing	2-P12 @125	2-P12 @200	2-P12 @120
Shear Ratio by Conc	0.9106	0.9615	0.9980
Shear Ratio by (V_Rds ; V_Rdmax)	0.6383	1.1617	0.7370
Check Ratio	0.9106	0.9615	0.9980

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 07/11/2014 16:21

15.3. Verifiche SLE

midas Gen **RC Beam Serviceability Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...are sotto via Bressanone.mgb

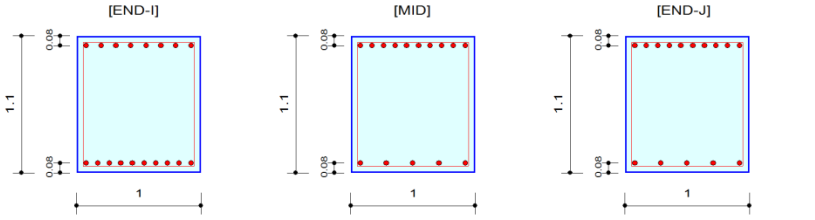
1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m

Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa

Section Property: PLATEA (No : 1) Beam Span : 13 m

2. Section Diagram



3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	15	15	18	18	12	12
Stress(s)	2431.02	24438.14	3097.42	30943.56	2348.01	23493.04
Allowable Stress(sa)	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.7573	0.0679	0.9649	0.0860	0.7315	0.0653
(+) Load Combination No.	13	13	16	16	15	15
Stress(s)	2455.89	24579.08	755.63	7608.81	2489.07	25028.04
Allowable Stress(sa)	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.7651	0.0683	0.2354	0.0211	0.7754	0.0695

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	20	20	20
Stress(s)	1375.85	2374.51	1382.08
Allowable Stress(sa)	15750.00	15750.00	15750.00
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	21	21	21
Stress(s)	1586.36	0.00	1683.77
Allowable Stress(sa)	15750.00	0.00	15750.00
Result	Linear Creep	*****	Linear Creep

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 07/11/2014 16:21
- 1 / 2 -

midas Gen **RC Beam Serviceability Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...are sotto via Bressanone.mgb

5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	19	18	18
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.1297	0.1911	0.1161
(+) Load Combination No.	19	21	19
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.1178	*****	0.1665

6. Deflection Control

L/500 = 0.026000 > 0.0037 (LCB:12, POS: 6.6m from END-I)..... O.K

midas Gen **RC Beam Serviceability Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...are sotto via Bressanone.mgb

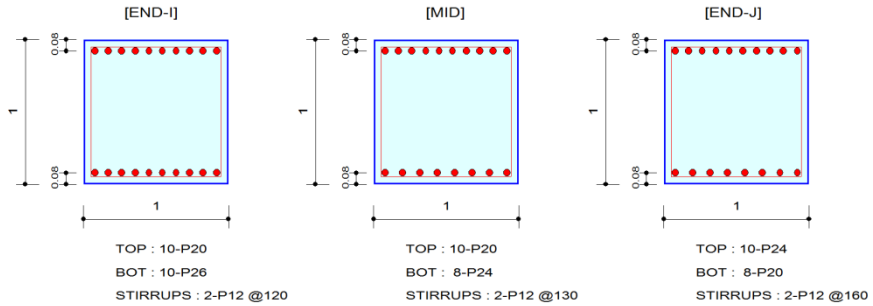
1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m

Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa

Section Property : MURI (No : 2) Beam Span : 4 m

2. Section Diagram



3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	18	18	13	13	14	14
Stress(s)	3036.28	30038.22	2998.88	29591.37	2949.18	28983.97
Allowable Stress(sa)	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.9459	0.0834	0.9342	0.0822	0.9188	0.0805
(+) Load Combination No.	19	19	18	18	14	14
Stress(s)	3118.50	30641.28	2826.48	27847.66	3050.21	30169.90
Allowable Stress(sa)	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.9715	0.0851	0.8805	0.0774	0.9502	0.0838

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	20	20	20
Stress(s)	2399.76	2069.85	1758.60
Allowable Stress(sa)	15750.00	15750.00	15750.00
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	20	20	20
Stress(s)	2315.15	2053.34	1818.85
Allowable Stress(sa)	15750.00	15750.00	15750.00
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

midas Gen **RC Beam Serviceability Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...are sotto via Bressanone.mgb

5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	18	18	18
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.2048	0.1897	0.1692
(+) Load Combination No.	19	18	18
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.1812	0.1908	0.2103

6. Deflection Control

L/500 = 0.008000 > 0.0000 (LCB:17, POS: 2.0m from END-I)..... O.K

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 07/11/2014 16:21
- 2 / 2 -

midas Gen **RC Beam Serviceability Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...are sotto via Bressanone.mgb

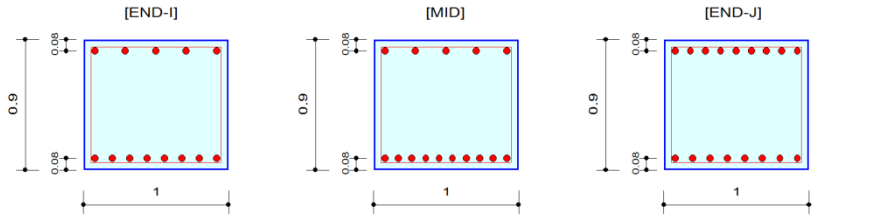
1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2008 Unit System : kN, m

Material Data : fck = 35000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa

Section Property : SOLETTA (No : 3) Beam Span : 13 m

2. Section Diagram



3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	12	12	17	17	18	18
Stress(s)	8733.67	321968.17	573.61	5567.55	2629.81	25266.43
Allowable Stress(sa)	21000.00	360000.00	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.4159	0.8944	0.1787	0.0155	0.8193	0.0702
(+) Load Combination No.	14	14	21	21	14	14
Stress(s)	3151.57	30334.00	2881.28	27641.44	3164.05	30669.58
Allowable Stress(sa)	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00	3209.96	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.9818	0.0843	0.8976	0.0768	0.9857	0.0852

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	20	21	20
Stress(s)	1690.28	0.00	1588.92
Allowable Stress(sa)	15750.00	0.00	15750.00
Result	Linear Creep	*****	Linear Creep
(+) Load Combination No.	21	21	21
Stress(s)	2022.62	2881.28	2030.63
Allowable Stress(sa)	15750.00	15750.00	15750.00
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

midas Gen **RC Beam Serviceability Checking Result**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author		File Name	C:\...are sotto via Bressanone.mgb

5. Crack Control

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	18	21	18
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.2306	*****	0.1564
(+) Load Combination No.	21	18	21
Crack Width(w)	0.00	0.00	0.00
Allowable Crack Width(wa)	0.00	0.00	0.00
Check Ratio(w/wa)	0.1334	0.9567	0.1502

6. Deflection Control

L/500 = 0.026000 > 0.0050 (LCB:12, POS: 6.5m from END-I)..... O.K

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 07/11/2014 16:21
- 2 / 2 -

16. RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI: SEZIONE F

Si riepilogano in forma tabellare le sollecitazioni agenti, le armature disposte e le resistenze dei componenti strutturali, col relativo tasso di lavoro a verifica:

CARPENTERIA-ARMATURA	**elemento**	*SOLETTA SUPERIORE*			*MURI LATERALI*			*PLATEA*			
	spessore [cm]	130			110			110			
	direzione	*trasversale*		*longitudinale*	*verticale*		*orizzontale*	*trasversale*		*longitudinale*	
	sezione	campata	incastro		campata	incastro		campata	incastro		
	arm tesa	5φ24+5φ26	5φ20+5φ20	5φ20	5φ20+5φ24	5φ24+5φ24	5φ16	5φ24+5φ26	5φ20+5φ24	5φ16	
	arm compr	5φ20	5φ20	5φ20	5φ20	5φ20	5φ16	5φ20	5φ20	5φ16	
VERIFICHE SLU	**M_{Sd} [kNm/m]**	1792	909	356	1300	1600	300	1695	1331	335	
	M_{Rd} [kNm/m]	2254	1461	493	1442	1688	416	1828	1442	416	
	ρ flessione [%]	80%	62%	72%	90%	95%	72%	93%	92%	81%	
	V_{Sd} [kN/m]	0	622	702	89	441	333	0	687	736	
	V_{Rd} [kN/m]	492	956	956	447	447	447	433	736	797	
	ρ taglio [%]	0%	65%	73%	20%	99%	74%	0%	93%	92%	
VERIFICHE SLE	**freccia δ [cm]**	2.00			0.10			1.30			
	luce L [cm]	1330			450			1330			
	rapporto L / δ	665			4500			1023			

Per sezione trasversale di intende quella parallela all'asse ferroviario, mentre per sezione longitudinale quella parallela all'asse del manufatto.

Le armature verranno disposte secondo queste 2 direzioni.

16.1. Risultati del calcolo

16.1.1. Soletta superiore

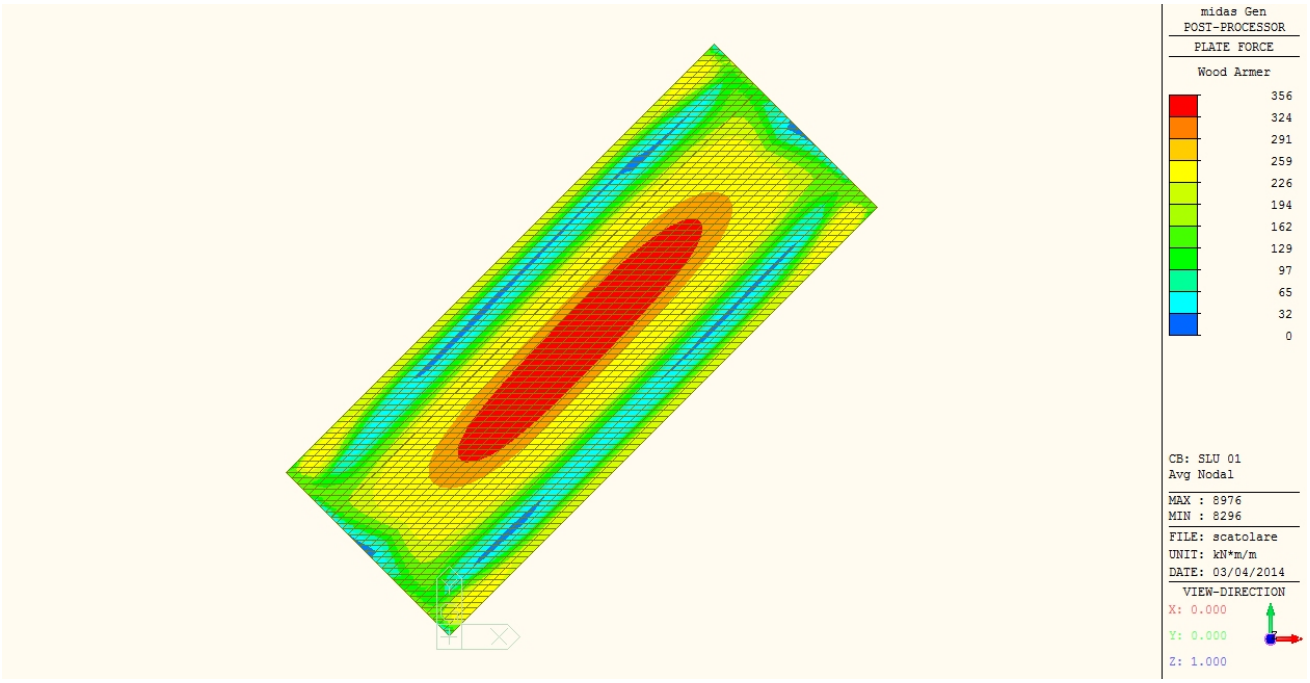


Figura 11 momento longitudinale

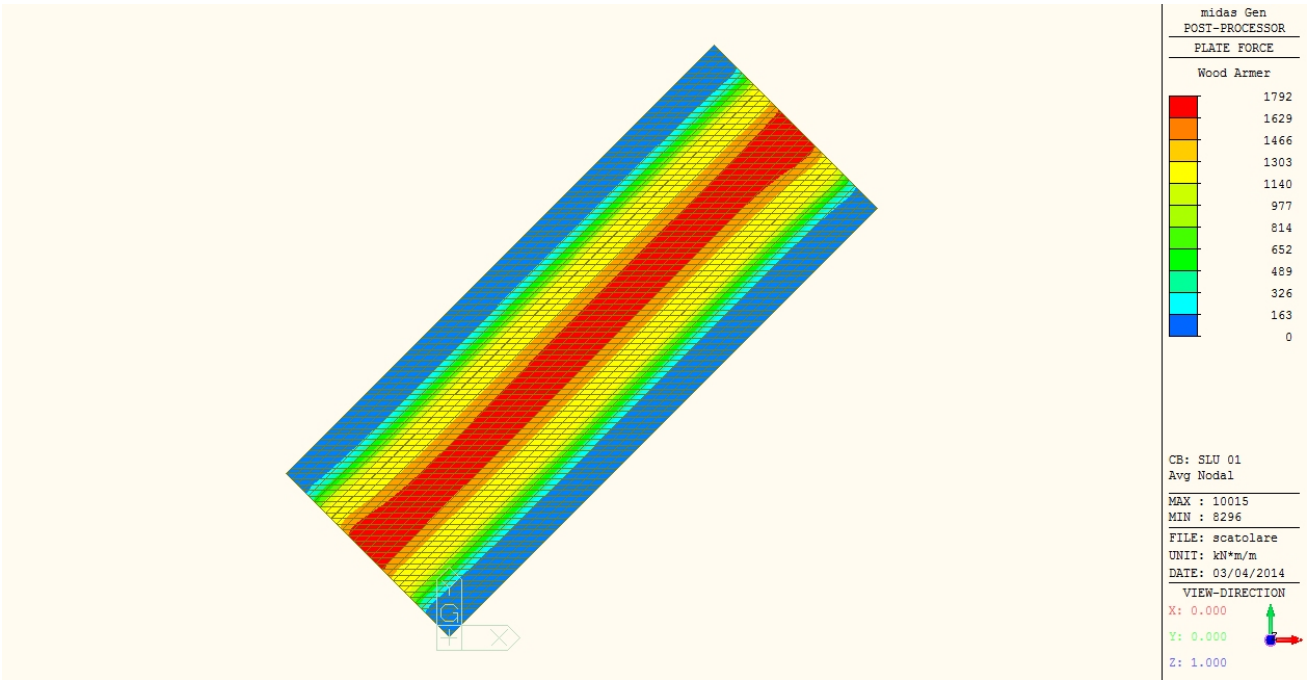


Figura 12 momento trasversale inferiore

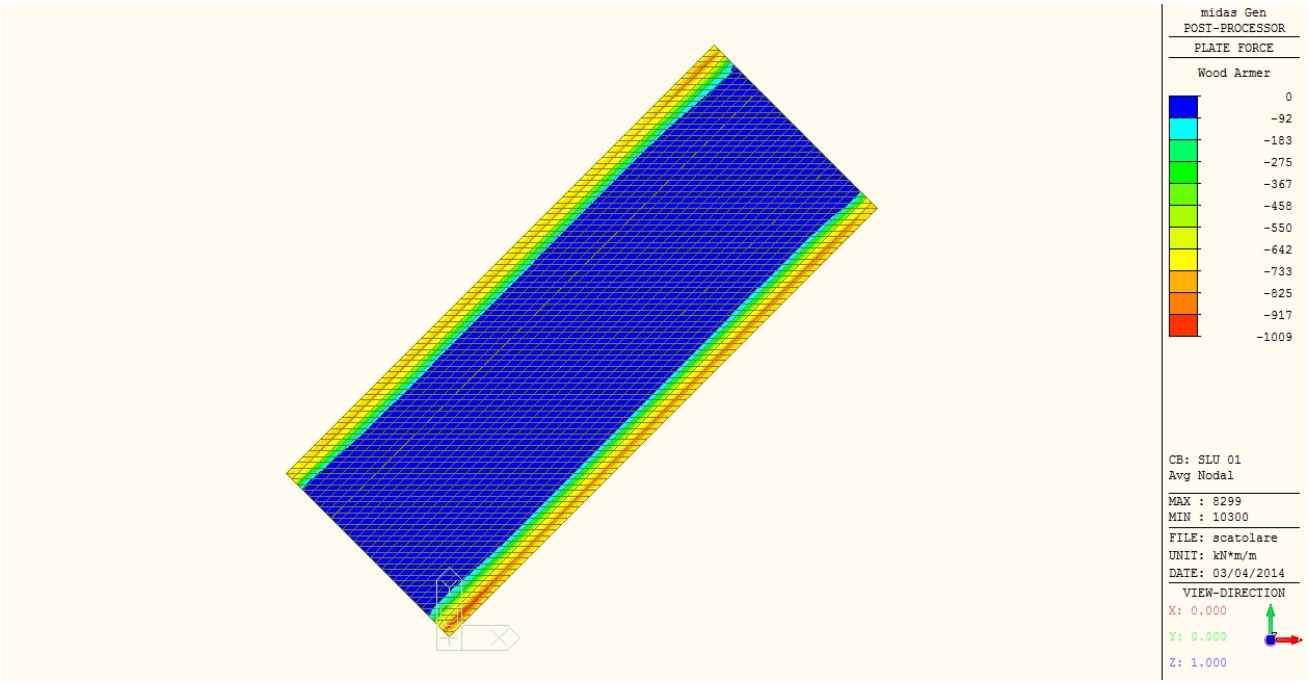


Figura 13 momento trasversale superiore

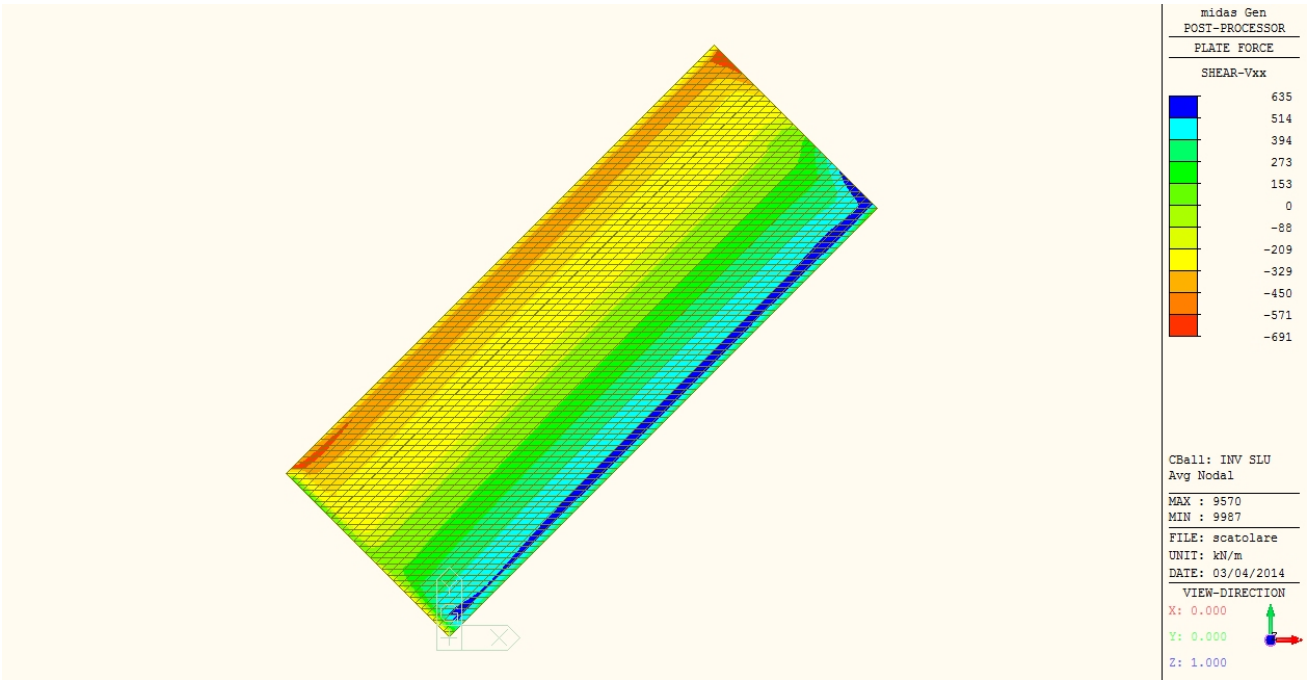


Figura 14 taglio Vxx

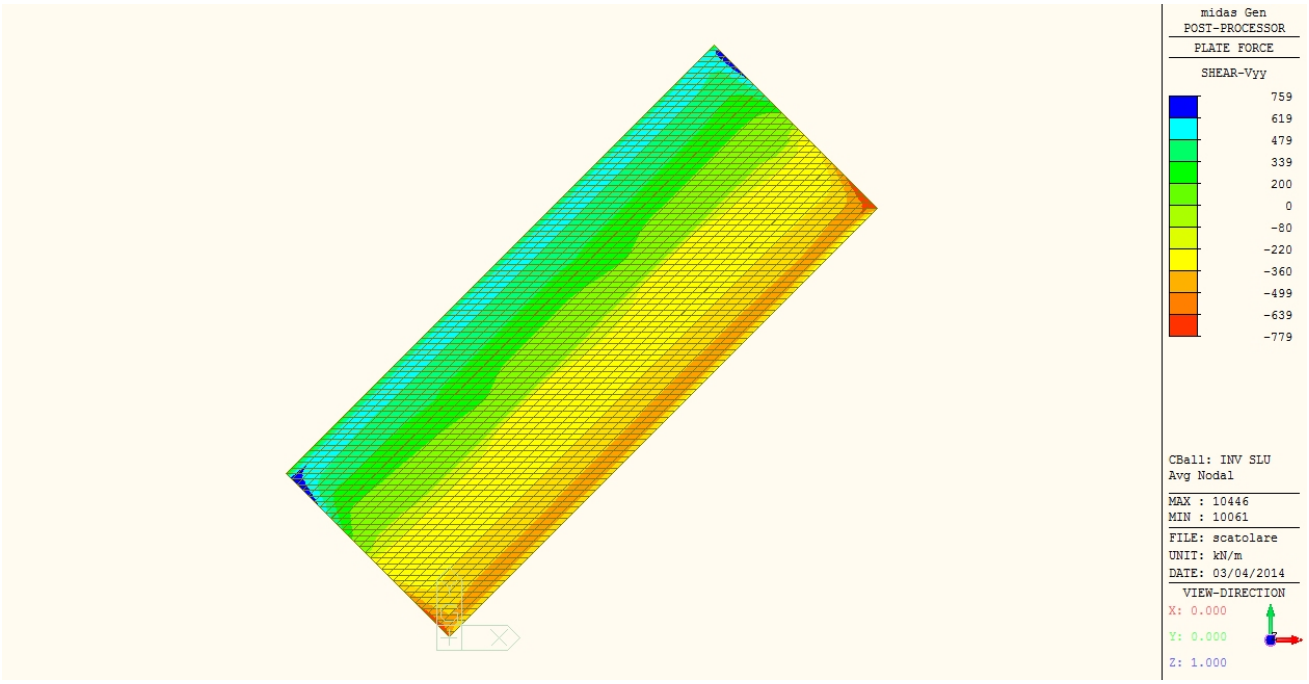


Figura 15 taglio Vyy

16.1.2. Muri laterali

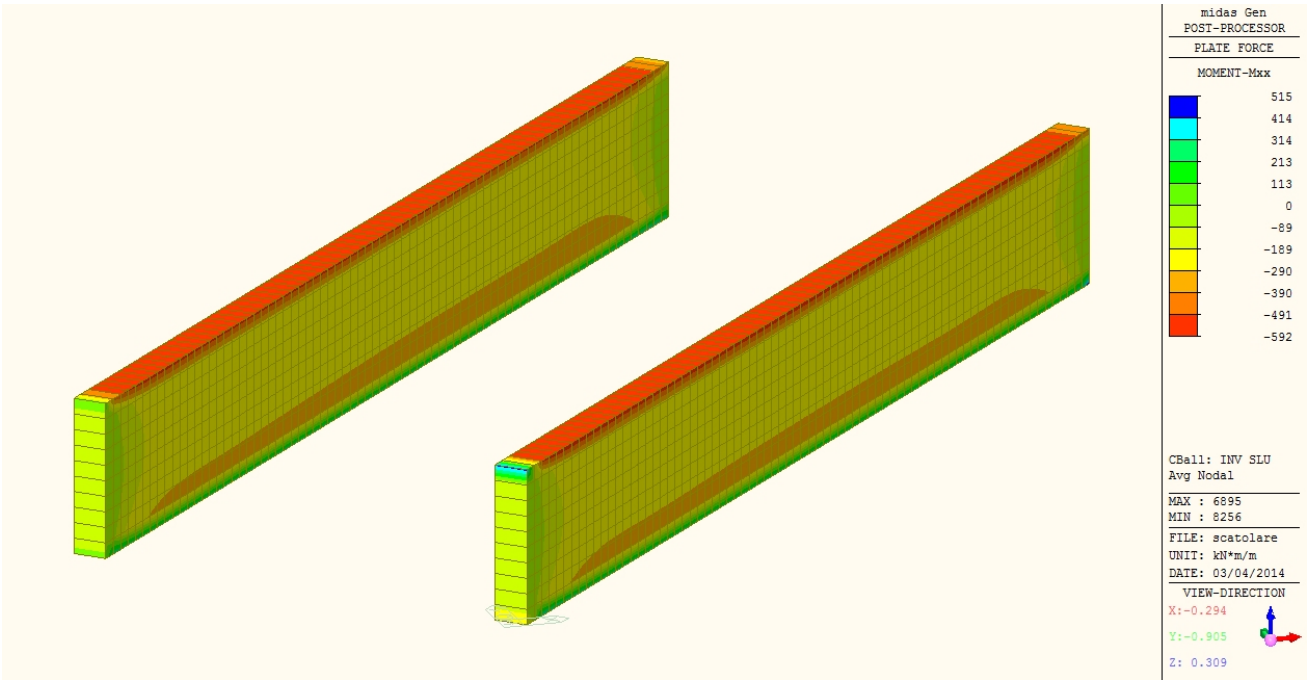


Figura 16 momento orizzontale

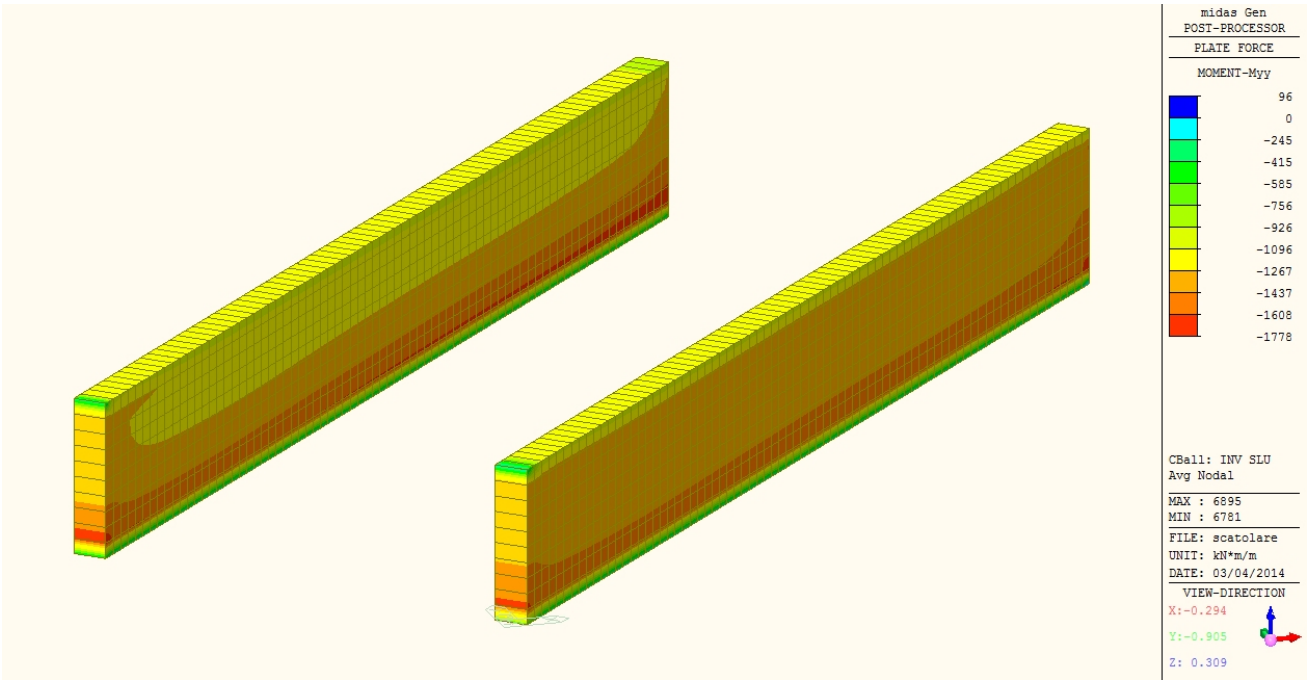


Figura 17 momento verticale

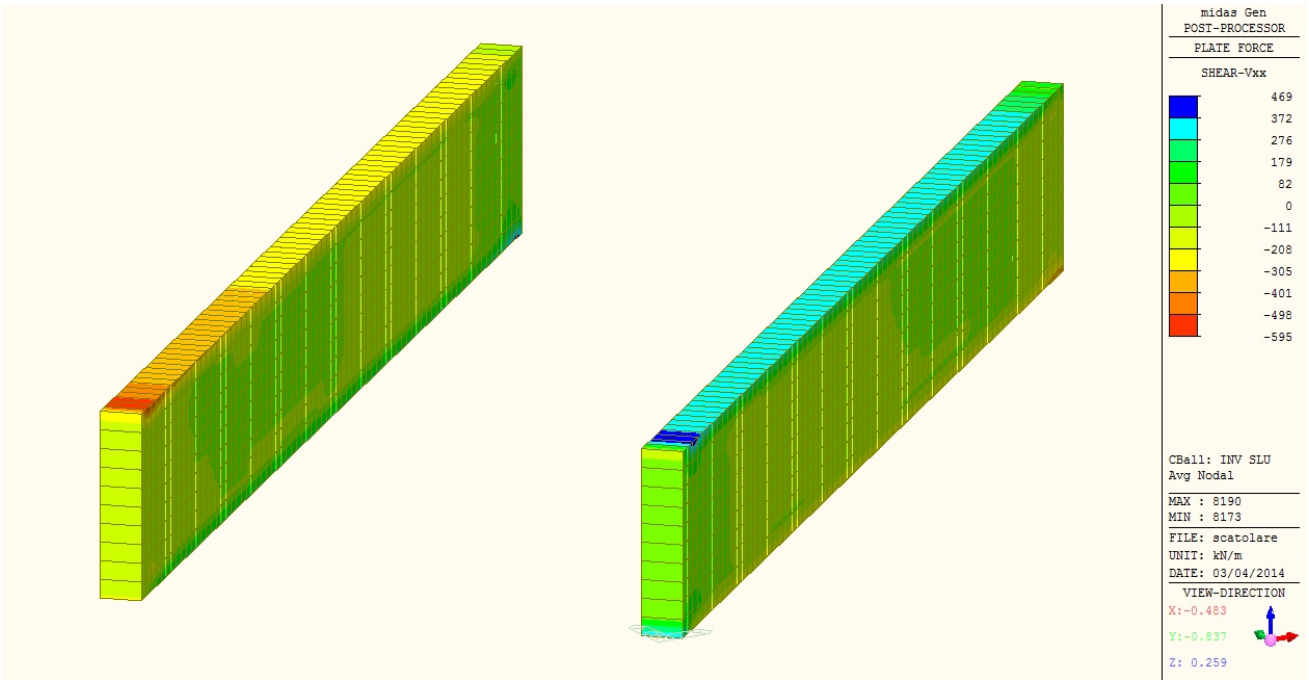


Figura 18 taglio in orizzontale

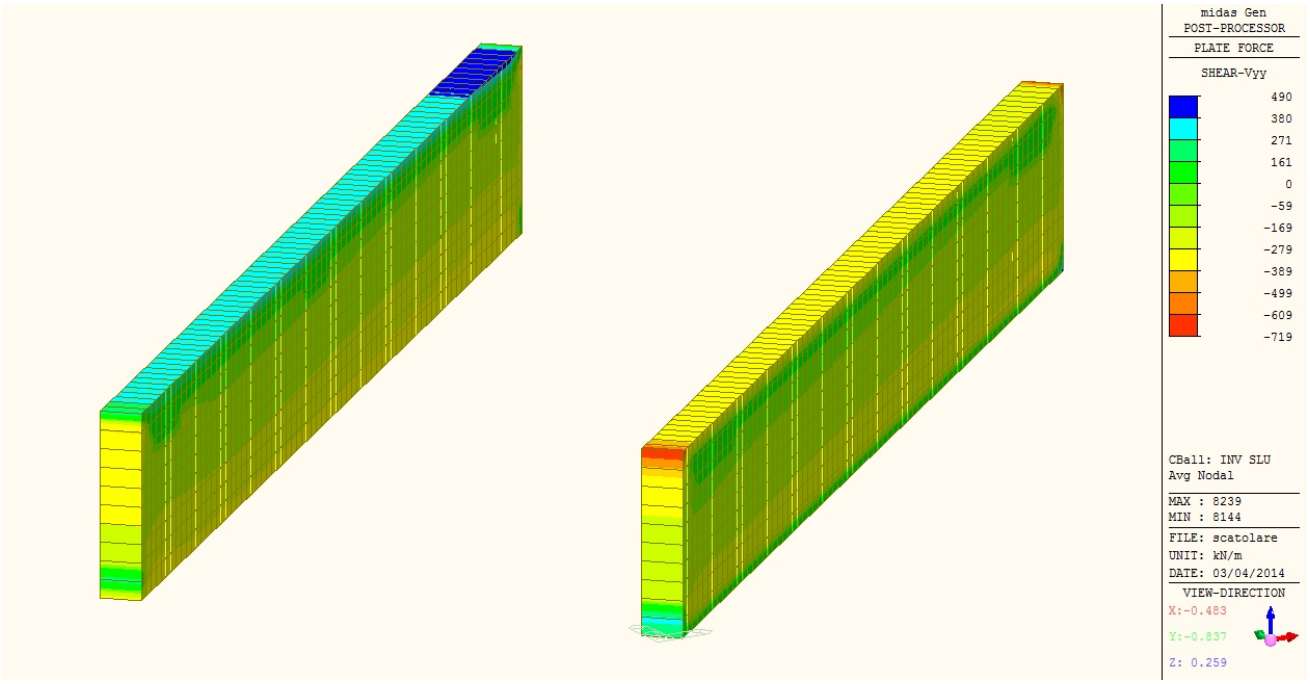


Figura 19 taglio in verticale

16.1.3. Platea

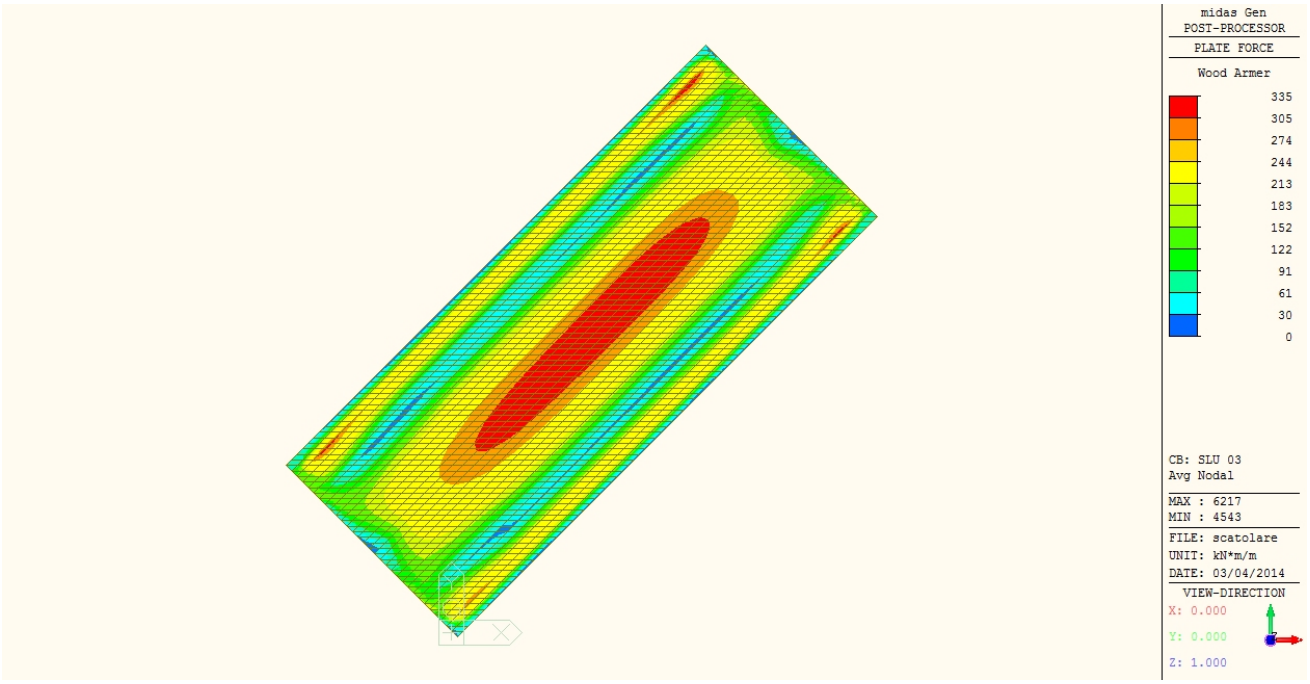


Figura 20 momento logitudinale

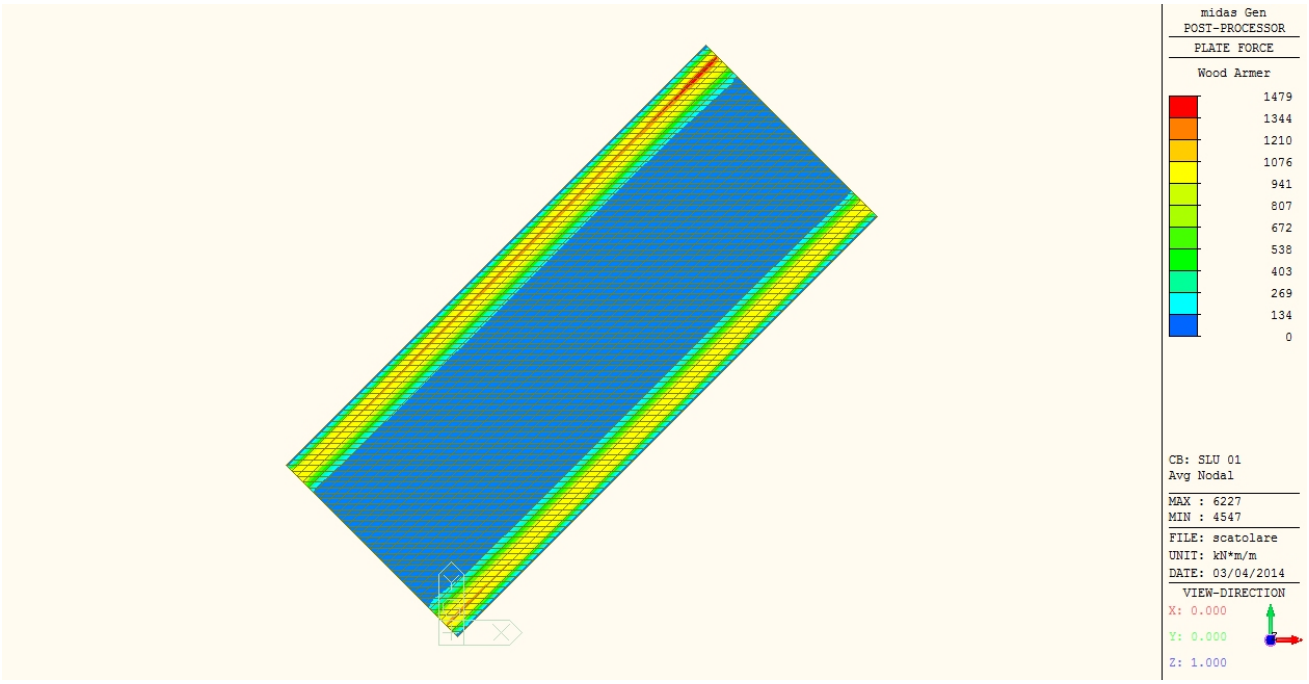


Figura 21 momento trasversale inferiore

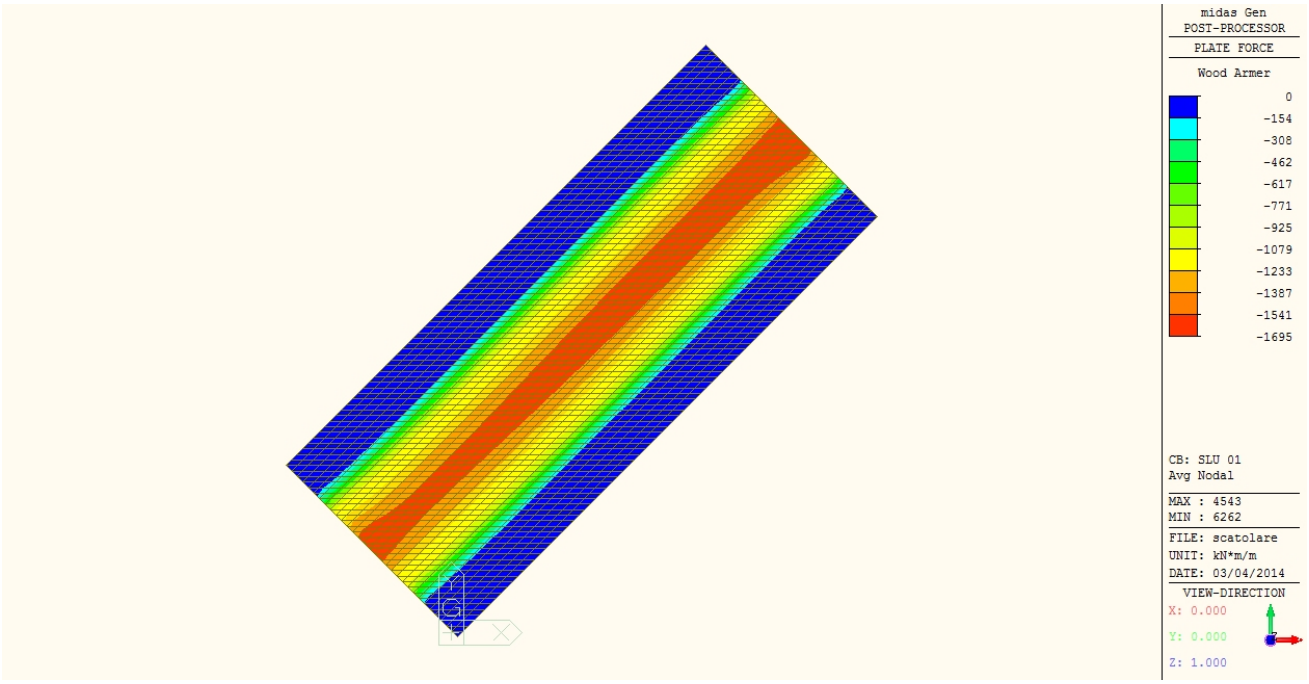


Figura 22 momento trasversale superiore

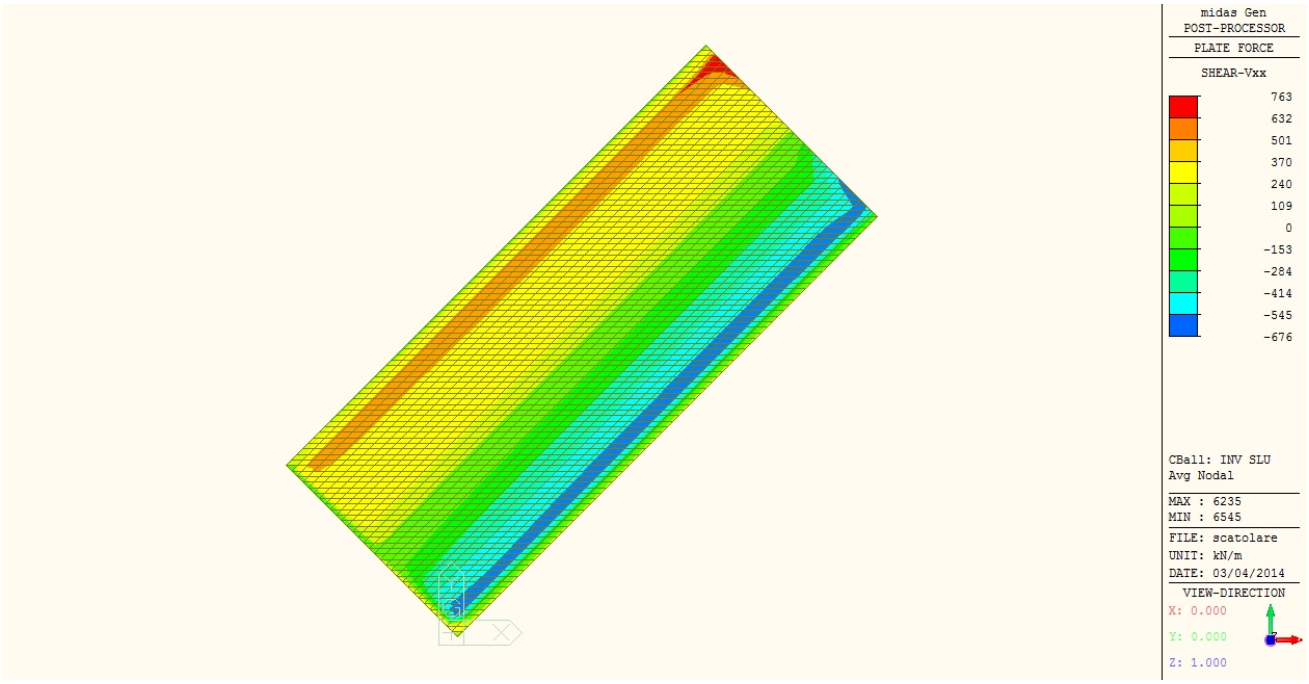


Figura 23 taglio Vxx

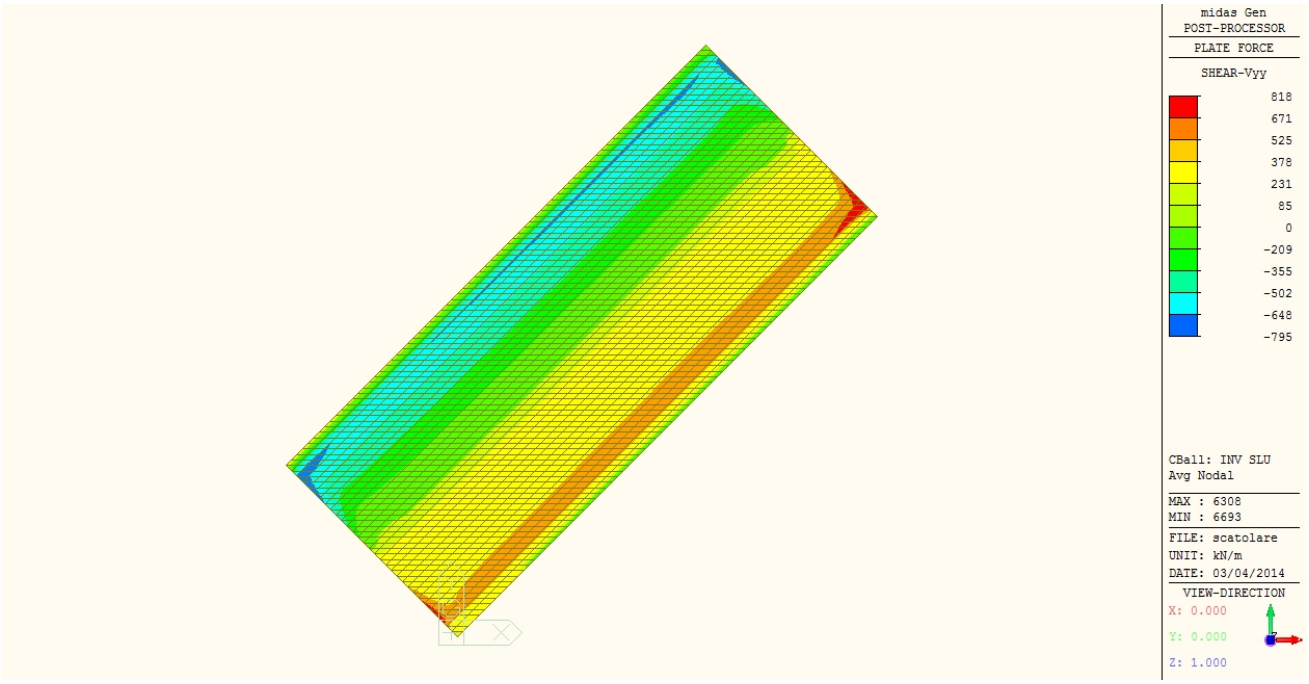
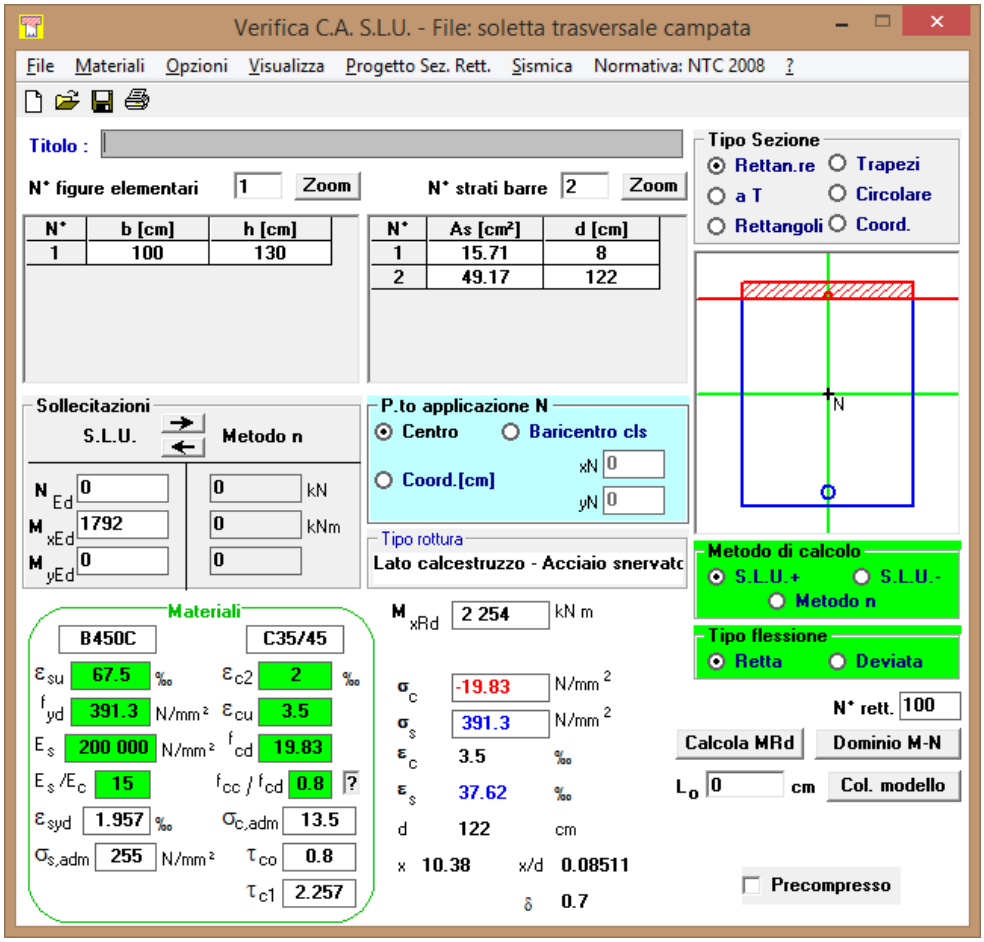


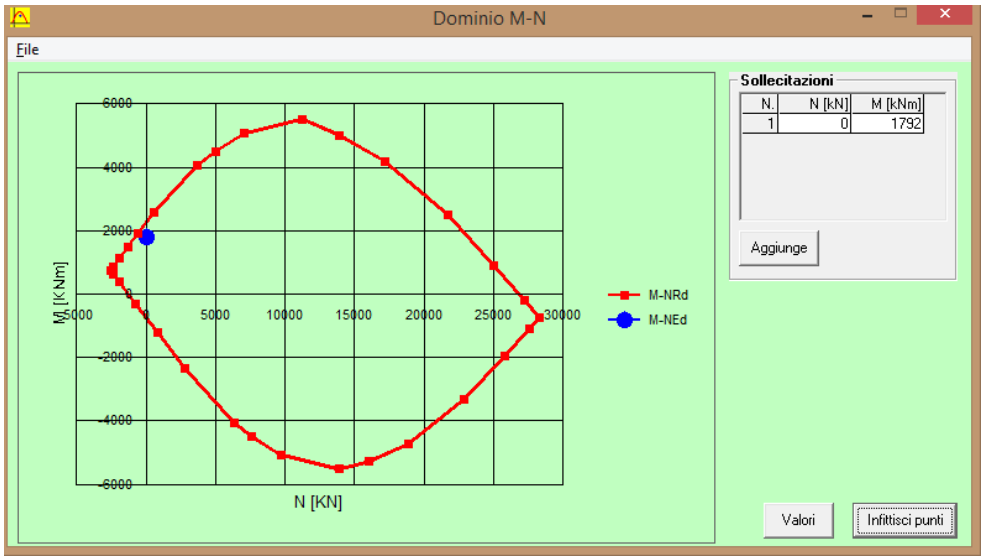
Figura 24 taglio Vyy

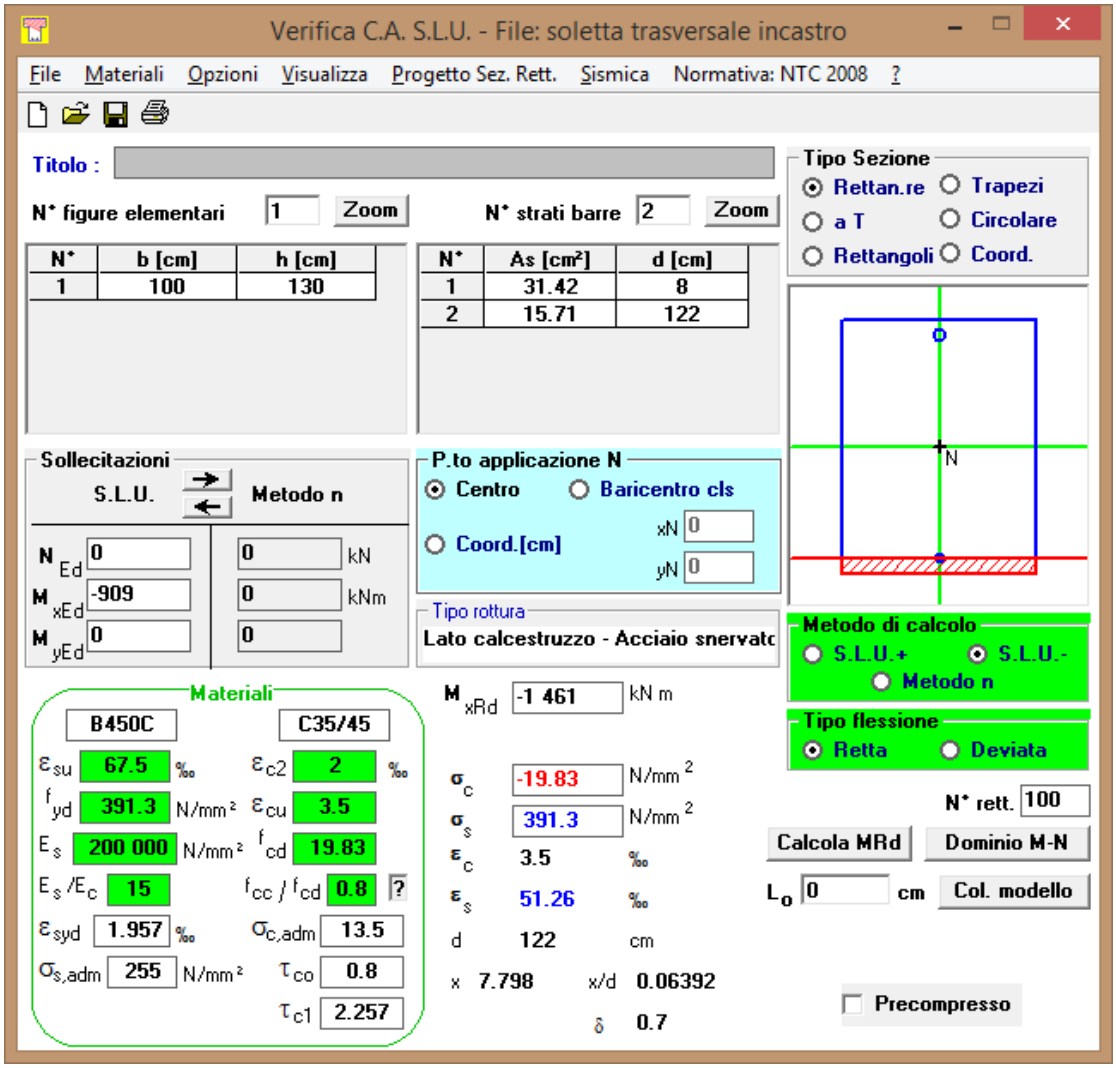
16.2. Verifiche SLU+SISM

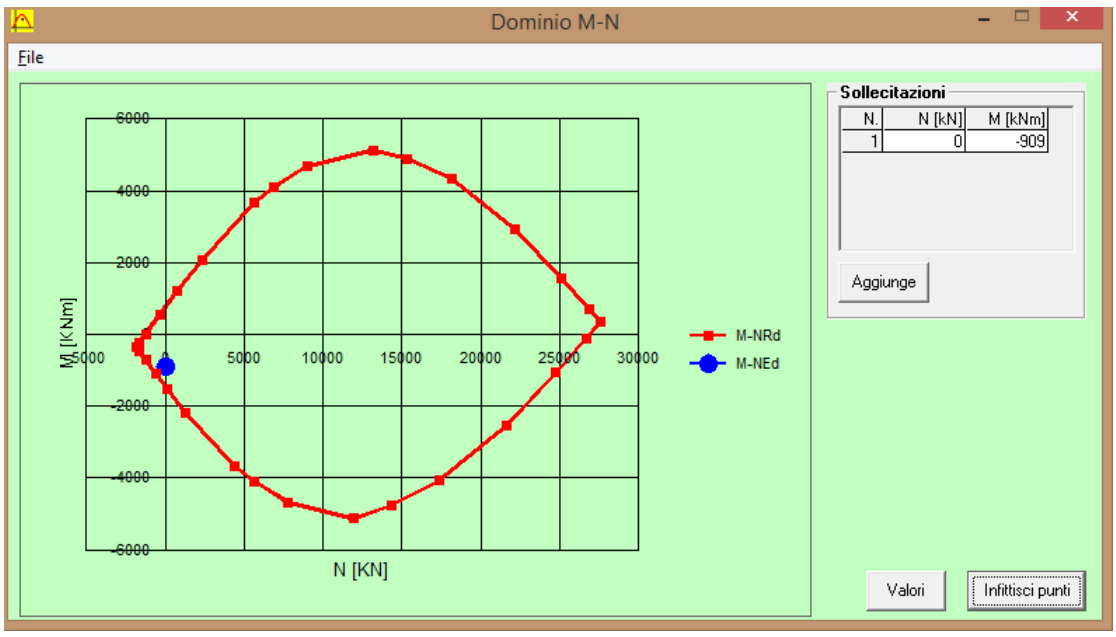
16.2.1. Soletta superiore

1.1.1.10 Flessione trasversale

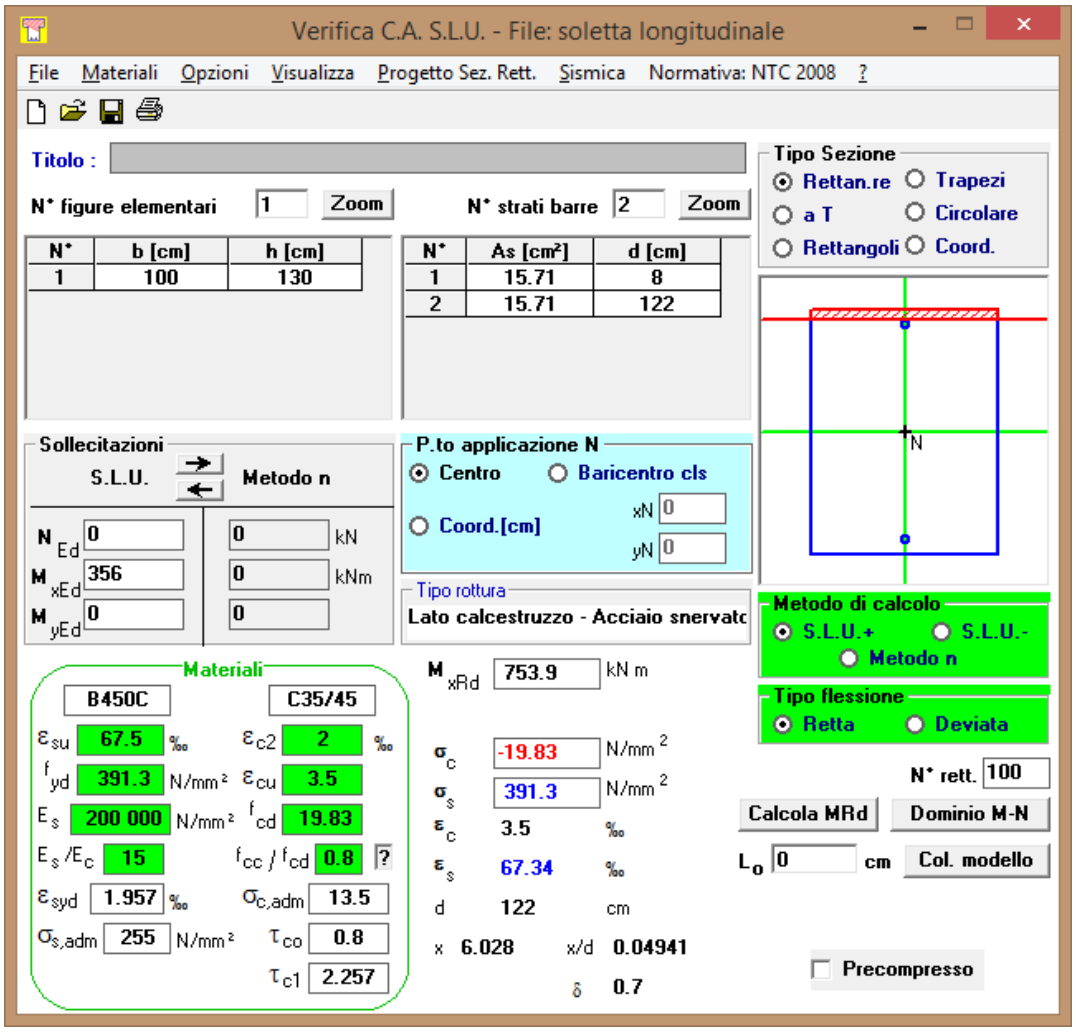


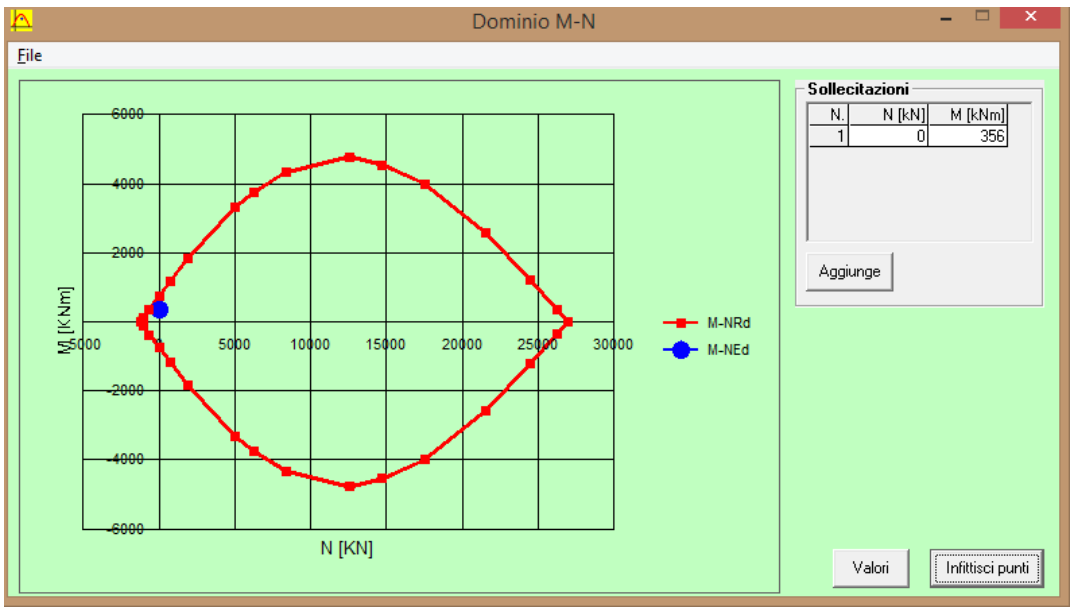



Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta trasversale incastro
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?
Titolo :
N° figure elementari 1 Zoom
N° strati barre 2 Zoom
N° b [cm] h [cm]
1 100 130
N° As [cm²] d [cm]
1 31.42 8
2 15.71 122
Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.
Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N Ed 0 0 kN
M xEd -909 0 kNm
M yEd 0 0
P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0
Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n
Tipo flessione
Retta Deviata
Materiali
B450C C35/45
ε su 67.5 ‰ ε c2 2 ‰
f yd 391.3 N/mm² ε cu 3.5
E s 200 000 N/mm² f cd 19.83
E s /E c 15 f cc / f cd 0.8 ?
ε syd 1.957 ‰ σ c,adm 13.5
σ s,adm 255 N/mm² τ co 0.8
τ c1 2.257
M xRd -1 461 kN m
σ c -19.83 N/mm²
σ s 391.3 N/mm²
ε c 3.5 ‰
ε s 51.26 ‰
d 122 cm
x 7.798 x/d 0.06392
δ 0.7
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L o 0 cm Col. modello
Precompresso


Dominio M-N
File
Sollecitazioni
N. N [kN] M [kNm]
1 0 -909
Aggiunge
M [KNm]
N [KN]
M-NRd
M-NEd
Valori
Infittisci punti

1.1.1.11 Flessione longitudinale



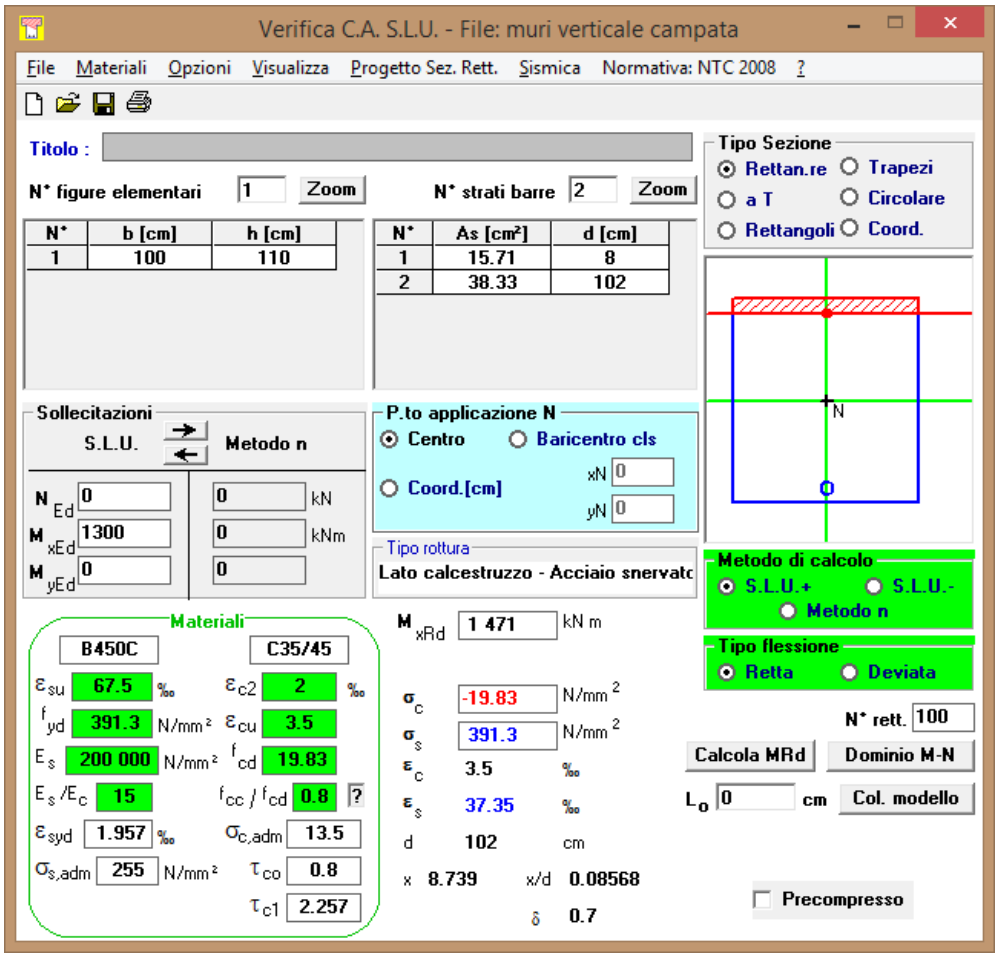


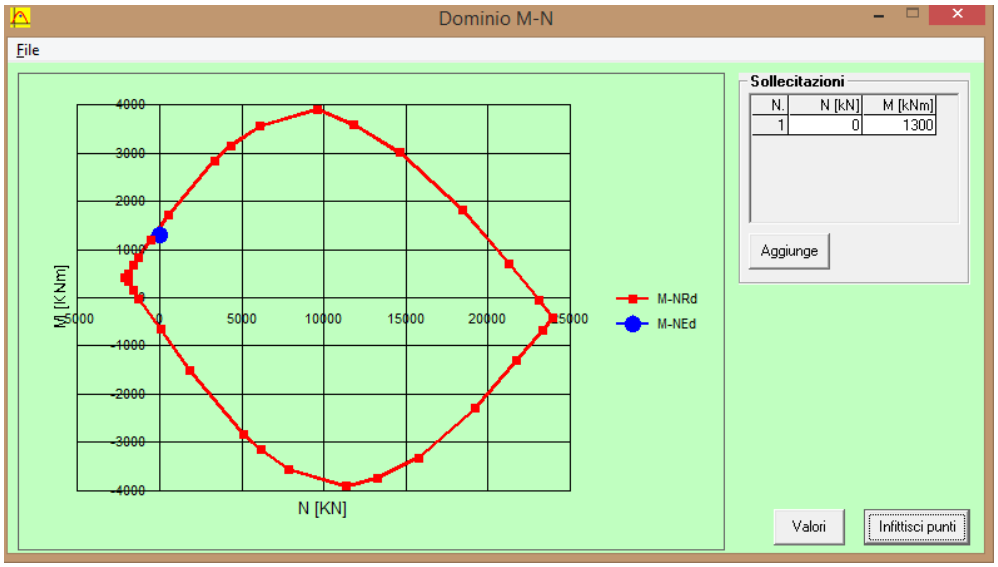
1.1.1.12 Taglio

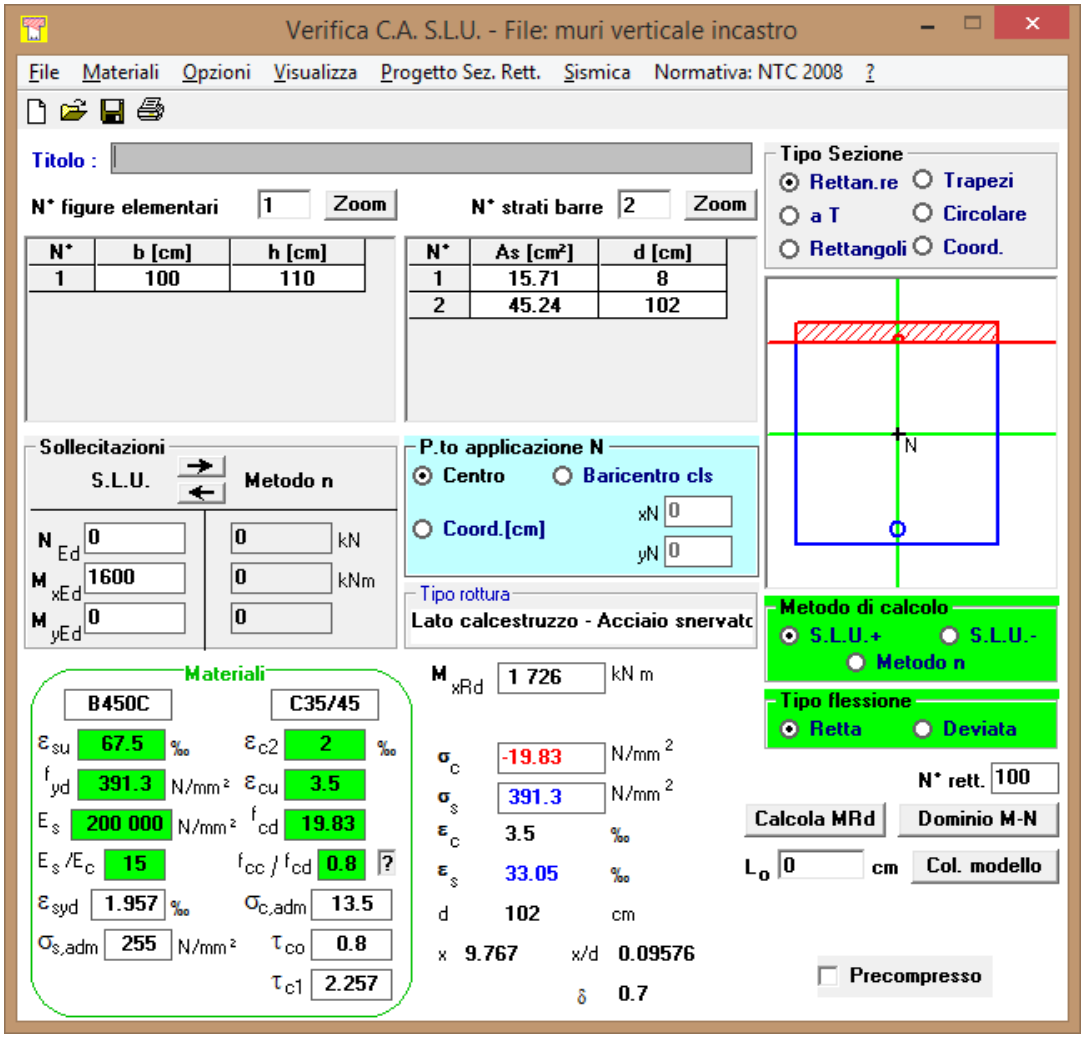
VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - secondo DM2008 punto 4.1.2.1.3					
GEOMETRIA SEZIONE					
base b_w	1000	[mm]	d utile	1220	[mm]
altezza	1300	[mm]	area	1300000	[mm^2]
copriferro	80	[mm]			
MATERIALI			*calcestruzzo*		
			R_{ck}	45	[N/mm^2]
acciaio	B450C		f_{ck}	35	[N/mm^2]
f_{yk}	450	[N/mm^2]	γ_c	1.5	
γ_s	1.15		alfa cc	0.85	
f_{yd}	391	[N/mm^2]	f_{cd}	19.8	[N/mm^2]
			f'_{cd}	9.9	[N/mm^2]
SOLLECITAZIONE		**Vsd**	**702**	**[kN]**	
elementi senza armature trasversali resistenti a taglio				[punto 4.1.2.1.3.1]	
(per solai piastre e membrature --> si calcola la resistenza a trazione del cls)					
k	1.40				
v_{min}	0.345				
Asl	4917	[mm^2] area armatura longitudinale tesa			
ρ1	0.004	<	0.020		
σ_{cp}	0.000	<	3.967	[MPa]	
N_{Sd}	0	[kN]	sforzo di compressione		
V_{Rd}	496.96	[kN] $V_{Rd,min}$ =	420.65	[kN]	
V_{Rd}	**496.96**	[kN]			
Vrd < Vsd	**necessario mettere armatura trasversale a taglio**				
elementi con armature trasversali resistenti a taglio				[punto 4.1.2.1.3.2]	
ARMATURE					
alfa c	1.00				
diam.staffe	12	[mm]		Inclinazione variabile	
s	250	[mm] passo staffe		ω_{sw}	0.018
n° braccia	2			cot θ*	5.197
Asw	226	[mm^2] armatura trasversale			
alfa	90	[°]	inclinazione staffe-asse trave		
cot (alfa)	0.00				
sen (alfa)	1.00				
θ	21.8	[°]	inclinazione puntoni cls tra 21.8° e 45°		
cot (θ)	2.50		compreso tra 1,0 e 2,5		
resistenza offerta dall'armatura a taglio				972	[kN]
TAGLIO RESISTENTE					
resistenza di calcolo a taglio trazione				*formula 4.1.18*	
V_{Rds}	972	[kN]			
resistenza di calcolo a taglio compressione				*formula 4.1.19*	
V_{Rcd}	3755	[kN]			
resistenza a taglio (min Vrsd ; Vrcd)				*formula 4.1.20*	
V_{Rd}	**972**	**[kN]**	**sezione verificata a taglio**		

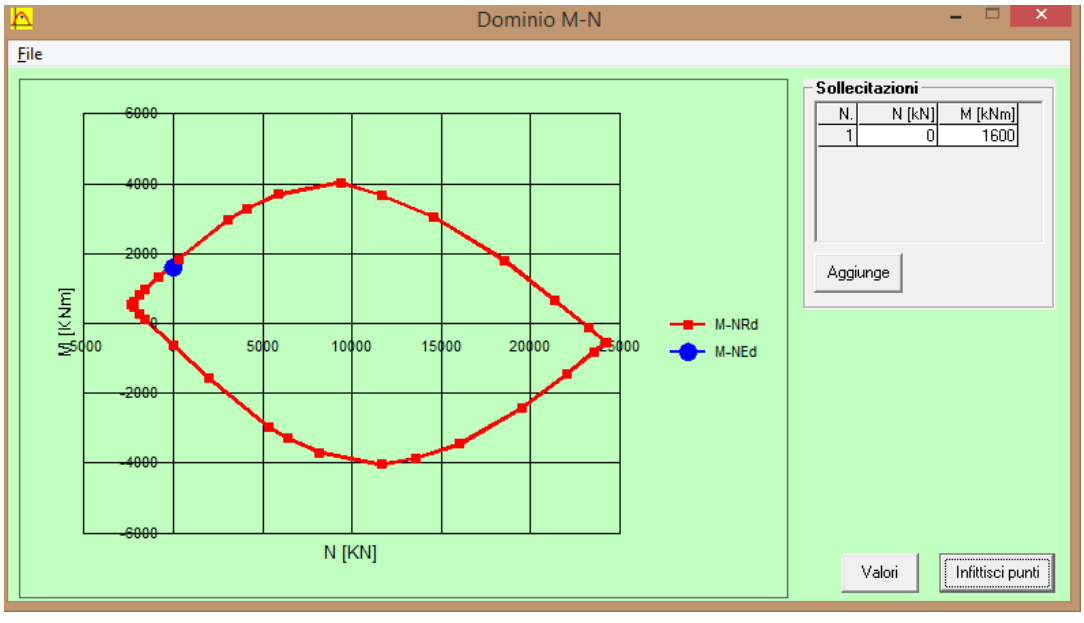
16.2.2. Muri laterali

1.1.1.13 Flessione verticale

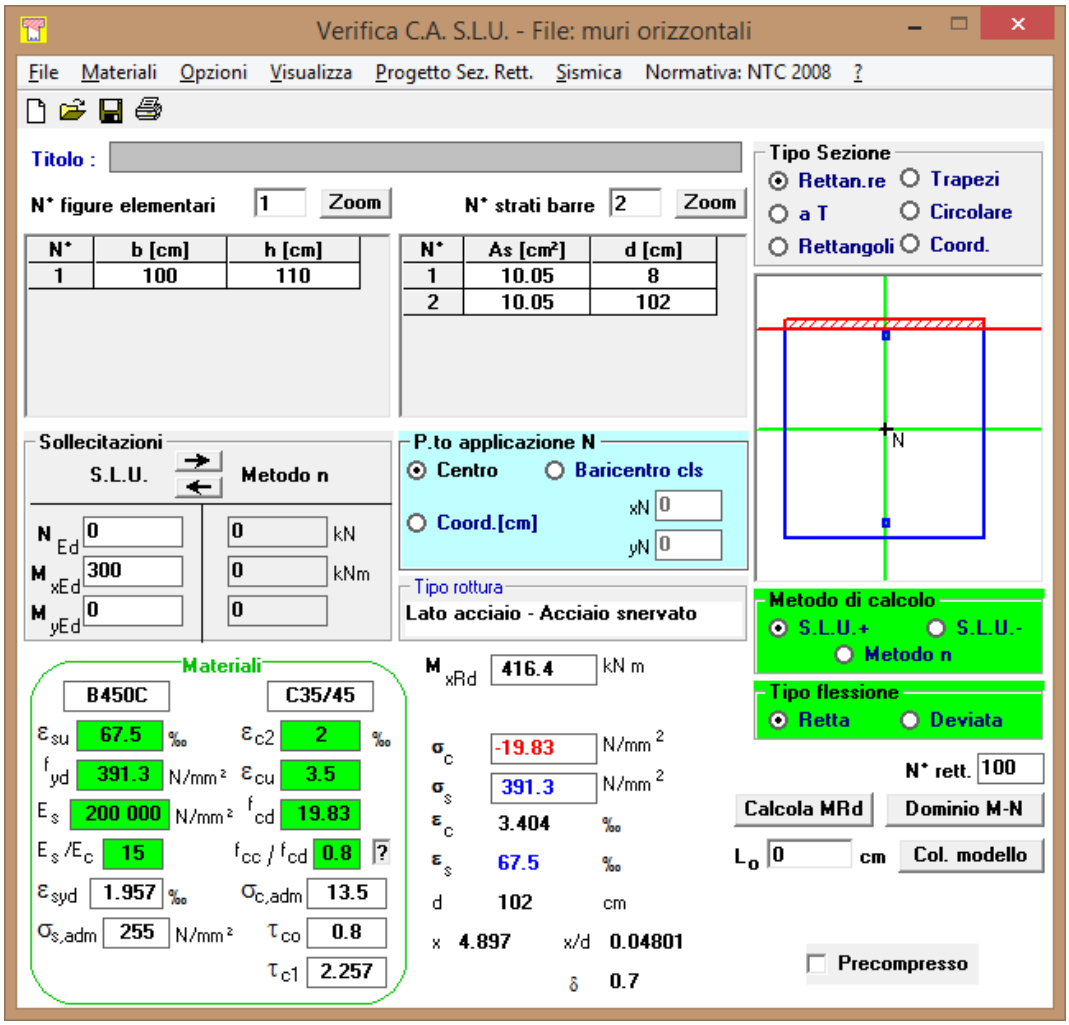


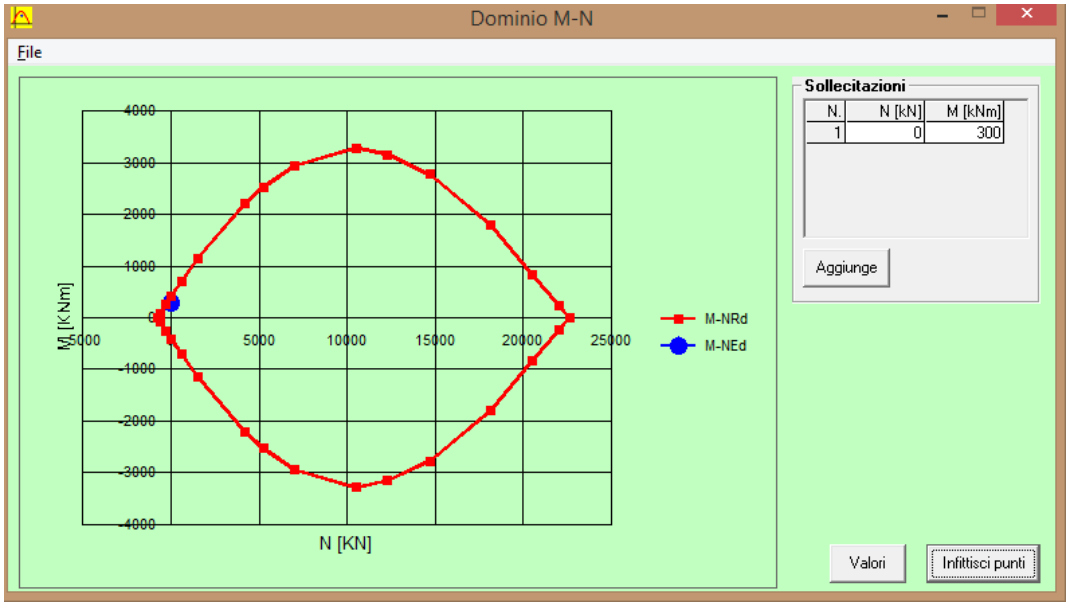



Verifica C.A. S.L.U. - File: muri verticale incastro
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?
Titolo :
N° figure elementari 1 Zoom
N° strati barre 2 Zoom
N° b [cm] h [cm]
1 100 110
N° As [cm²] d [cm]
1 15.71 8
2 45.24 102
Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.
N
Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N Ed 0 0 kN
M xEd 1600 0 kNm
M yEd 0 0
P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0
Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n
Tipo flessione
Retta Deviata
Materiali
B450C C35/45
εsu 67.5 ‰ εc2 2 ‰
fyd 391.3 N/mm² εcu 3.5
Es 200 000 N/mm² fcd 19.83
Es /Ec 15 fcc / fcd 0.8 ?
εsyd 1.957 ‰ σc,adm 13.5
σs,adm 255 N/mm² τco 0.8
τc1 2.257
M xRd 1 726 kN m
σc -19.83 N/mm²
σs 391.3 N/mm²
εc 3.5 ‰
εs 33.05 ‰
d 102 cm
x 9.767 x/d 0.09576
δ 0.7
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
Lo 0 cm Col. modello
Precompresso


Dominio M-N
File
Sollecitazioni
N. N [kN] M [kNm]
1 0 1600
Aggiunge
M-NRd
M-NEd
M [KNm]
N [KN]
6000
4000
2000
0
-2000
-4000
-6000
5000
10000
15000
20000
Valori
Infittisci punti

1.1.1.14 Flessione orizzontale



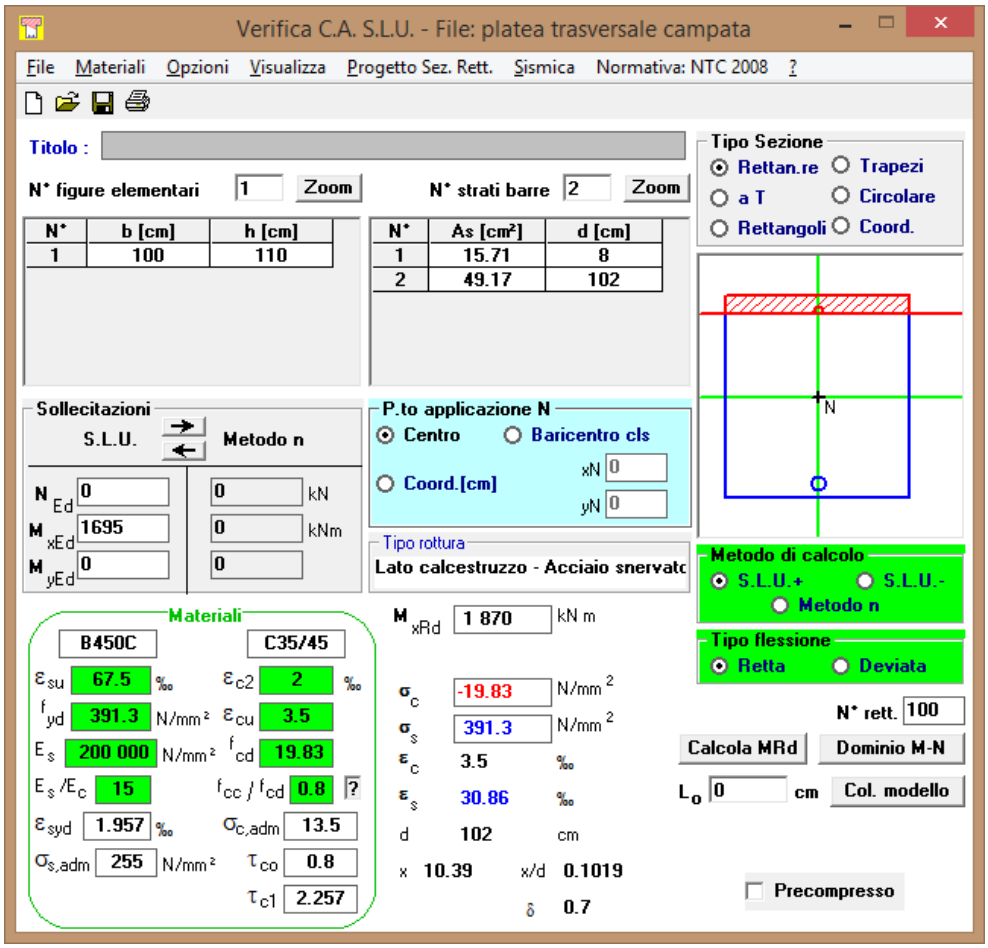


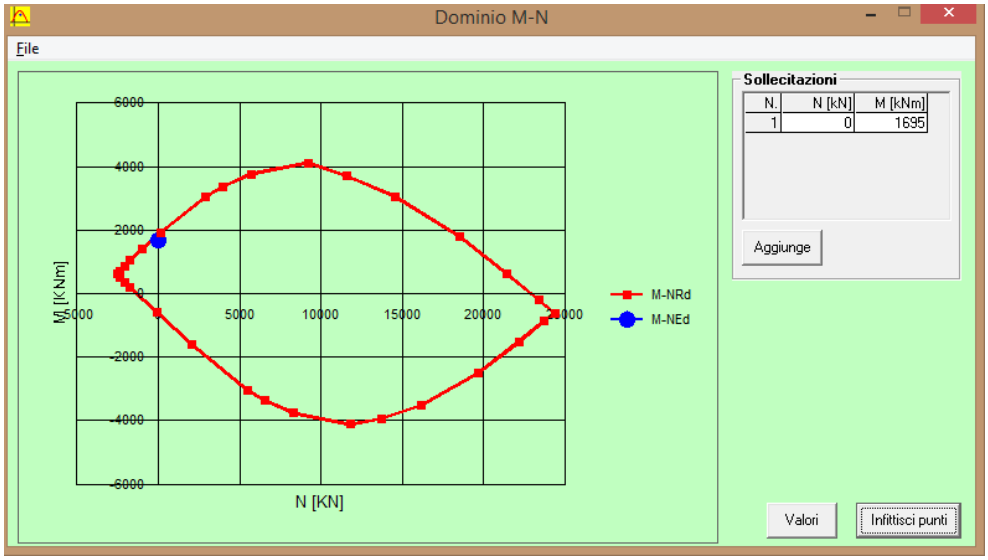
1.1.1.15 Taglio

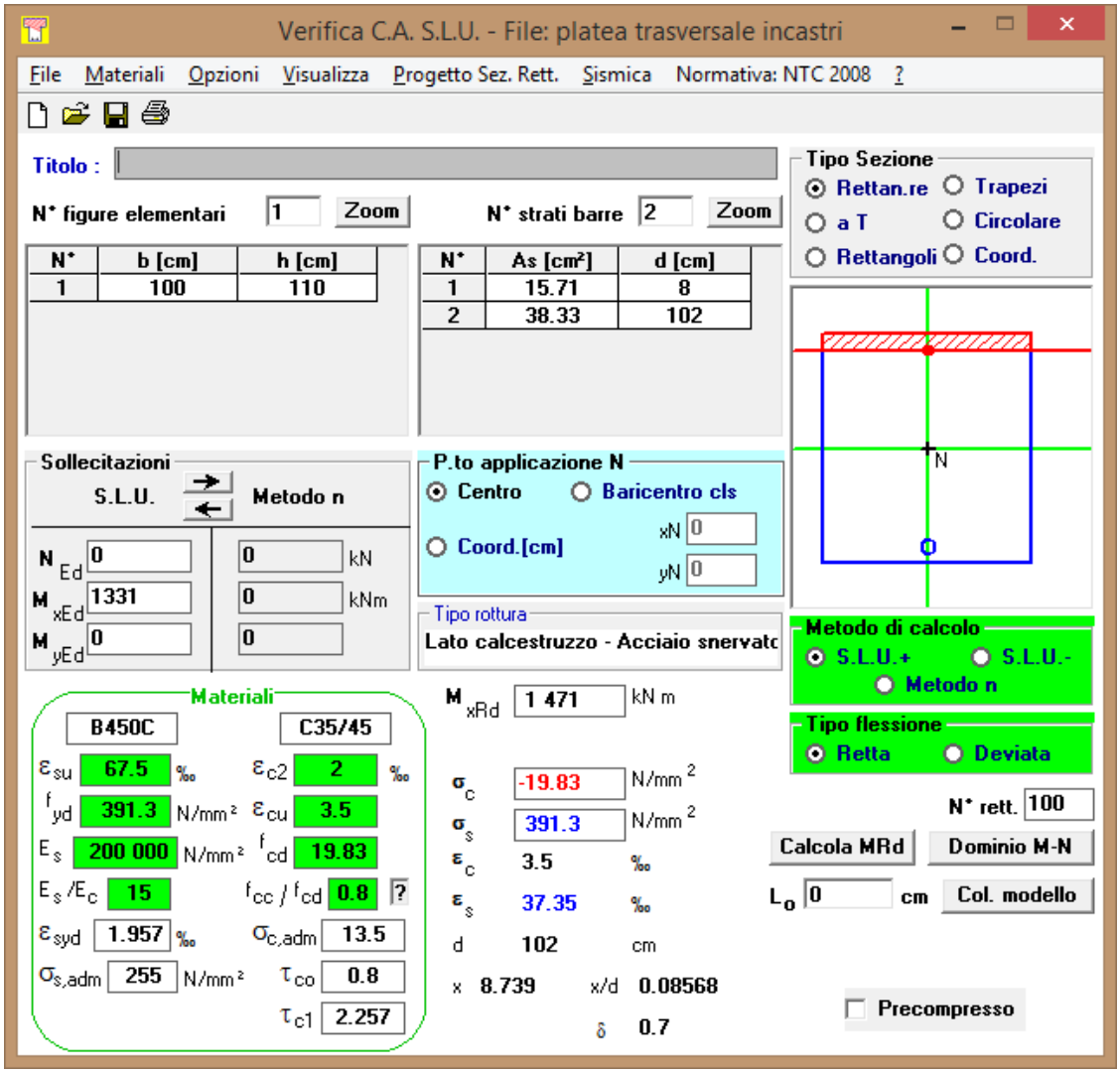
VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - secondo DM2008 punto 4.1.2.1.3					
GEOMETRIA SEZIONE					
base b_w	1000	[mm]	d utile	1020	[mm]
altezza	1100	[mm]	area	1100000	[mm^2]
copriferro	80	[mm]			
MATERIALI			*calcestruzzo*		
			R_{ck}	45	[N/mm^2]
acciaio	B450C		f_{ck}	35	[N/mm^2]
f_{yk}	450	[N/mm^2]	γ_c	1.5	
γ_s	1.15		alfa cc	0.85	
f_{yd}	391	[N/mm^2]	f_{cd}	19.8	[N/mm^2]
			f'_{cd}	9.9	[N/mm^2]
SOLLECITAZIONE		**Vsd**	**441**	**[kN]**	
elementi senza armature trasversali resistenti a taglio				[punto 4.1.2.1.3.1]	
(per solai piastre e membrature --> si calcola la resistenza a trazione del cls)					
k	1.44				
v_{min}	0.359				
Asl	3833	[mm^2] area armatura longitudinale tesa			
ρ1	0.004	<	0.020		
σ_{cp}	0.235	<	3.967	[MPa]	
N_{Sd}	258	[kN]	sforzo di compressione		
V_{Rd}	452.75	[kN] $V_{Rd,min}$ =	401.91	[kN]	
V_{Rd}	**452.75**	[kN]			
Vrd > Vsd	**sezione verificata senza armature trasversali a taglio**				

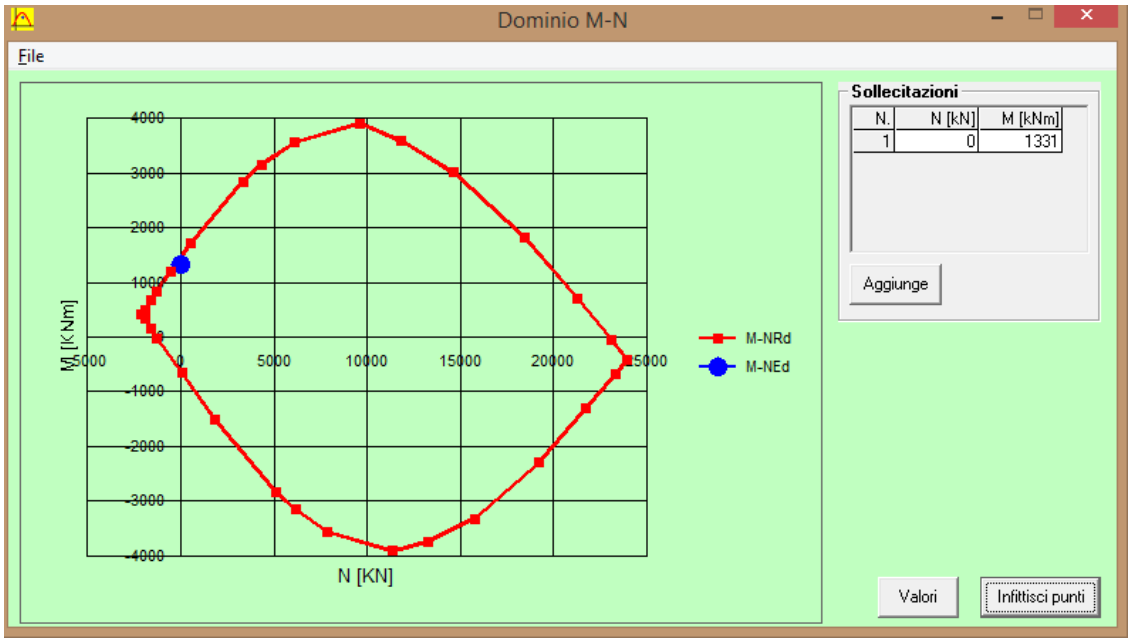
16.2.3. Platea

1.1.1.16 Flessione trasversale

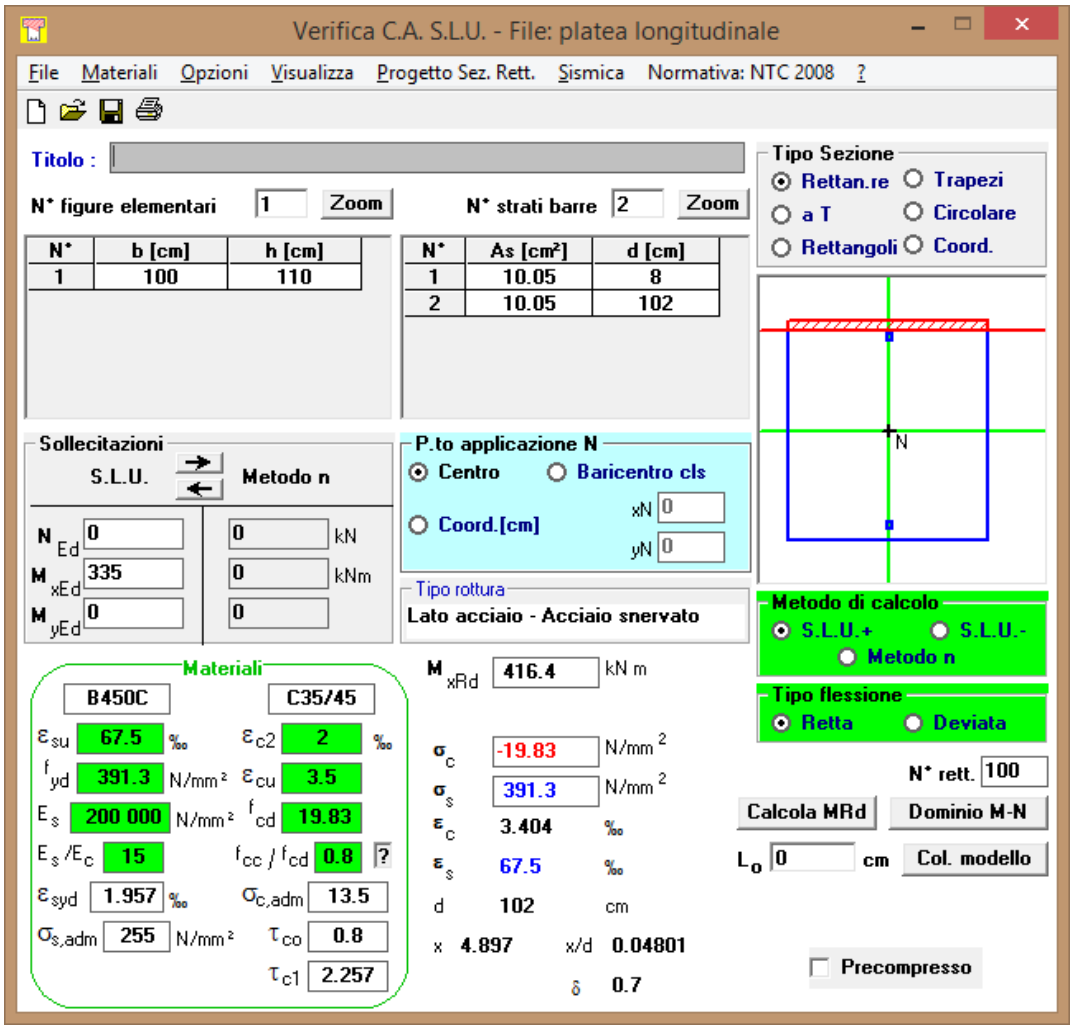


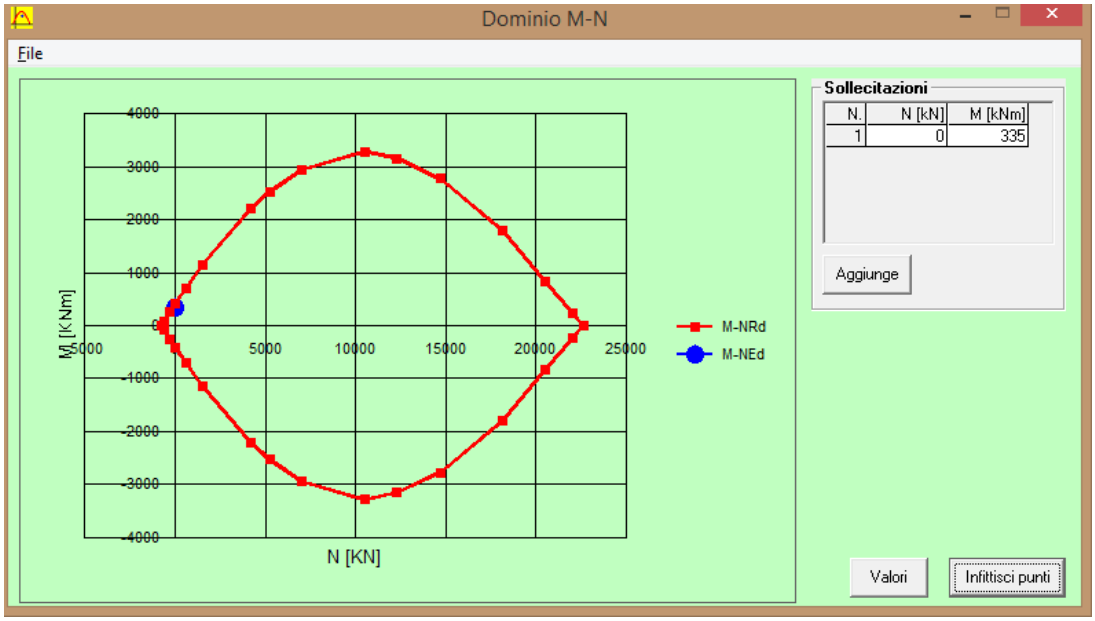



Verifica C.A. S.L.U. - File: platea trasversale incastri
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?
Titolo :
N° figure elementari 1 Zoom
N° strati barre 2 Zoom
N° b [cm] h [cm]
1 100 110
N° As [cm²] d [cm]
1 15.71 8
2 38.33 102
Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.
Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N Ed 0 0 kN
M xEd 1331 0 kNm
M yEd 0 0
P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0
Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
Materiali
B450C C35/45
ε su 67.5 ‰ ε c2 2 ‰
f yd 391.3 N/mm² ε cu 3.5
E s 200 000 N/mm² f cd 19.83
E s /E c 15 f cc / f cd 0.8 ?
ε syd 1.957 ‰ σ c,adm 13.5
σ s,adm 255 N/mm² τ co 0.8
τ c1 2.257
M xRd 1 471 kN m
σ c -19.83 N/mm²
σ s 391.3 N/mm²
ε c 3.5 ‰
ε s 37.35 ‰
d 102 cm
x 8.739 x/d 0.08568
δ 0.7
Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n
Tipo flessione
Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L o 0 cm Col. modello
Precompresso
N


Dominio M-N
File
Sollecitazioni
N. N [kN] M [kNm]
1 0 1331
Aggiunge
M [KNm]
N [KN]
M-NRd
M-NEd
Valori
Infittisci punti

1.1.1.1 Flessione longitudinale





1.1.1.2 Taglio

VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - secondo DM2008 punto 4.1.2.1.3					
GEOMETRIA SEZIONE					
base b_w	1000	[mm]	d utile	1020	[mm]
altezza	1100	[mm]	area	1100000	[mm^2]
copriferro	80	[mm]			
MATERIALI			*calcestruzzo*		
			R_{ck}	45	[N/mm^2]
acciaio	B450C		f_{ck}	35	[N/mm^2]
f_{yk}	450	[N/mm^2]	γ_c	1.5	
γ_s	1.15		alfa cc	0.85	
f_{yd}	391	[N/mm^2]	f_{cd}	19.8	[N/mm^2]
			f'_{cd}	9.9	[N/mm^2]
SOLLECITAZIONE		**Vsd**	**736**	**[kN]**	
elementi senza armature trasversali resistenti a taglio				[punto 4.1.2.1.3.1]	
(per solai piastre e membrature --> si calcola la resistenza a trazione del cls)					
k	1.44				
v_{min}	0.359				
Asl	3833	[mm^2] area armatura longitudinale tesa			
ρ1	0.004	<	0.020		
σ_{cp}	0.136	<	3.967	[MPa]	
N_{Sd}	150	[kN]	sforzo di compressione		
V_{Rd}	437.73	[kN] $V_{Rd,min}$ =	386.89	[kN]	
V_{Rd}	**437.73**	[kN]			
Vrd < Vsd	**necessario mettere armatura trasversale a taglio**				
elementi con armature trasversali resistenti a taglio				[punto 4.1.2.1.3.2]	
ARMATURE					
alfa c	1.00				
diam.staffe	12	[mm]		Inclinazione variabile	
s	250	[mm] passo staffe		ω_{sw}	0.018
n° braccia	2			cot θ*	5.197
Asw	226	[mm^2] armatura trasversale			
alfa	90	[°]	inclinazione staffe-asse trave		
cot (alfa)	0.00				
sen (alfa)	1.00				
θ	21.8	[°]	inclinazione puntoni cls tra 21.8° e 45°		
cot (θ)	2.50		compreso tra 1,0 e 2,5		
resistenza offerta dall'armatura a taglio				813	[kN]
TAGLIO RESISTENTE					
resistenza di calcolo a taglio trazione				*formula 4.1.18*	
V_{Rds}	813	[kN]			
resistenza di calcolo a taglio compressione				*formula 4.1.19*	
V_{Rcd}	3139	[kN]			
resistenza a taglio (min Vrsd ; Vrcd)				*formula 4.1.20*	
V_{Rd}	**813**	**[kN]**	**sezione verificata a taglio**		

16.3. Verifiche SLE

16.3.1. Tensioni – Fessurazioni

Si effettuano le verifiche sull'elemento maggiormente sollecitato a flessione, ovvero la soletta.

VERIFICA SEZIONE IN C.A. AGLI SLE

secondo NTC08 § 4.1.2.2 e Eurocodice 2 § 7.3

Caratteristiche materiale						
Cls	R_{ck}	45	MPa	Acciaio	450	C
	f_{ck}	35	MPa			
	g_c	1.5	MPa	f_{yk}	450	MPa
	a_{cc}	0.85		g_s	1.15	
	f_{cd}	21.2	MPa	f_{yd}	391.3	MPa
	E_{cm}	34.077	GPa	E_s	210000	MPa
	f_{cm}	43	MPa			
	f_{ctm}	3.21	MPa			

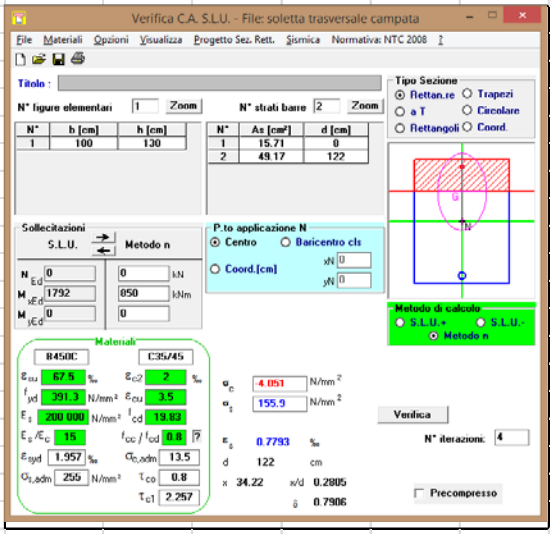
elemento	soletta superiore	Geometria della sezione		
sezione	trasversale (campata)	b	100	cm
		h	130	cm
		c	7	cm

Armatura	n	ϕ [mm]	n	ϕ [mm]	A_{tot} [cm^2]
Tesa	5	**24**	5	**26**	**49.17**
Compressa	5	**20**	0	**0**	**15.71**

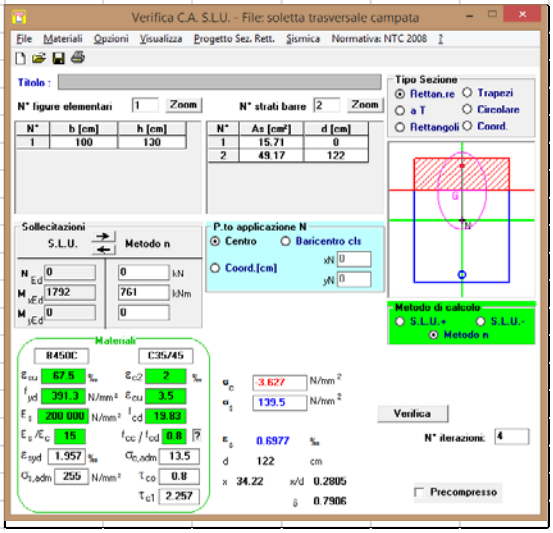
Sollecitaz. agenti	N [kN]	M [kNm]
SLE_RARA	0	1264
SLE_FR	0	850
SLE_QP	0	761

TENSIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO								
cls	*RARA*	σ_c	6.00	MPa	< 0.55*fck =	19.25	Mpa	**verificato**
	QPERM	σ_c	3.70	MPa	< 0.40*fck =	14	Mpa	**verificato**
acciaio	*RARA*	σ_s	232.0	MPa	< 0.75*fyk =	337.5	Mpa	**verificato**

APERTURA DELLE FESSURE CON CALCOLO DIRETTO-SLE_frequente						
b	100	cm		$s_{r,max}$	390	mm
h	130	cm		$e_{sm} - e_{cm}$	0.00049	
c	7	cm		*check*	0.00045	
n	15					
M_{freq}	850	kN m				
k_1	0.8	*Aderenza migliorata*				
k_2	0.5	*Flessione*				
k_t	0.4	*Lungo periodo*				
w_{max}	0.2	mm		w_k	0.190	mm
d	123	cm				
ϕ_{eq}	25.0	mm		*verificato! wk<wmax*		
x	34.3	cm				
$h_{c,eff}$	17.5	cm				
$A_{c,eff}$	1750.00	cm^2				
$r_{p,eff}$	0.0281					
J_n	7323053	cm^4				
s_s	156.0	MPa				
a_e	6.16					



APERTURA DELLE FESSURE CON CALCOLO DIRETTO-SLE_quasi perm						
b	100	cm		$s_{r,max}$	390	mm
h	130	cm		$e_{sm} - e_{cm}$	0.00041	
c	7	cm		*check*	0.00040	
n	15					
M_{qperm}	761	kN m				
k_1	0.8	*Aderenza migliorata*				
k_2	0.5	*Flessione*				
k_t	0.4	*Lungo periodo*				
w_{max}	0.2	mm		w_k	0.159	mm
d	123	cm				
ϕF_{eq}	25.0	mm		*verificato! wk<wmax*		
x	34.3	cm				
$h_{c,eff}$	17.5	cm				
$A_{c,eff}$	1750.00	cm^2				
$r_{p,eff}$	0.0281					
J_n	7323053	cm^4				
s_s	139.5	MPa				
a_e	6.16					



VERIFICA SEZIONE IN C.A. AGLI SLE

secondo NTC08 § 4.1.2.2 e Eurocodice 2 § 7.3

Caratteristiche materiale						
Cls	R_{ck}	45	MPa	Acciaio	450	C
	f_{ck}	35	MPa			
	g_c	1.5	MPa	f_{yk}	450	MPa
	a_{cc}	0.85		g_s	1.15	
	f_{cd}	21.2	MPa	f_{yd}	391.3	MPa
	E_{cm}	34.077	GPa	E_s	210000	MPa
	f_{cm}	43	MPa			
	f_{ctm}	3.21	MPa			

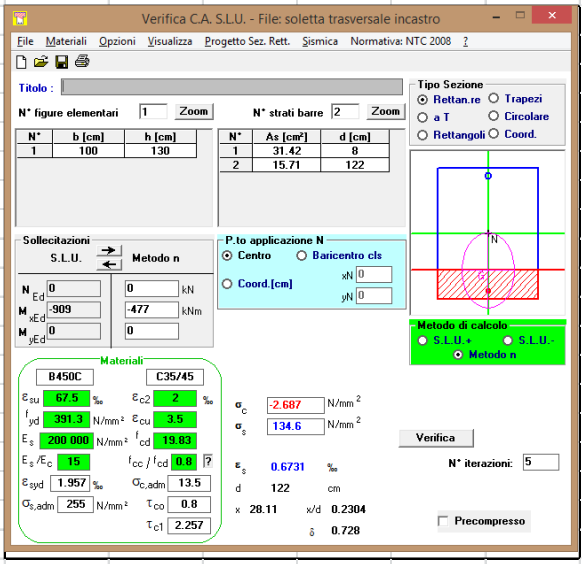
elemento	soletta superiore	Geometria della sezione		
sezione	trasversale (incastro)	b	100	cm
		h	130	cm
		c	7	cm

Armatura	n	ϕ [mm]	n	ϕ [mm]	A_{tot} [cm^2]
Tesa	5	**20**	5	**20**	**31.42**
Compressa	5	**20**	0	**0**	**15.71**

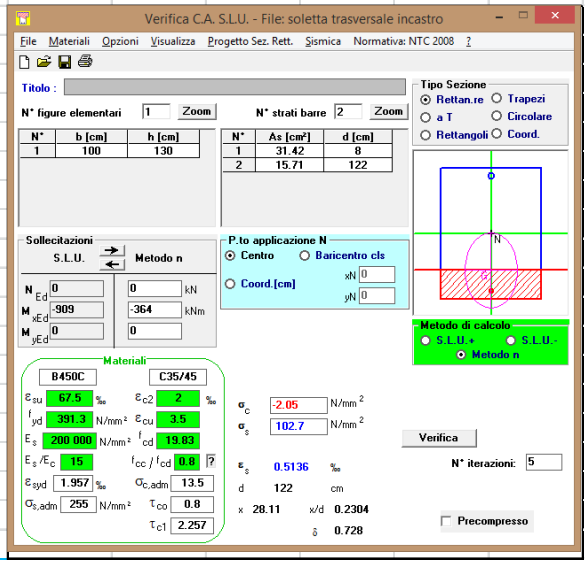
Sollecitaz. agenti	N [kN]	M [kNm]
SLE_RARA	0	643
SLE_FR	0	477
SLE_QP	0	364

TENSIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO								
cls	*RARA*	σ_c	3.60	MPa	< 0.55*fck :	19.25	Mpa	**verificato**
	QPERM	σ_c	2.05	MPa	< 0.40*fck :	14	Mpa	**verificato**
acciaio	*RARA*	σ_s	181.5	MPa	< 0.75*fyk :	337.5	Mpa	**verificato**

APERTURA DELLE FESSURE CON CALCOLO DIRETTO-SLE_frequente					
b	100	cm	$s_{r,max}$	427	mm
h	130	cm	$e_{sm} - e_{cm}$	0.00026	
c	7	cm	*check*	0.00038	
n	15				
M_{freq}	477	kN m			
k_1	0.8	*Aderenza migliorata*			
k_2	0.5	*Flessione*			
k_t	0.4	*Lungo periodo*			
w_{max}	0.2	mm	w_k	0.164	mm
d	123	cm			
ϕ_{eq}	20.0	mm	*verificato! wk<wmax*		
x	28.2	cm			
$h_{c,eff}$	17.5	cm			
$A_{c,eff}$	1750.00	cm^2			
$r_{p,eff}$	0.0180				
J_n	5088463	cm^4			
s_s	134.6	MPa			
a_e	6.16				



APERTURA DELLE FESSURE CON CALCOLO DIRETTO-SLE_quasi perm					
b	100	cm	$s_{r,max}$	427	mm
h	130	cm	$e_{sm} - e_{cm}$	0.00011	
c	7	cm	*check*	0.00029	
n	15				
M_{qperm}	364	kN m			
k_1	0.8	*Aderenza migliorata*			
k_2	0.5	*Flessione*			
k_t	0.4	*Lungo periodo*			
w_{max}	0.2	mm	w_k	0.125	mm
d	123	cm			
ϕF_{eq}	20.0	mm	*verificato! wk<wmax*		
x	28.2	cm			
$h_{c,eff}$	17.5	cm			
$A_{c,eff}$	1750.00	cm^2			
$r_{p,eff}$	0.0180				
J_n	5088463	cm^4			
s_S	102.7	MPa			
a_e	6.16				



VERIFICA SEZIONE IN C.A. AGLI SLE

secondo NTC08 § 4.1.2.2 e Eurocodice 2 § 7.3

Caratteristiche materiale						
Cls	R_{ck}	45	MPa	Acciaio	450	C
	f_{ck}	35	MPa			
	g_c	1.5	MPa	f_{yk}	450	MPa
	a_{cc}	0.85		g_s	1.15	
	f_{cd}	21.2	MPa	f_{yd}	391.3	MPa
	E_{cm}	34.077	GPa	E_s	210000	MPa
	f_{cm}	43	MPa			
	f_{ctm}	3.21	MPa			

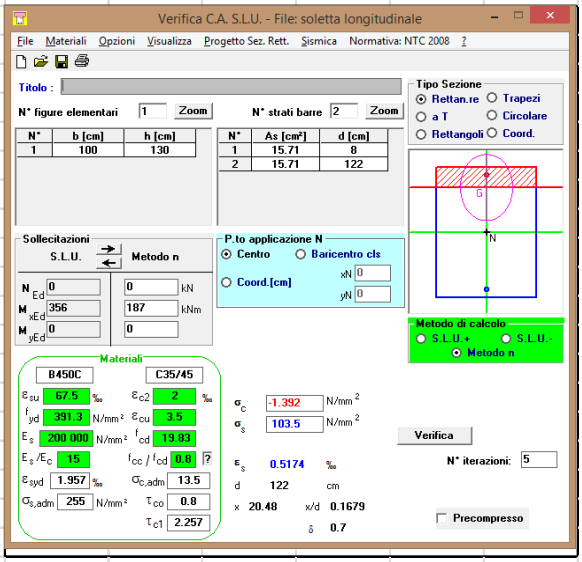
elemento	soletta superiore	Geometria della sezione		
sezione	longitudinale	b	100	cm
		h	130	cm
		c	7	cm

Armatura	n	ϕ [mm]	n	ϕ [mm]	A_{tot} [cm^2]
Tesa	5	**20**	0	**0**	**15.71**
Compressa	5	**20**	0	**0**	**15.71**

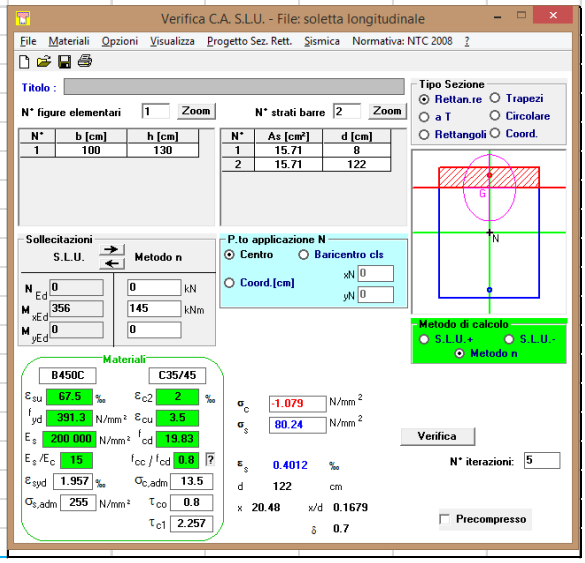
Sollecitaz. agenti	N [kN]	M [kNm]
SLE_RARA	0	251
SLE_FR	0	187
SLE_QP	0	145

TENSIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO								
cls	*RARA*	σ_c	2.30	MPa	< 0.55*fck :	19.25	Mpa	**verificato**
	QPERM	σ_c		MPa	< 0.40*fck :	14	Mpa	**verificato**
acciaio	*RARA*	σ_s	215.0	MPa	< 0.75*fyk :	337.5	Mpa	**verificato**

APERTURA DELLE FESSURE CON CALCOLO DIRETTO-SLE_frequente						
b	100	cm		$s_{r,max}$	617	mm
h	130	cm		$e_{sm} - e_{cm}$	-0.00023	
c	7	cm		*check*	0.00030	
n	15					
M_{freq}	187	kN m				
k_1	0.8	*Aderenza migliorata*				
k_2	0.5	*Flessione*				
k_t	0.4	*Lungo periodo*				
w_{max}	0.2	mm		w_k	0.182	mm
d	123	cm				
ϕ_{eq}	20.0	mm		*verificato! wk<wmax*		
x	20.5	cm				
$h_{c,eff}$	17.5	cm				
$A_{c,eff}$	1750.00	cm^2				
$r_{p,eff}$	0.0090					
J_n	2805589	cm^4				
s_s	103.5	MPa				
a_e	6.16					



APERTURA DELLE FESSURE CON CALCOLO DIRETTO-SLE_quasi perm						
b	100	cm		$s_{r,max}$	617	mm
h	130	cm		$e_{sm} - e_{cm}$	-0.00034	
c	7	cm		*check*	0.00023	
n	15					
M_{qperm}	145	kN m				
k_1	0.8	*Aderenza migliorata*				
k_2	0.5	*Flessione*				
k_t	0.4	*Lungo periodo*				
w_{max}	0.2	mm		w_k	0.142	mm
d	123	cm				
ϕF_{eq}	20.0	mm		*verificato! wk<wmax*		
x	20.5	cm				
$h_{c,eff}$	17.5	cm				
$A_{c,eff}$	1750.00	cm^2				
$r_{p,eff}$	0.0090					
J_n	2805589	cm^4				
s_s	80.3	MPa				
a_e	6.16					



17. RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI: SEZIONE G

Si riepilogano in forma tabellare le sollecitazioni agenti, le armature disposte e le resistenze dei componenti strutturali, col relativo tasso di lavoro a verifica:

CARPENTERIA-ARMATURA	**elemento**	*SOLETTA SUPERIORE*			*MURI LATERALI*			*PLATEA*		
	spessore [cm]	130			110			110		
	direzione	*trasversale*		*longitudinale*	*verticale*		*orizzontale*	*trasversale*		*longitudinale*
	sezione	campata	incastro		campata	incastro		campata	incastro	
	arm tesa	10φ24	5φ20+5φ20	5φ20	7φ24	5φ20+5φ24	5φ16	5φ20+5φ24	5φ20+5φ24	5φ20
	arm compr	5φ20	5φ20	5φ20	5φ20	5φ20	5φ16	5φ20	5φ20	5φ20
VERIFICHE SLU	**M_{Sd} [kNm/m]**	1440	684	490	1060	1328	270	1424	1107	301
	M_{Rd} [kNm/m]	2042	1441	495	1204	1442	416	1442	1442	632
	ρ flessione [%]	71%	47%	99%	88%	92%	65%	99%	77%	48%
	V_{Sd} [kN/m]	0	468	540	102	415	330	0	599	631.8
	V_{Rd} [kN/m]	424	664	664	426	426	426	433	797	797
	ρ taglio [%]	0%	70%	81%	24%	97%	78%	0%	75%	79%
VERIFICHE SLE	**freccia δ [cm]**	1.00			0.10			1.20		
	luce L [cm]	1330			450			1330		
	rapporto L / δ	1330			4500			1108		

Per sezione trasversale di intende quella parallela all'asse ferroviario, mentre per sezione longitudinale quella parallela all'asse del manufatto.

Le armature verranno disposte secondo queste 2 direzioni.

17.1. Risultati del calcolo

17.1.1. Soletta superiore

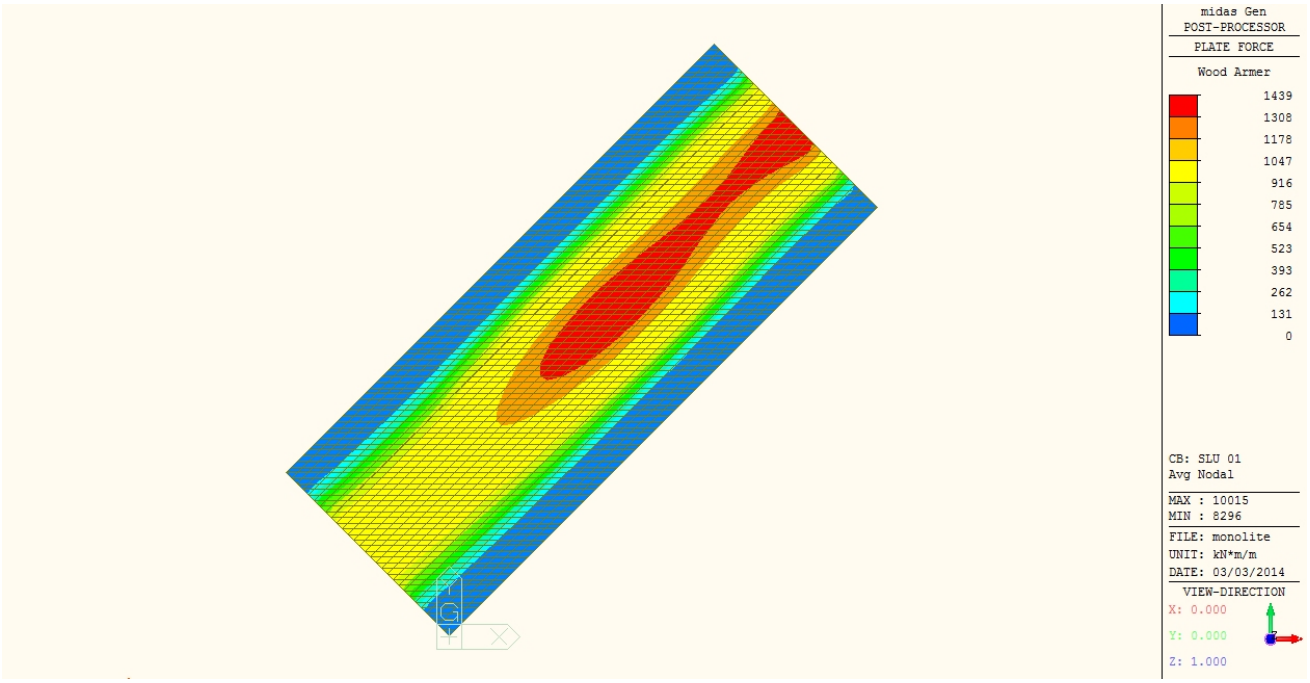


Figura 25 momento flettente inferiore trasversale

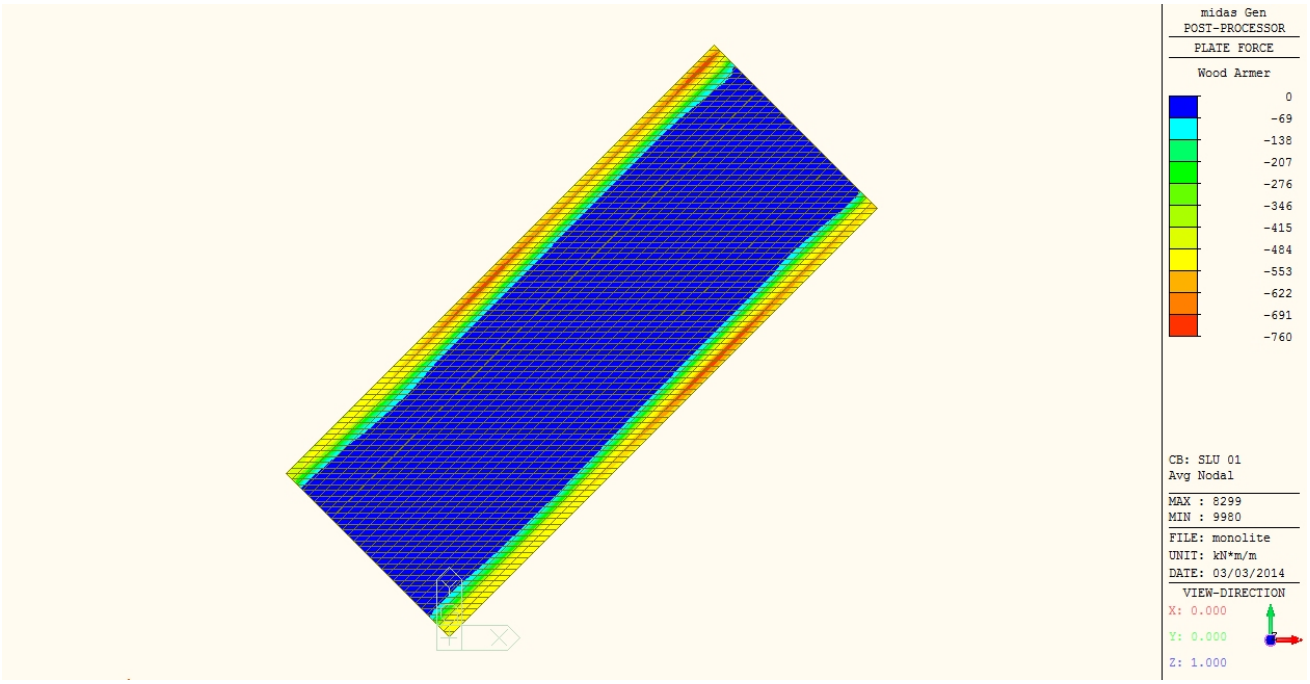


Figura 26 momento flettente superiore trasversale

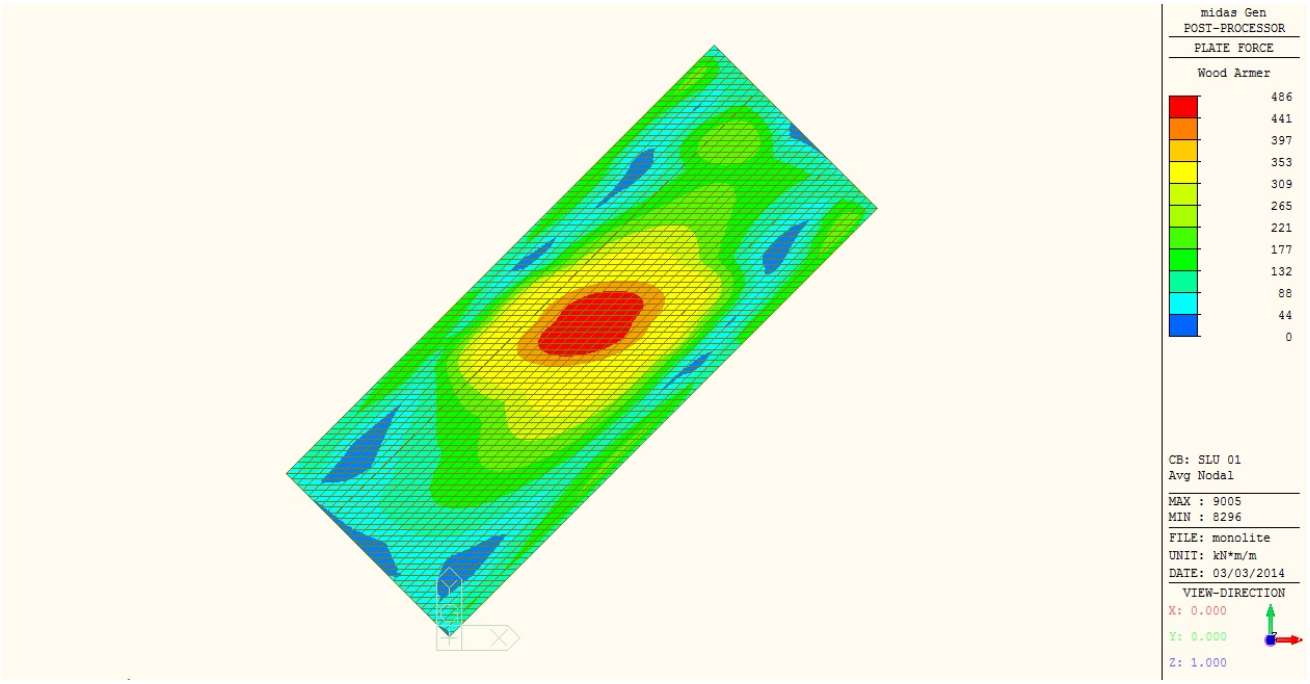


Figura 27 momento flettente sup+inf longitudinale

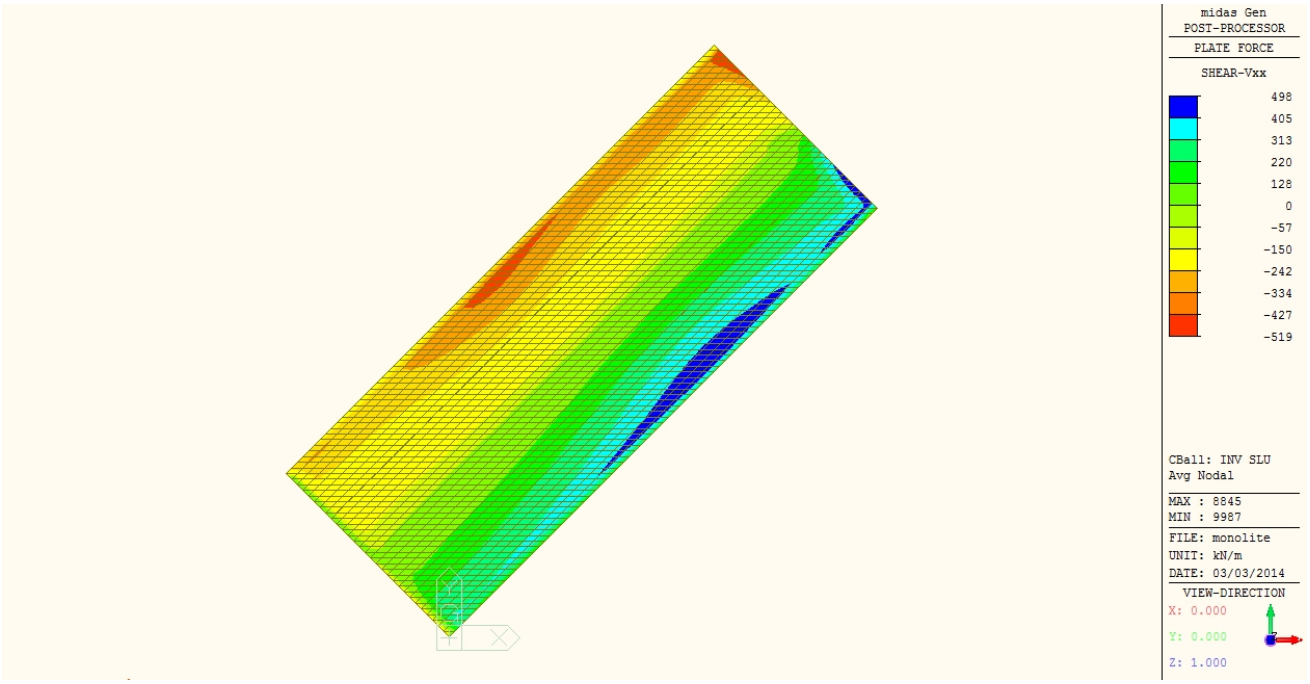


Figura 28 taglio Vxx

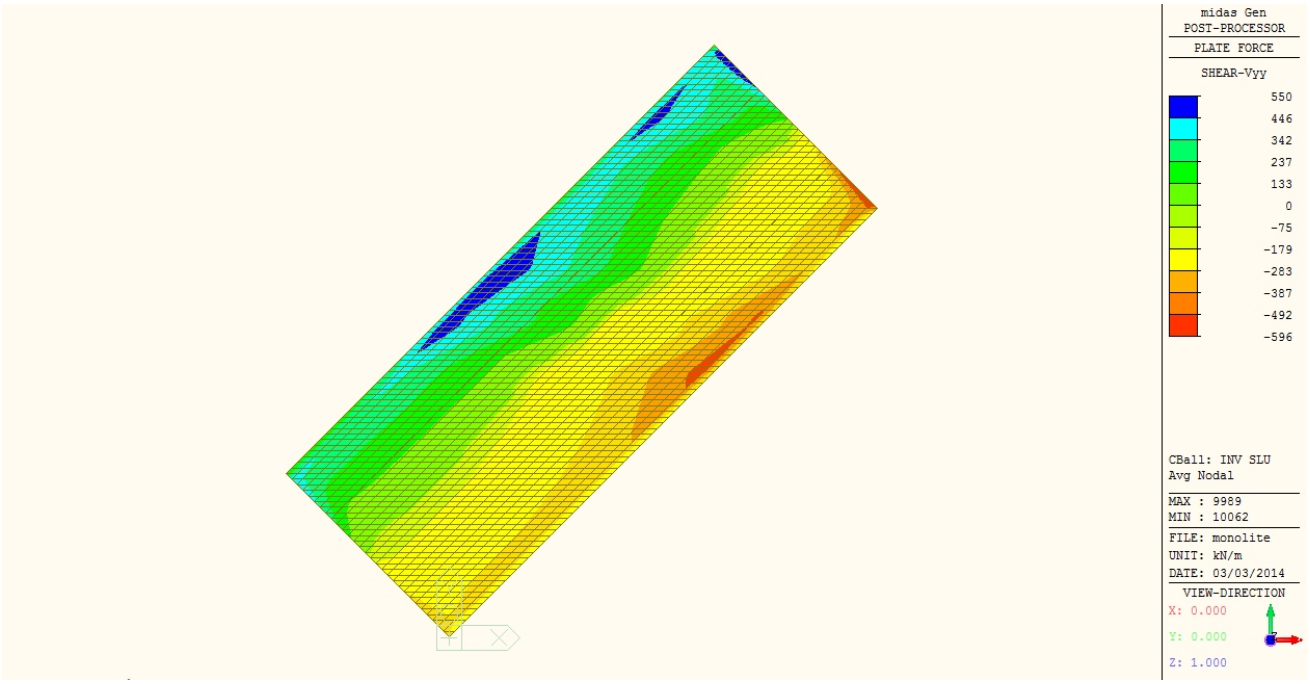


Figura 29 taglio Vyy

17.1.2. Muri laterali

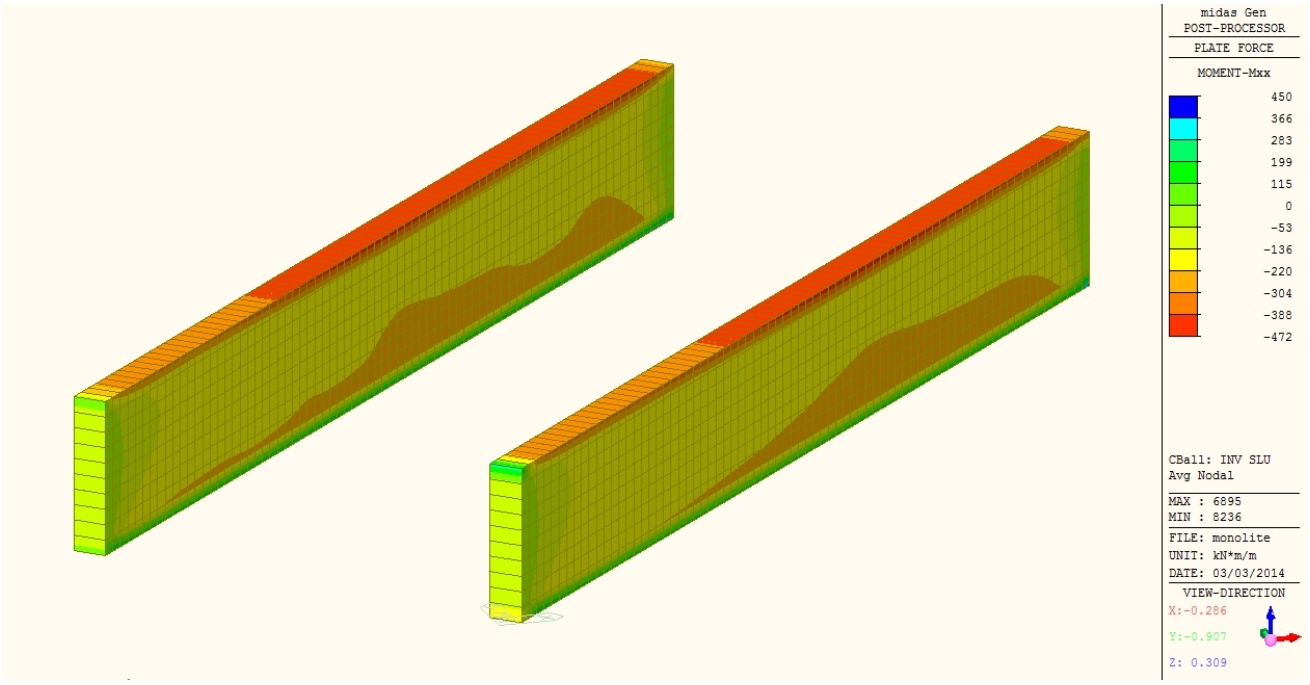


Figura 30 momento Mxx

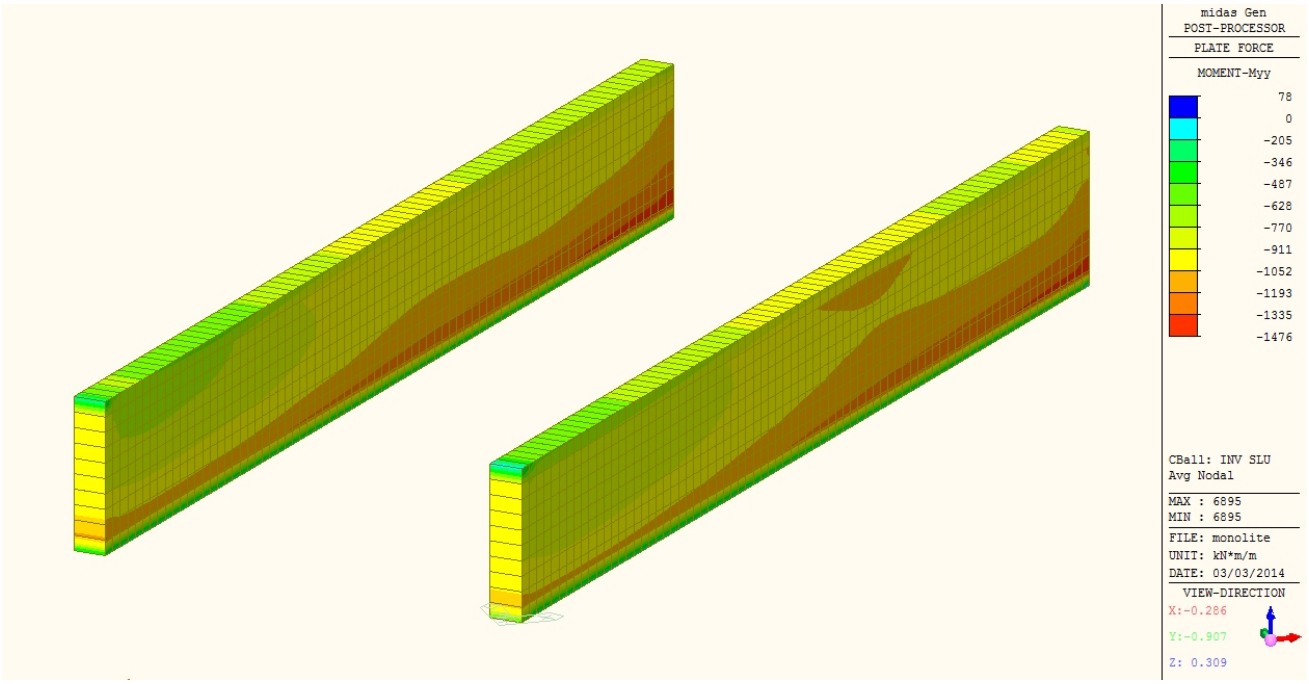


Figura 31 momento Myy

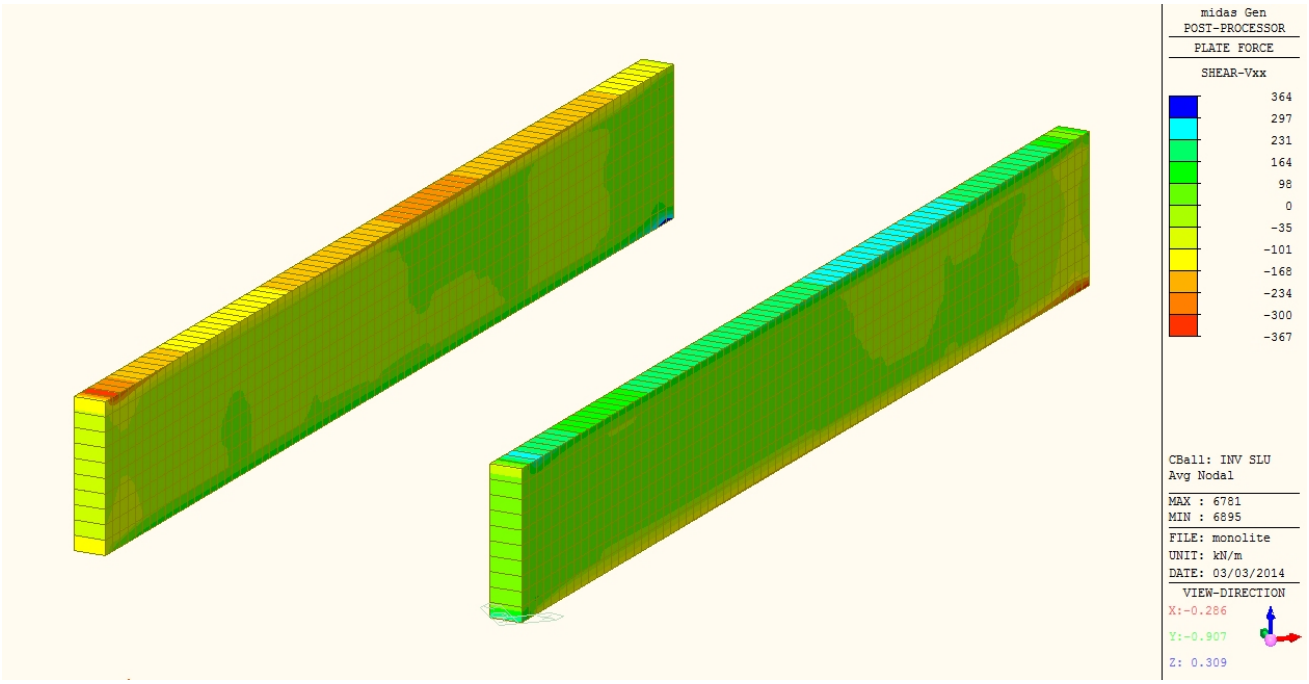


Figura 32 taglio Vxx

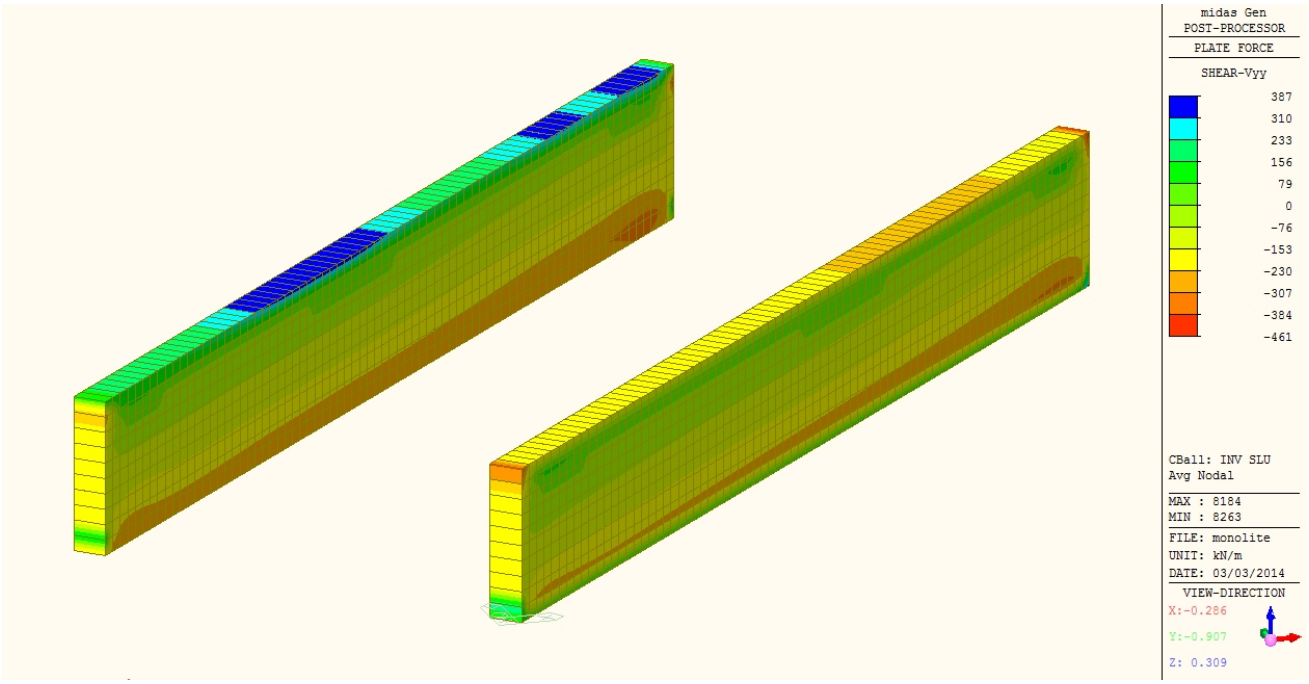


Figura 33 taglio Vyy

17.1.3. Platea

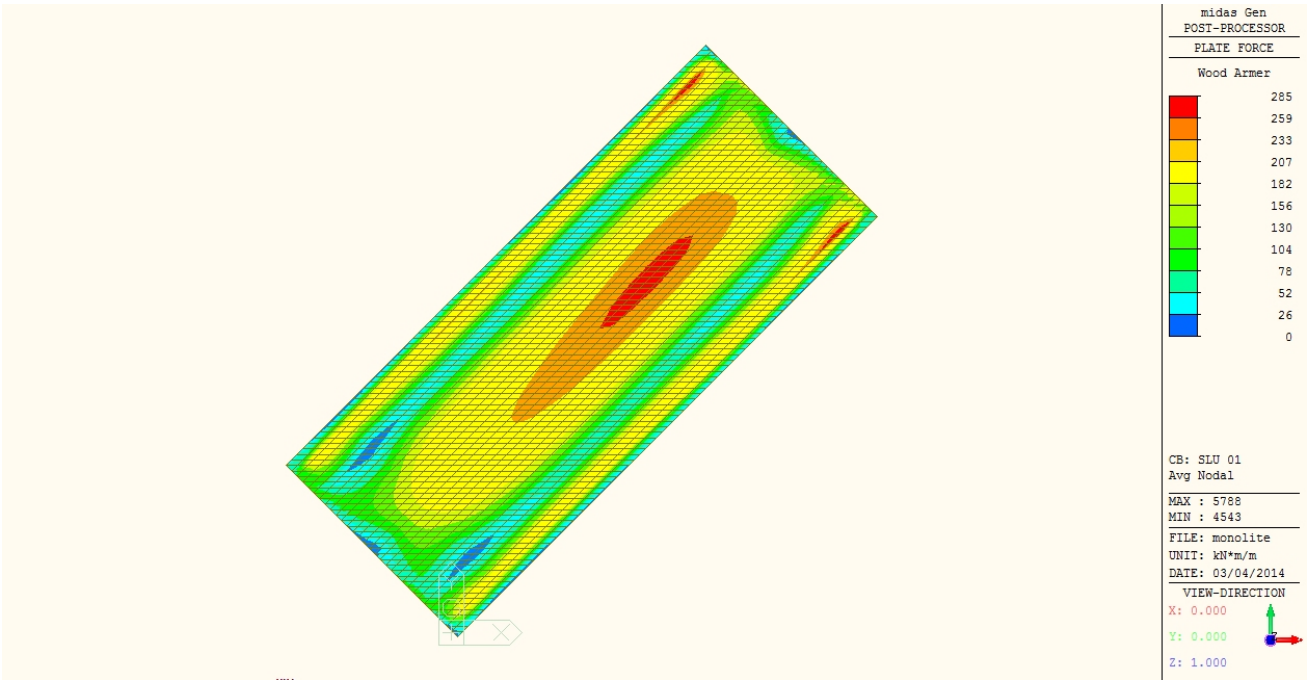


Figura 34 momento longitudinale

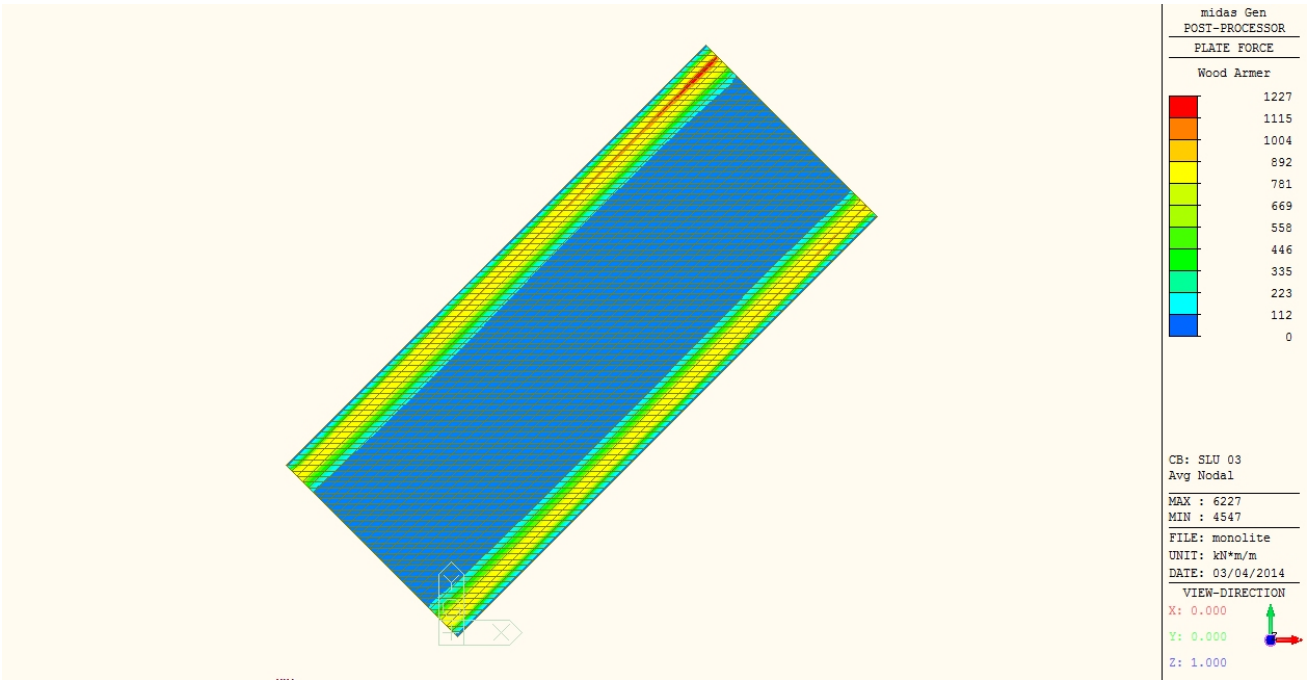


Figura 35 momento trasversale inferiore

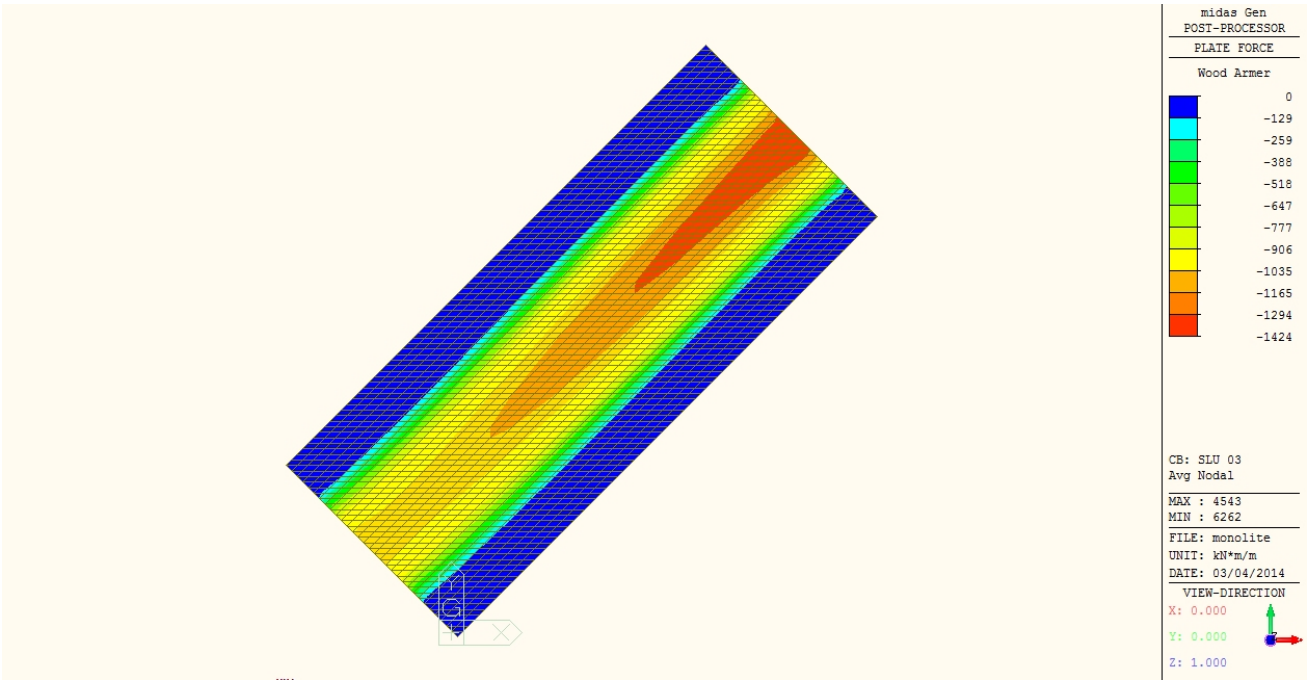


Figura 36 momento trasversale superiore

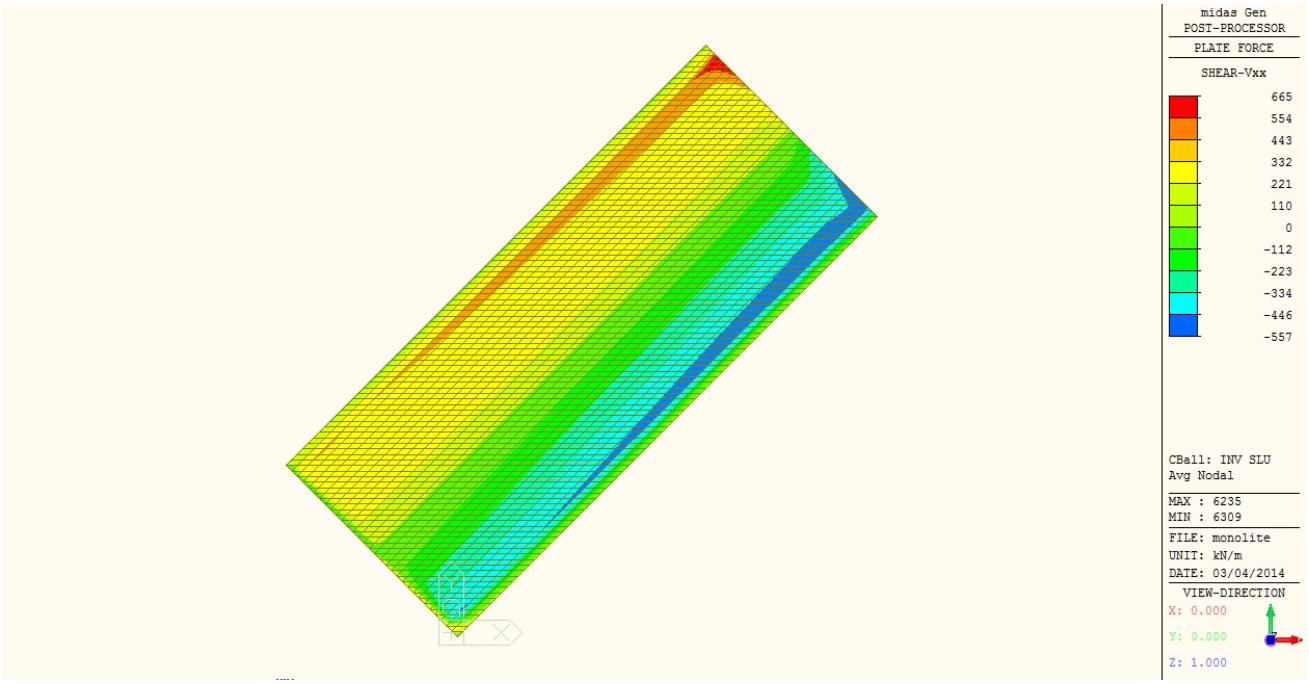


Figura 37 taglio Vxx

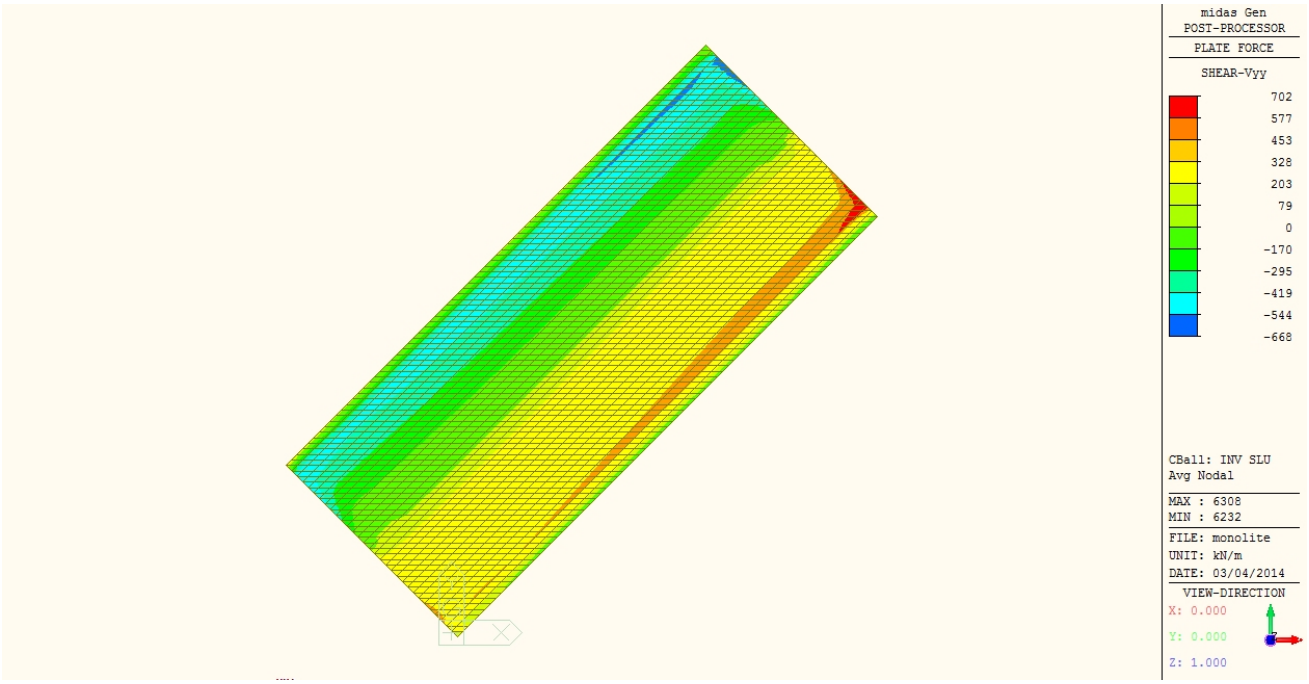
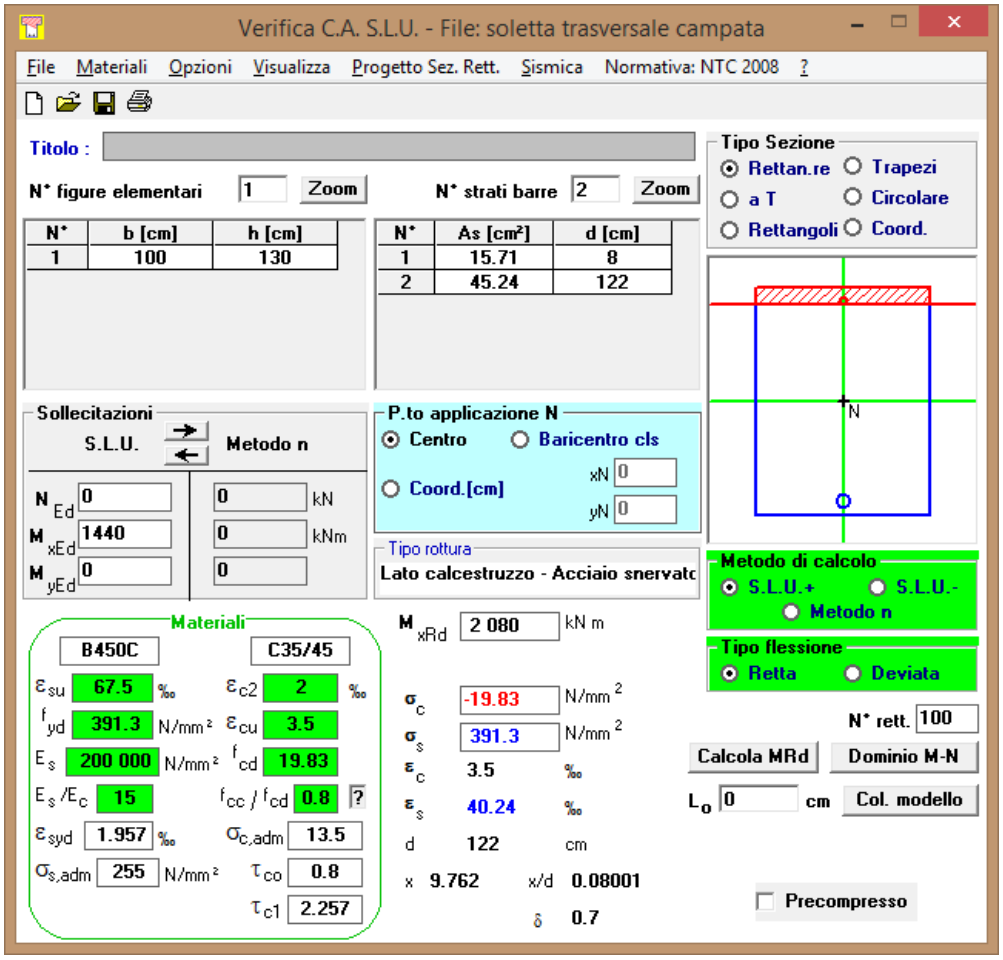


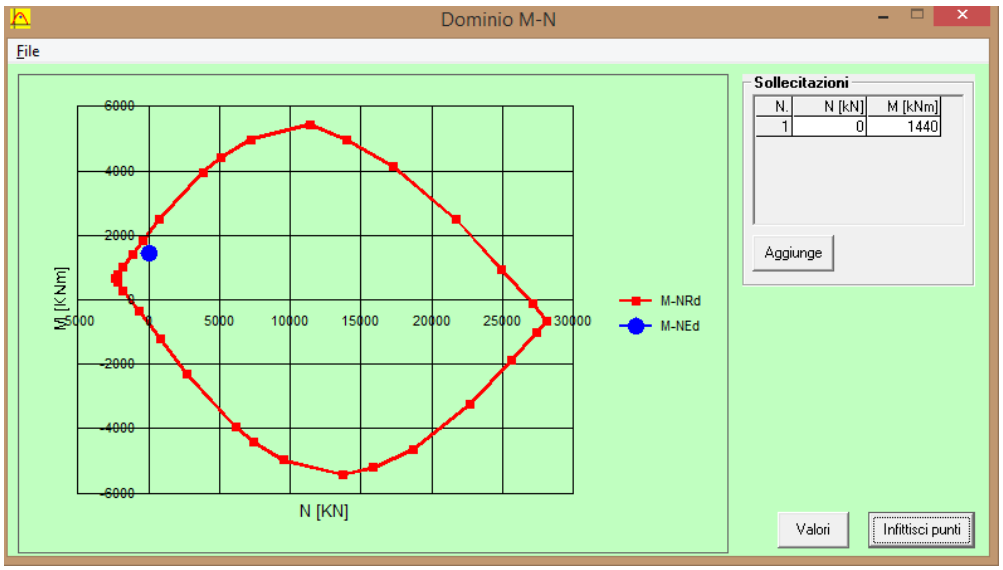
Figura 38 taglio Vyy

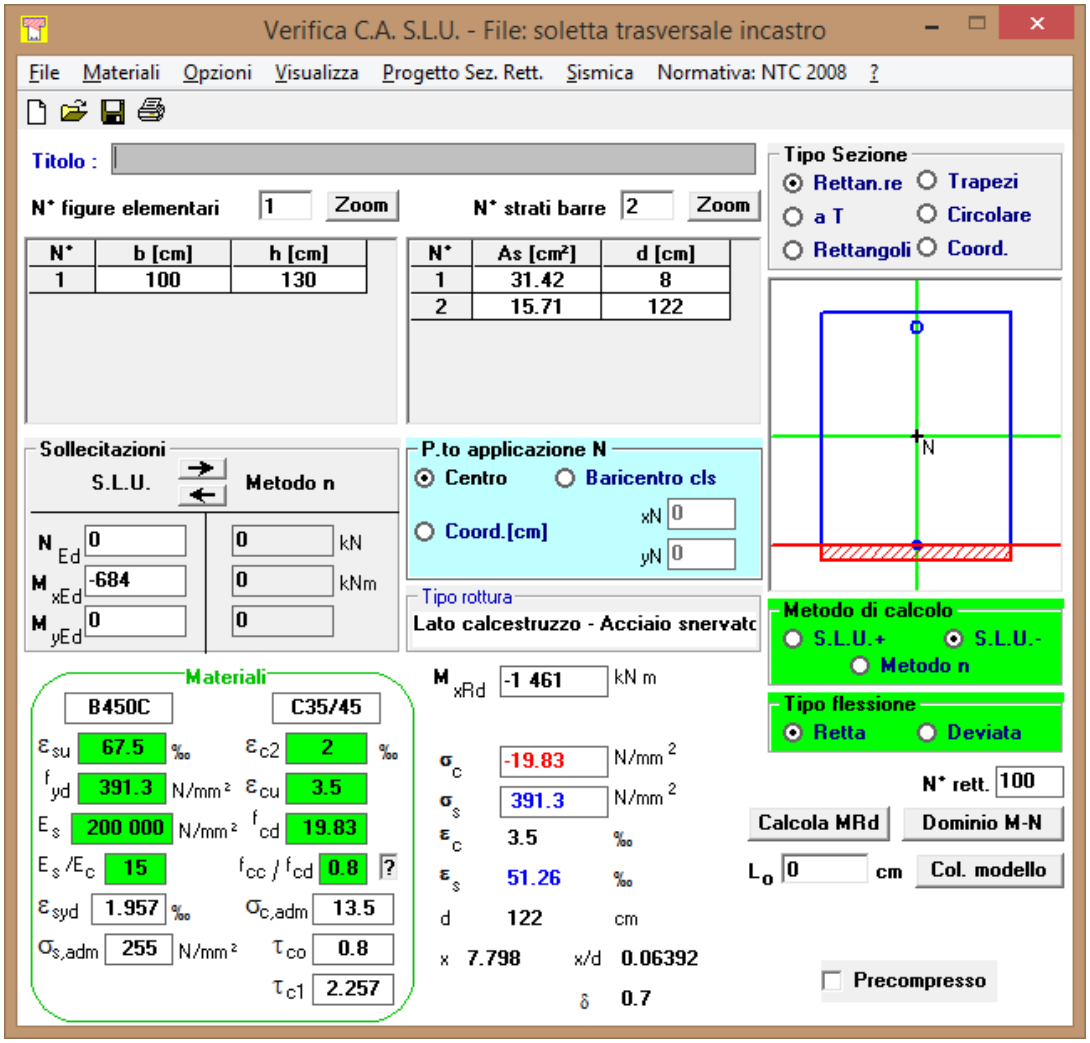
17.2. Verifiche SLU+SISM

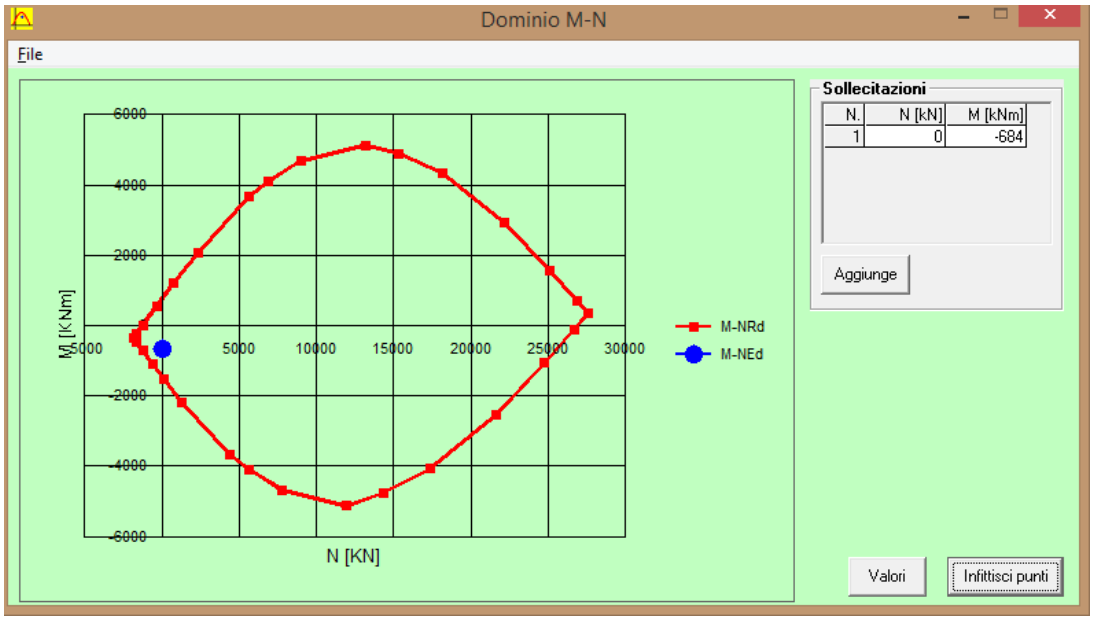
17.2.1. Soletta superiore

1.1.1.3 Flessione in sezione trasversale

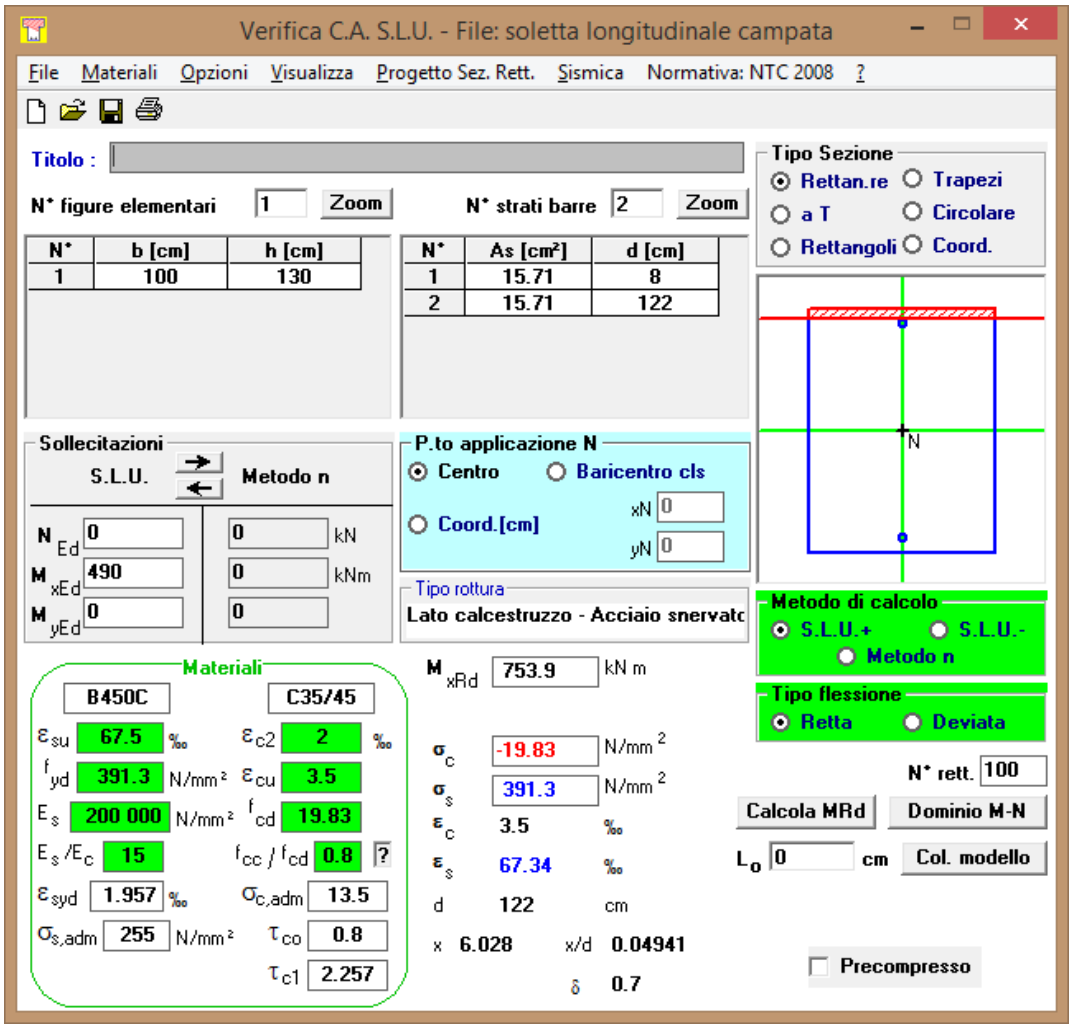


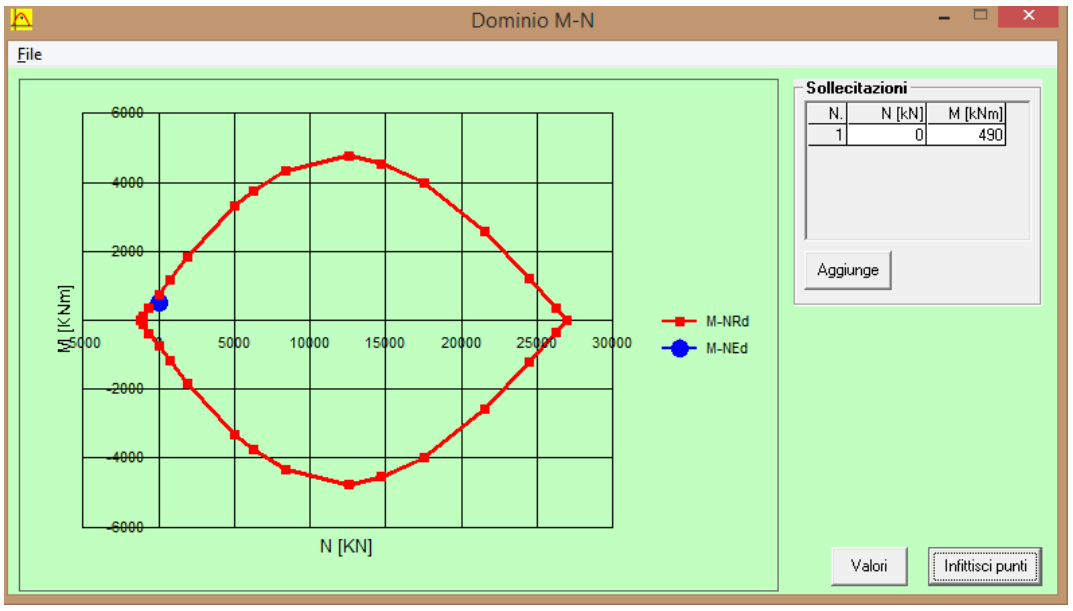



Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta trasversale incastro
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?
Titolo :
N° figure elementari 1 Zoom
N° strati barre 2 Zoom
N° b [cm] h [cm]
1 100 130
N° As [cm²] d [cm]
1 31.42 8
2 15.71 122
Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.
N
Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N Ed 0 0 kN
M xEd -684 0 kNm
M yEd 0 0
P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0
Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n
Tipo flessione
Retta Deviata
Materiali
B450C C35/45
εsu 67.5 ‰ εc2 2 ‰
fyd 391.3 N/mm² εcu 3.5
Es 200 000 N/mm² fcd 19.83
Es /Ec 15 fcc / fcd 0.8 ?
εsyd 1.957 ‰ σc,adm 13.5
σs,adm 255 N/mm² τco 0.8
τc1 2.257
M xRd -1 461 kN m
σc -19.83 N/mm²
σs 391.3 N/mm²
εc 3.5 ‰
εs 51.26 ‰
d 122 cm
x 7.798 x/d 0.06392
δ 0.7
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L0 0 cm Col. modello
Precompresso


Dominio M-N
File
Sollecitazioni
N. N [kN] M [kNm]
1 0 -684
Aggiunge
M [KNm]
N [KN]
6000
4000
2000
-2000
-4000
-6000
5000
10000
15000
20000
25000
30000
M-NRd
M-NEd
Valori
Infittisci punti

1.1.1.1 Flessione in sezione longitudinale



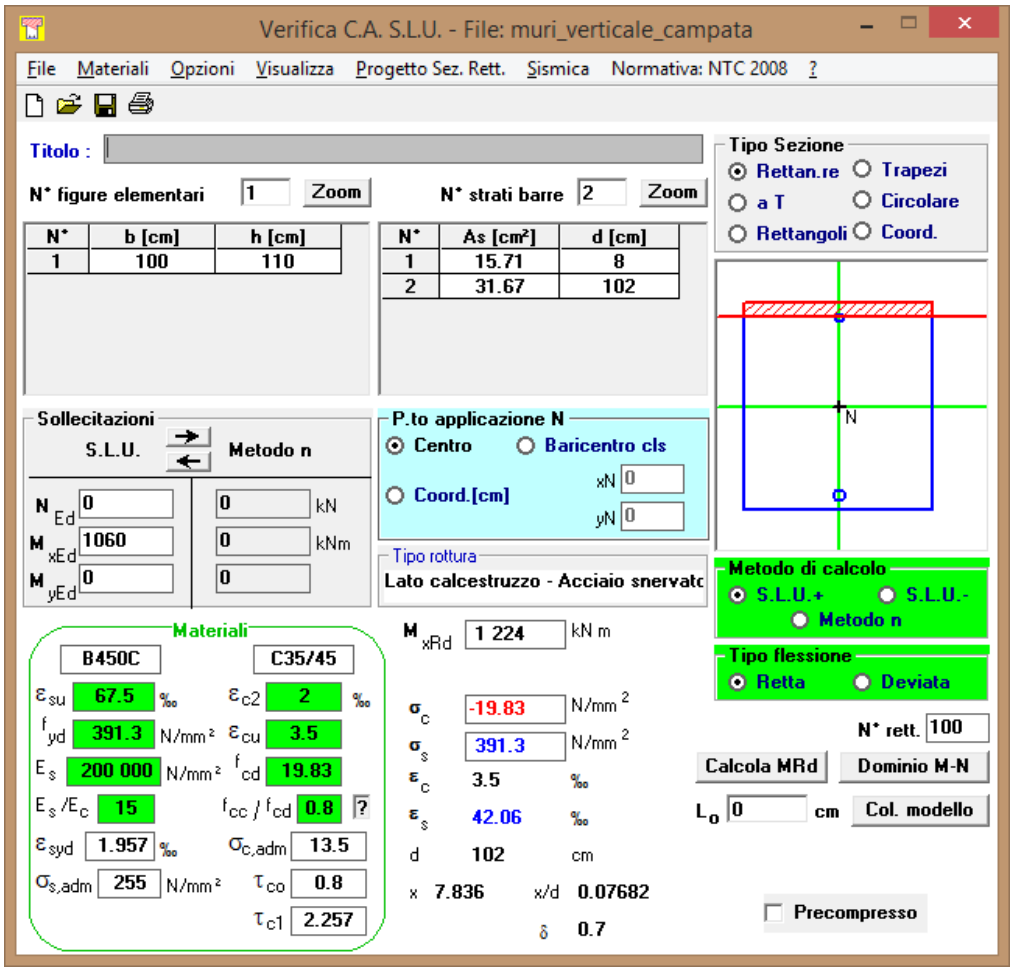


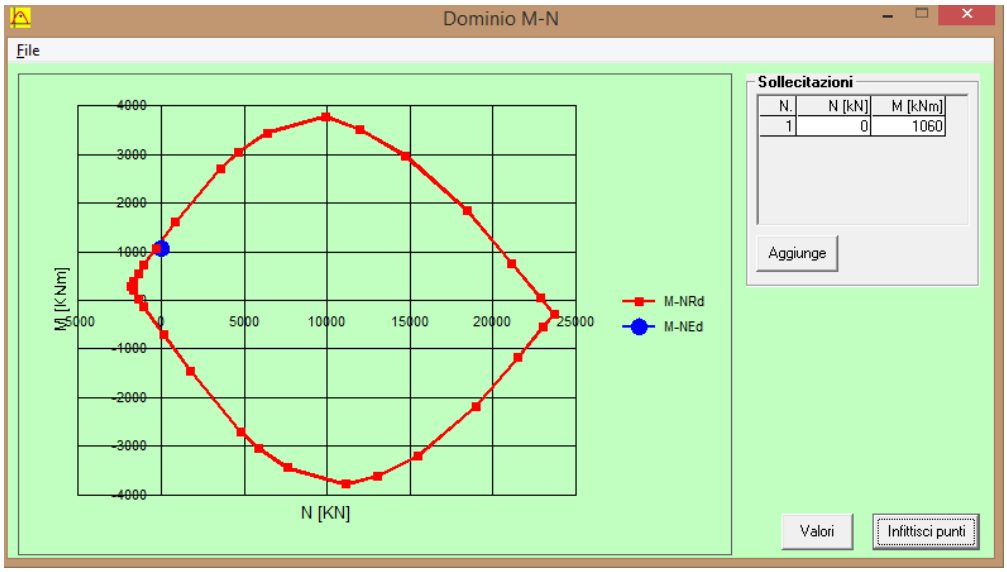
1.1.1.2 Taglio

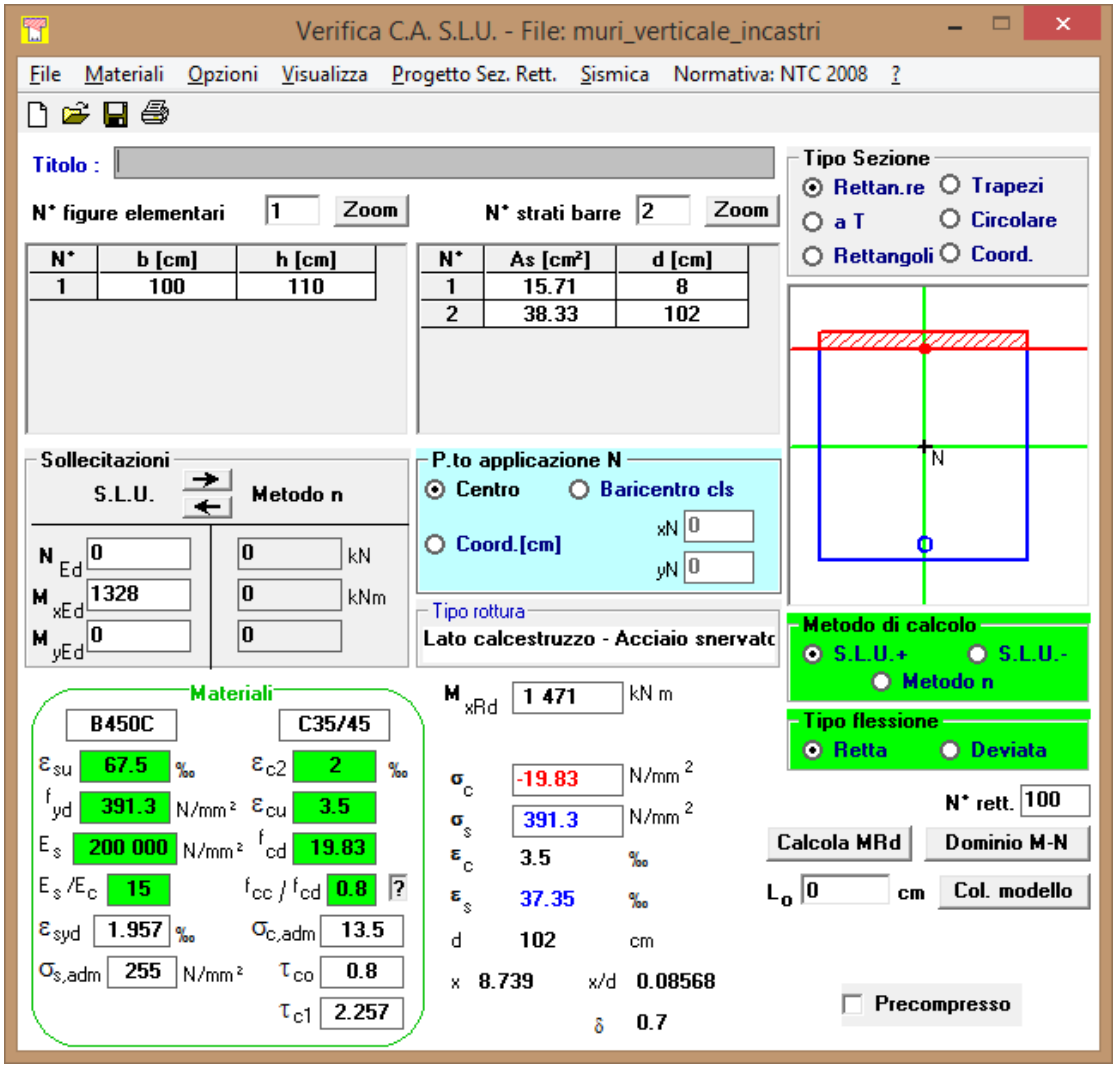
VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - secondo DM2008 punto 4.1.2.1.3					
GEOMETRIA SEZIONE					
base b_w	1000	[mm]	d utile	1220	[mm]
altezza	1300	[mm]	area	1300000	[mm^2]
copriferro	80	[mm]			
MATERIALI			*calcestruzzo*		
			R_{ck}	45	[N/mm^2]
acciaio	B450C		f_{ck}	35	[N/mm^2]
f_{yk}	450	[N/mm^2]	γ_c	1.5	
γ_s	1.15		alfa cc	0.85	
f_{yd}	391	[N/mm^2]	f_{cd}	19.8	[N/mm^2]
			f'_{cd}	9.9	[N/mm^2]
SOLLECITAZIONE		**Vsd**	**540**	**[kN]**	
elementi senza armature trasversali resistenti a taglio				[punto 4.1.2.1.3.1]	
(per solai piastre e membrature --> si calcola la resistenza a trazione del cls)					
k	1.40				
v_{min}	0.345				
Asl	3142	[mm^2] area armatura longitudinale tesa			
ρ1	0.003	<	0.020		
σ_{cp}	0.000	<	3.967	[MPa]	
N_{Sd}	0	[kN]	sforzo di compressione		
V_{Rd}	428.04	[kN] $V_{Rd,min}$ =	420.65	[kN]	
V_{Rd}	**428.04**	[kN]			
Vrd < Vsd	**necessario mettere armatura trasversale a taglio**				
elementi con armature trasversali resistenti a taglio				[punto 4.1.2.1.3.2]	
ARMATURE					
alfa c	1.00				
diam.staffe	10	[mm]		Inclinazione variabile	
s	250	[mm] passo staffe		ω_{sw}	0.012
n° braccia	2			cot θ*	6.272
Asw	157	[mm^2] armatura trasversale			
alfa	90	[°]	inclinazione staffe-asse trave		
cot (alfa)	0.00				
sen (alfa)	1.00				
θ	21.8	[°]	inclinazione puntoni cls tra 21.8° e 45°		
cot (θ)	2.50		compreso tra 1,0 e 2,5		
resistenza offerta dall'armatura a taglio				675	[kN]
TAGLIO RESISTENTE					
resistenza di calcolo a taglio trazione				*formula 4.1.18*	
V_{Rds}	675	[kN]			
resistenza di calcolo a taglio compressione				*formula 4.1.19*	
V_{Rcd}	3755	[kN]			
resistenza a taglio (min Vrsd ; Vrcd)				*formula 4.1.20*	
V_{Rd}	**675**	**[kN]**	**sezione verificata a taglio**		

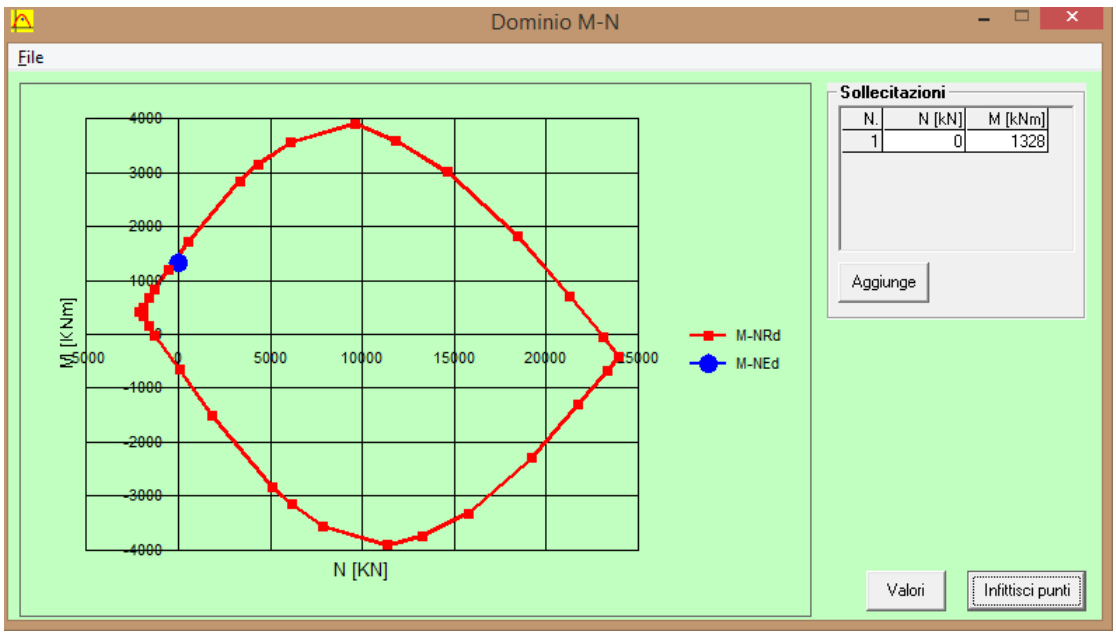
17.2.2. Muri laterali

1.1.1.3 Flessione verticale

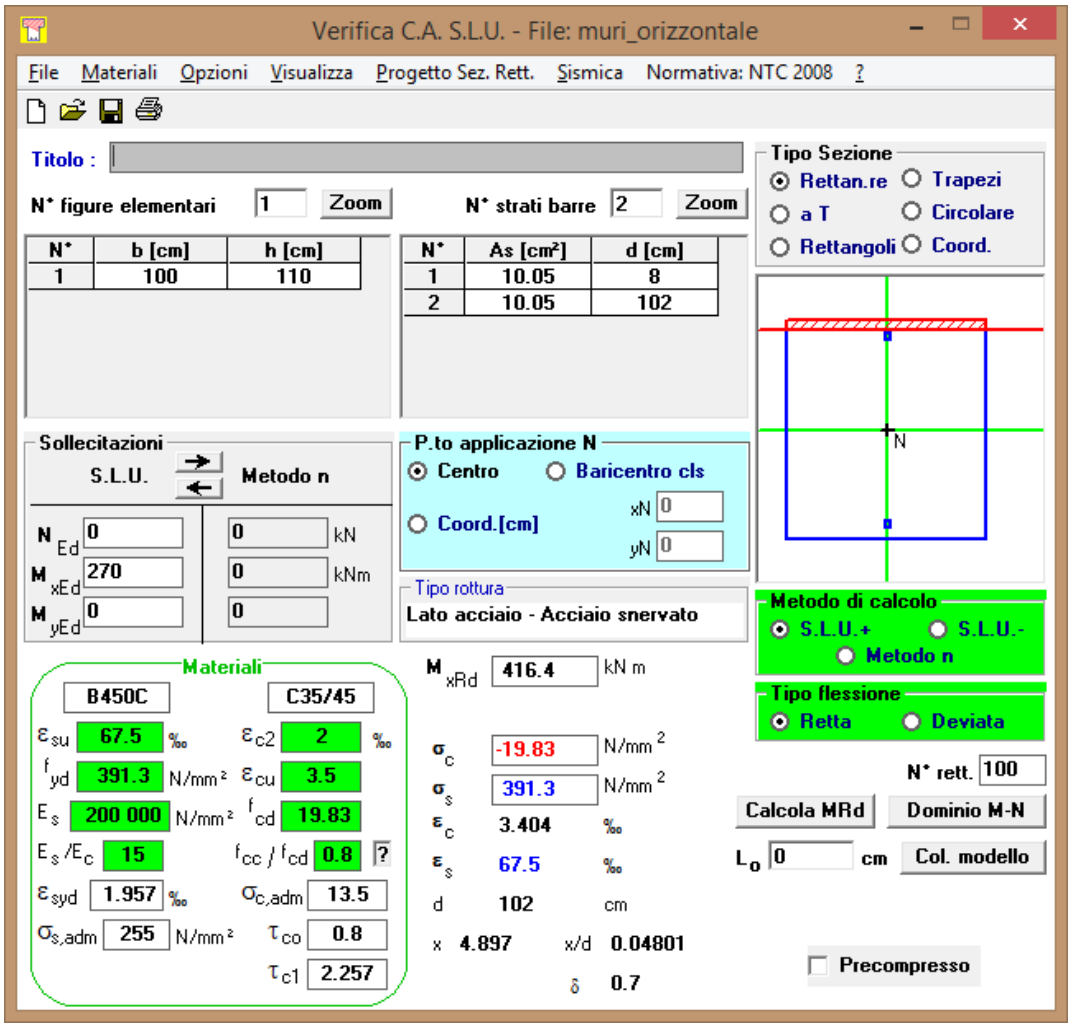


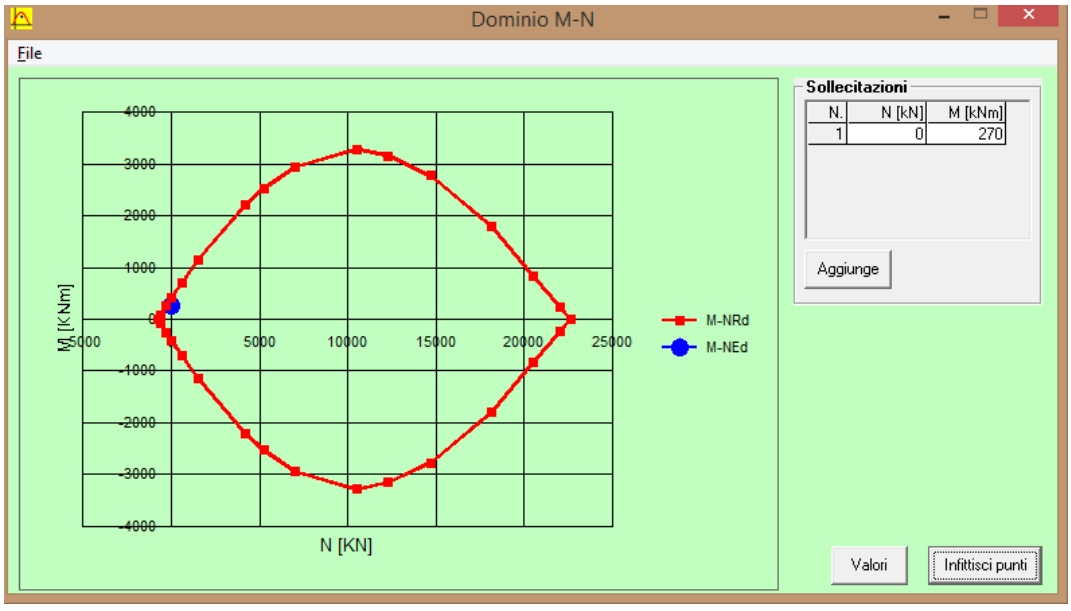



Verifica C.A. S.L.U. - File: muri_verticale_incastri
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?
Titolo :
N° figure elementari 1 Zoom
N° strati barre 2 Zoom
N° b [cm] h [cm]
1 100 110
N° As [cm²] d [cm]
1 15.71 8
2 38.33 102
Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.
N
O
Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N Ed 0 0 kN
M xEd 1328 0 kNm
M yEd 0 0
P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0
Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n
Tipo flessione
Retta Deviata
Materiali
B450C C35/45
ε su 67.5 ‰ ε c2 2 ‰
f yd 391.3 N/mm² ε cu 3.5
E s 200 000 N/mm² f cd 19.83
E s /E c 15 f cc / f cd 0.8 ?
ε syd 1.957 ‰ σ c,adm 13.5
σ s,adm 255 N/mm² τ co 0.8
τ c1 2.257
M xRd 1 471 kN m
σ c -19.83 N/mm²
σ s 391.3 N/mm²
ε c 3.5 ‰
ε s 37.35 ‰
d 102 cm
x 8.739 x/d 0.08568
δ 0.7
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L o 0 cm Col. modello
Precompresso


Dominio M-N
File
Sollecitazioni
N. N [kN] M [kNm]
1 0 1328
Aggiunge
M [KNm]
N [KN]
4000
3000
2000
1000
-1000
-2000
-3000
-4000
5000
10000
15000
20000
M-NRd
M-NEd
Valori
Infittisci punti

1.1.1.1 Flessione orizzontale



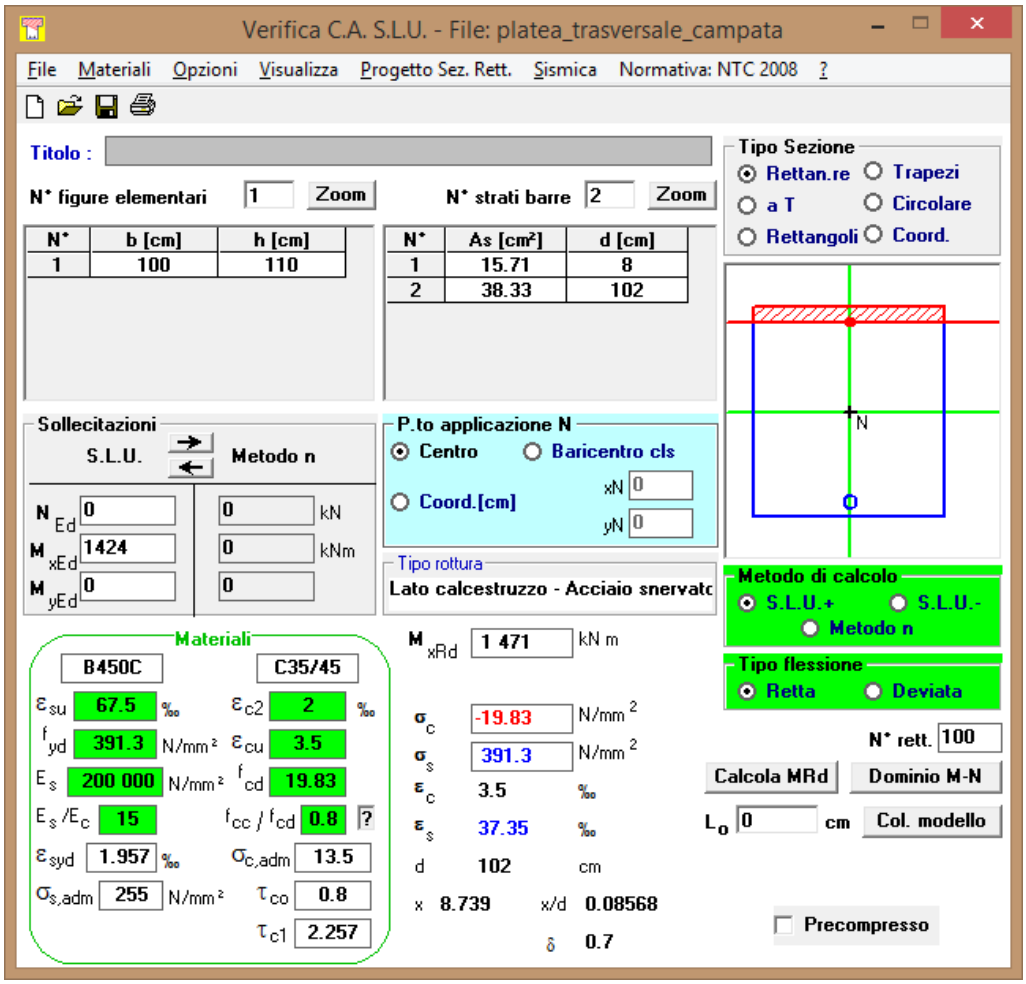


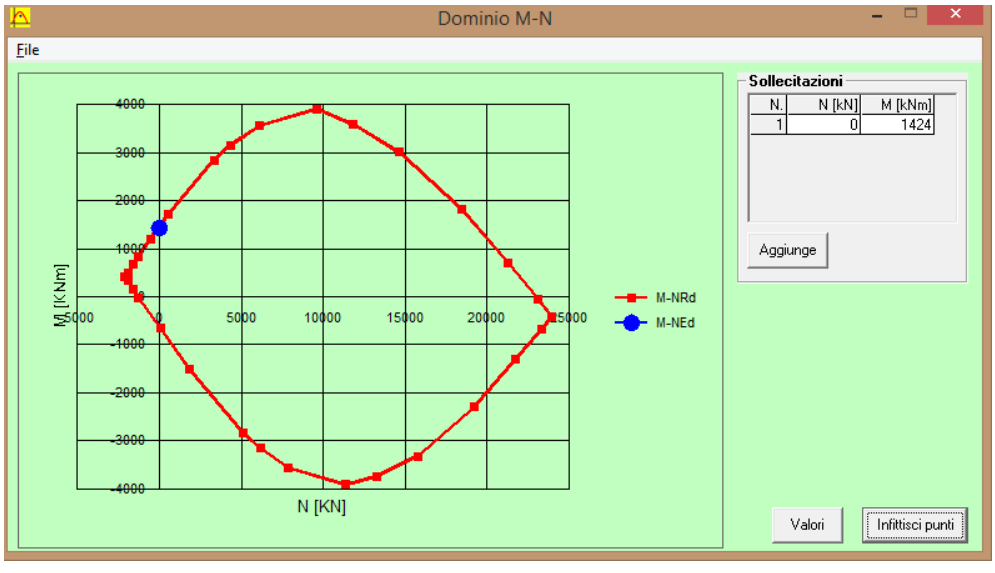
1.1.1.2 Taglio

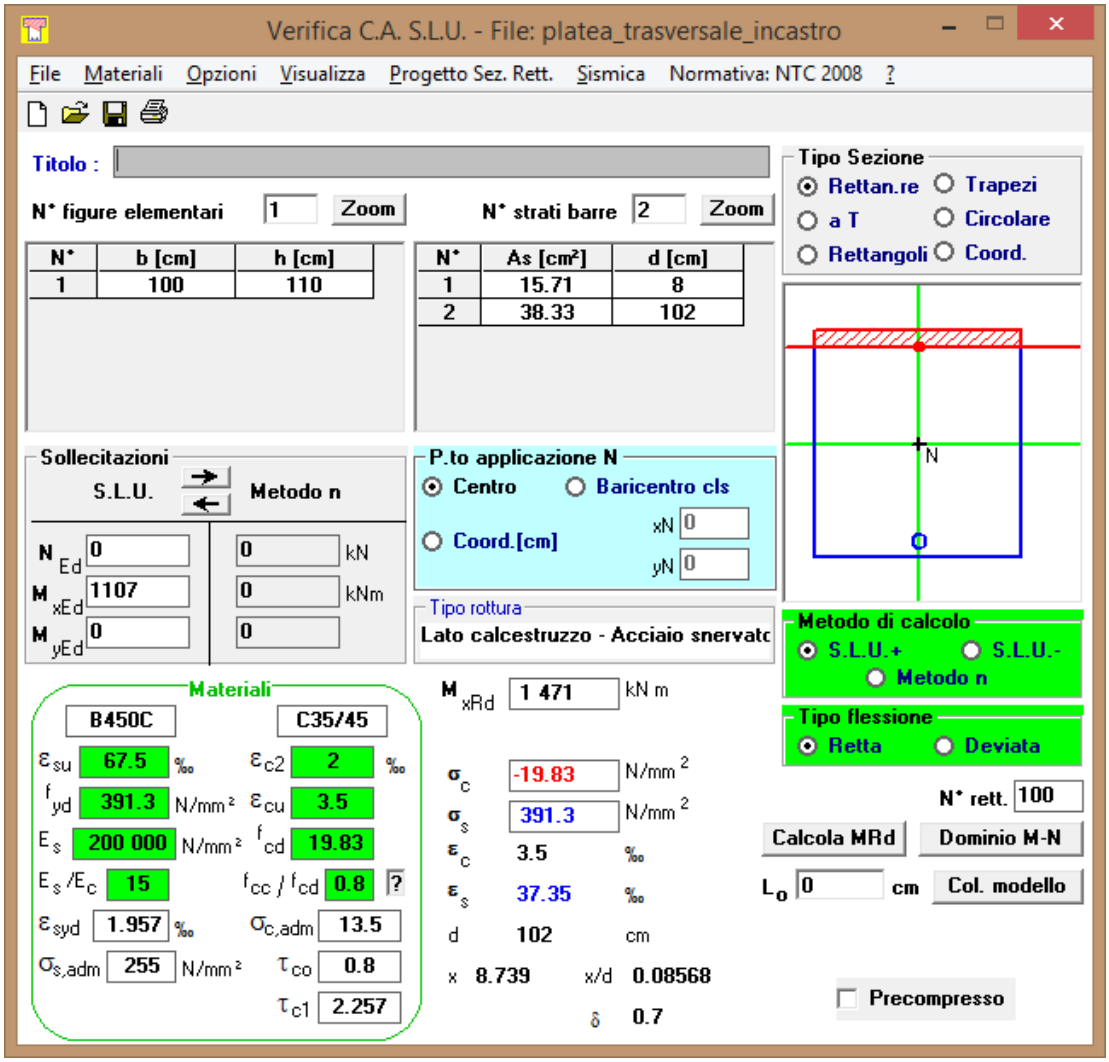
VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - secondo DM2008 punto 4.1.2.1.3					
GEOMETRIA SEZIONE					
base b_w	1000	[mm]	d utile	1020	[mm]
altezza	1100	[mm]	area	1100000	[mm^2]
copriferro	80	[mm]			
MATERIALI			*calcestruzzo*		
			R_{ck}	45	[N/mm^2]
acciaio	B450C		f_{ck}	35	[N/mm^2]
f_{yk}	450	[N/mm^2]	γ_c	1.5	
γ_s	1.15		alfa cc	0.85	
f_{yd}	391	[N/mm^2]	f_{cd}	19.8	[N/mm^2]
			f'_{cd}	9.9	[N/mm^2]
SOLLECITAZIONE		**Vsd**	**415**	**[kN]**	
elementi senza armature trasversali resistenti a taglio				[punto 4.1.2.1.3.1]	
(per solai piastre e membrature --> si calcola la resistenza a trazione del cls)					
k	1.44				
v_{min}	0.359				
Asl	3833	[mm^2] area armatura longitudinale tesa			
ρ1	0.004	<	0.020		
σ_{cp}	0.091	<	3.967	[MPa]	
N_{Sd}	100	[kN]	sforzo di compressione		
V_{Rd}	430.77	[kN] $V_{Rd,min}$ =	379.94	[kN]	
V_{Rd}	**430.77**	[kN]			
Vrd > Vsd	**sezione verificata senza armature trasversali a taglio**				

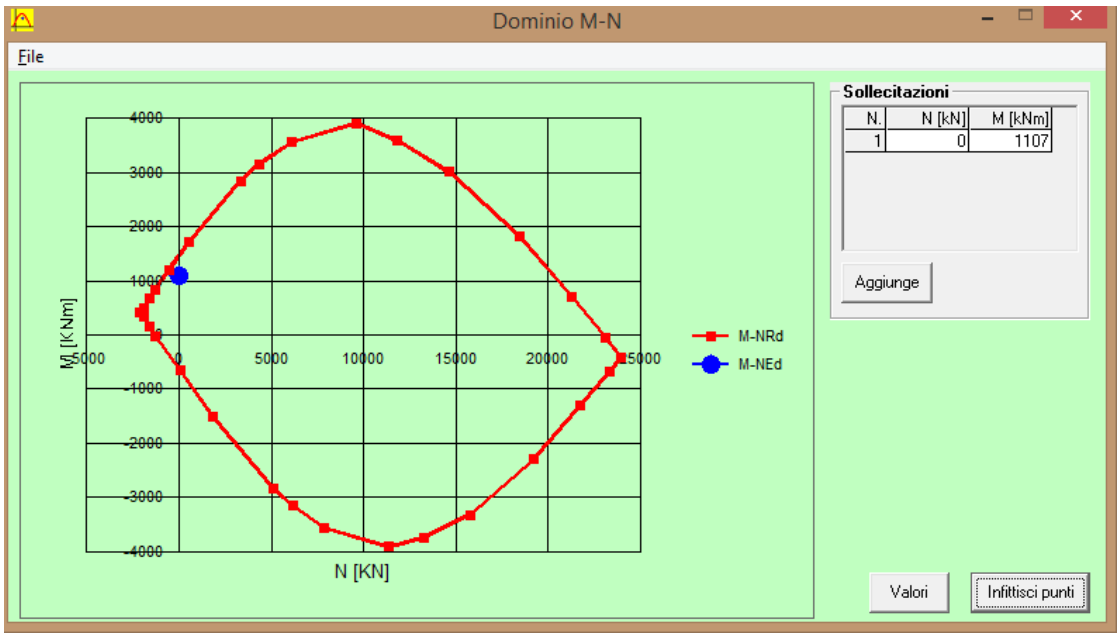
17.2.3. Platea

1.1.1.3 Flessione trasversale

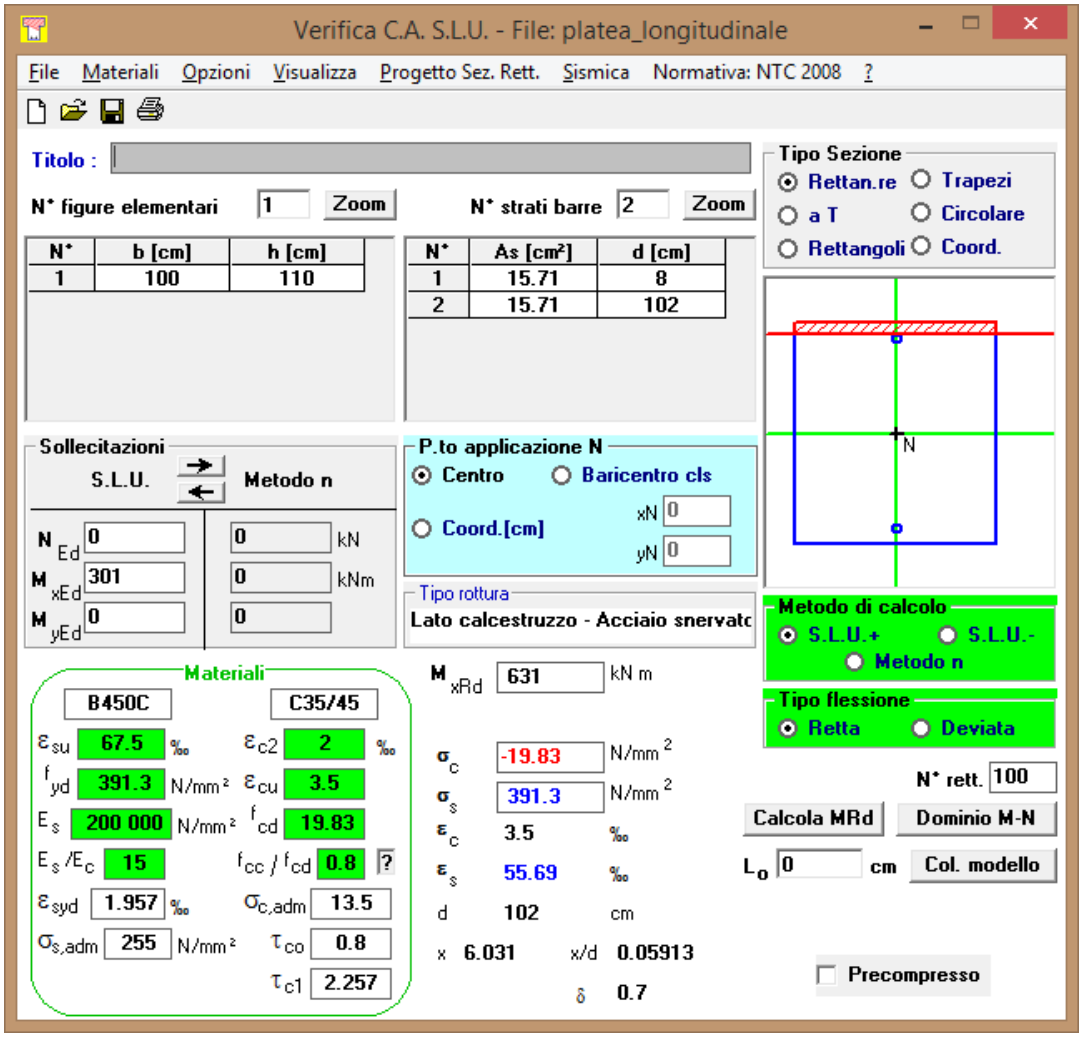


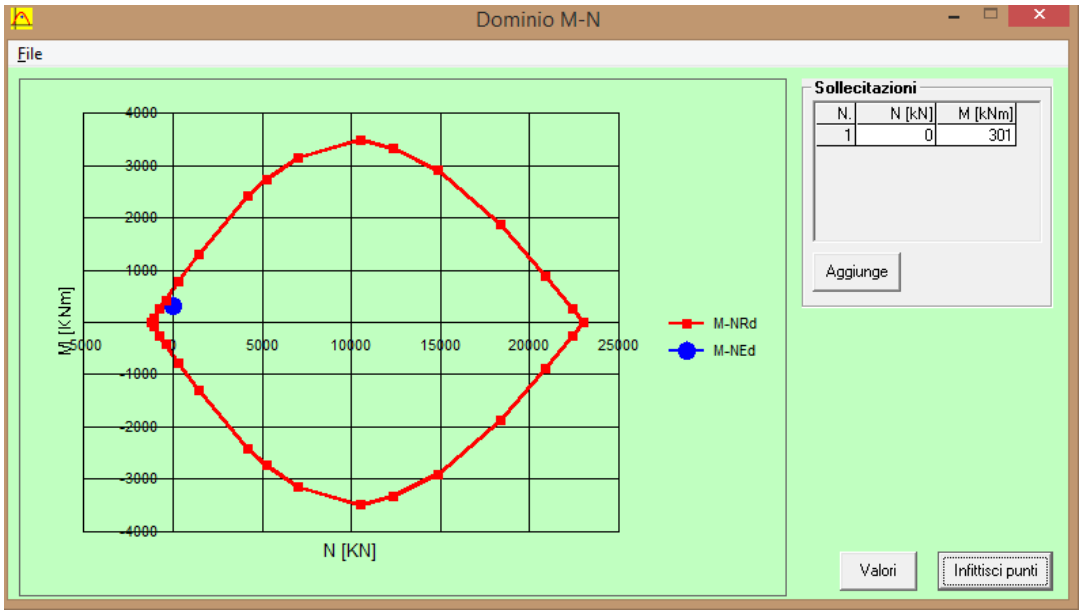



Verifica C.A. S.L.U. - File: platea_trasversale_incastro
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?
Titolo :
N° figure elementari 1 Zoom
N° strati barre 2 Zoom
N° b [cm] h [cm]
1 100 110
N° As [cm²] d [cm]
1 15.71 8
2 38.33 102
Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.
N
O
Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N Ed 0 0 kN
M xEd 1107 0 kNm
M yEd 0 0
P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0
Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n
Tipo flessione
Retta Deviata
Materiali
B450C C35/45
εsu 67.5 ‰ εc2 2 ‰
fyd 391.3 N/mm² εcu 3.5
Es 200 000 N/mm² fcd 19.83
Es /Ec 15 fcc / fcd 0.8 ?
εsyd 1.957 ‰ σc,adm 13.5
σs,adm 255 N/mm² τco 0.8
τc1 2.257
M xRd 1 471 kN m
σc -19.83 N/mm²
σs 391.3 N/mm²
εc 3.5 ‰
εs 37.35 ‰
d 102 cm
x 8.739 x/d 0.08568
δ 0.7
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
Lo 0 cm Col. modello
Precompresso


Dominio M-N
File
Sollecitazioni
N. N [kN] M [kNm]
1 0 1107
Aggiunge
M [KNm]
N [KN]
M-NRd
M-NEd
Valori
Infittisci punti

1.1.1.1 Flessione longitudinale





1.1.1.2 Taglio

VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - secondo DM2008 punto 4.1.2.1.3					
GEOMETRIA SEZIONE					
base b_w	1000	[mm]	d utile	1020	[mm]
altezza	1100	[mm]	area	1100000	[mm^2]
copriferro	80	[mm]			
MATERIALI			*calcestruzzo*		
			R_{ck}	45	[N/mm^2]
acciaio	B450C		f_{ck}	35	[N/mm^2]
f_{yk}	450	[N/mm^2]	γ_c	1.5	
γ_s	1.15		alfa cc	0.85	
f_{yd}	391	[N/mm^2]	f_{cd}	19.8	[N/mm^2]
			f'_{cd}	9.9	[N/mm^2]
SOLLECITAZIONE		**Vsd**	**632**	**[kN]**	
elementi senza armature trasversali resistenti a taglio				[punto 4.1.2.1.3.1]	
(per solai piastre e membrature --> si calcola la resistenza a trazione del cls)					
k	1.44				
v_{min}	0.359				
Asl	3833	[mm^2] area armatura longitudinale tesa			
ρ_1	0.004	<	0.020		
σ_{cp}	0.136	<	3.967	[MPa]	
N_{Sd}	150	[kN]	sforzo di compressione		
V_{Rd}	437.73	[kN] $V_{Rd,min}$ =	386.89	[kN]	
V_{Rd}	**437.73**	[kN]			
Vrd < Vsd	**necessario mettere armatura trasversale a taglio**				
elementi con armature trasversali resistenti a taglio				[punto 4.1.2.1.3.2]	
ARMATURE					
alfa c	1.00				
diam.staffe	12	[mm]		Inclinazione variabile	
s	250	[mm] passo staffe		ω_{sw}	0.018
n° braccia	2			cot θ*	5.197
Asw	226	[mm^2] armatura trasversale			
alfa	90	[°]	inclinazione staffe-asse trave		
cot (alfa)	0.00				
sen (alfa)	1.00				
θ	21.8	[°]	inclinazione puntoni cls tra 21.8° e 45°		
cot (θ)	2.50		compreso tra 1,0 e 2,5		
resistenza offerta dall'armatura a taglio				813	[kN]
TAGLIO RESISTENTE					
resistenza di calcolo a taglio trazione				*formula 4.1.18*	
V_{Rds}	813	[kN]			
resistenza di calcolo a taglio compressione				*formula 4.1.19*	
V_{Rcd}	3139	[kN]			
resistenza a taglio (min Vrsd ; Vrcd)				*formula 4.1.20*	
V_{Rd}	**813**	**[kN]**	**sezione verificata a taglio**		

17.3. Verifiche SLE

17.3.1. Tensioni – Fessurazioni

Si effettuano le verifiche sull'elemento maggiormente sollecitato a flessione, ovvero la soletta.

VERIFICA SEZIONE IN C.A. AGLI SLE

secondo NTC08 § 4.1.2.2 e Eurocodice 2 § 7.3

Caratteristiche materiale						
Cls	R_{ck}	**45**	MPa	**Acciaio**	**450**	**C**
	f_{ck}	35	MPa			
	g_c	1.5	MPa	f_{yk}	450	MPa
	a_{cc}	0.85		g_s	1.15	
	f_{cd}	21.2	MPa	f_{yd}	391.3	MPa
	E_{cm}	34.077	GPa	E_s	210000	MPa
	f_{cm}	43	MPa			
	f_{ctm}	3.21	MPa			

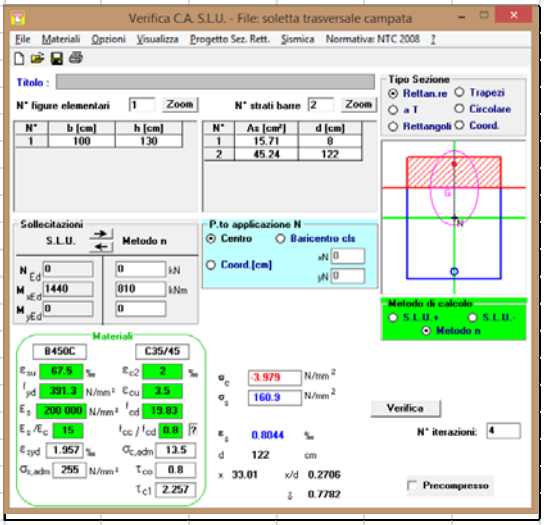
elemento	soletta superiore	Geometria della sezione		
sezione	trasversale (campata)	b	100	cm
		h	130	cm
		c	7	cm

Armatura	n	ϕ [mm]	n	ϕ [mm]	A_{tot} [cm^2]
Tesa	5	**24**	5	**24**	**45.24**
Compressa	5	**20**	0	**0**	**15.71**

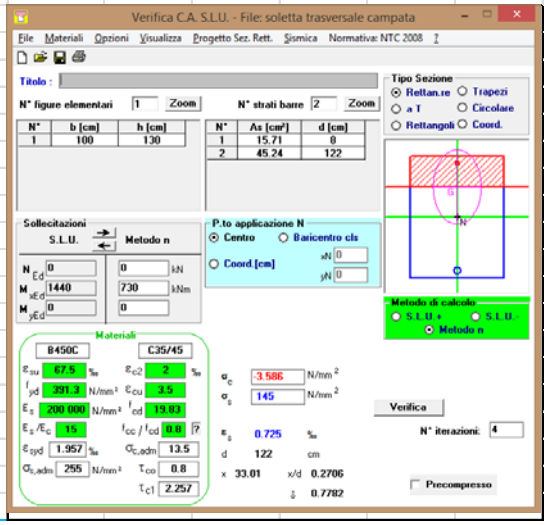
Sollecitaz. agenti	N [kN]	M [kNm]
SLE_RARA	0	1020
SLE_FR	0	810
SLE_QP	0	730

TENSIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO								
cls	*RARA*	σ_c	5.00	MPa	< 0.55*fck :	19.25	Mpa	**verificato**
	QPERM	σ_c	3.60	MPa	< 0.40*fck :	14	Mpa	**verificato**
acciaio	*RARA*	σ_s	202.0	MPa	< 0.75*fyk :	337.5	Mpa	**verificato**

APERTURA DELLE FESSURE CON CALCOLO DIRETTO-SLE_frequente						
b	100	cm		$s_{r,max}$	396	mm
h	130	cm		$e_{sm} - e_{cm}$	0.00049	
c	7	cm		*check*	0.00046	
n	15					
M_{freq}	810	kN m				
k_1	0.8	*Aderenza migliorata*				
k_2	0.5	*Flessione*				
k_t	0.4	*Lungo periodo*				
w_{max}	**0.2**	**mm**		w_k	**0.195**	**mm**
d	123	cm				
ϕ_{eq}	24.0	mm		***verificato! wk<wmax***		
x	33.1	cm				
$h_{c,eff}$	17.5	cm				
$A_{c,eff}$	1750.00	cm^2				
$r_{p,eff}$	0.0259					
J_n	6853651	cm^4				
s_s	161.0	MPa				
a_e	6.16					



APERTURA DELLE FESSURE CON CALCOLO DIRETTO-SLE_quasi perm						
b	100	cm		$s_{r,max}$	396	mm
h	130	cm		$e_{sm} - e_{cm}$	0.00042	
c	7	cm		*check*	0.00041	
n	15					
M_{qperm}	730	kN m				
k_1	0.8	*Aderenza migliorata*				
k_2	0.5	*Flessione*				
k_t	0.4	*Lungo periodo*				
w_{max}	**0.2**	**mm**		w_k	**0.165**	**mm**
d	123	cm				
ϕF_{eq}	24.0	mm		***verificato! wk<wmax***		
x	33.1	cm				
$h_{c,eff}$	17.5	cm				
$A_{c,eff}$	1750.00	cm^2				
$r_{p,eff}$	0.0259					
J_n	6853651	cm^4				
s_s	145.0	MPa				
a_e	6.16					



VERIFICA SEZIONE IN C.A. AGLI SLE

secondo NTC08 § 4.1.2.2 e Eurocodice 2 § 7.3

Caratteristiche materiale						
Cls	R_{ck}	45	MPa	Acciaio	450	C
	f_{ck}	35	MPa			
	g_c	1.5	MPa	f_{yk}	450	MPa
	a_{cc}	0.85		g_s	1.15	
	f_{cd}	21.2	MPa	f_{yd}	391.3	MPa
	E_{cm}	34.077	GPa	E_s	210000	MPa
	f_{cm}	43	MPa			
	f_{ctm}	3.21	MPa			

elemento	soletta superiore	Geometria della sezione		
sezione	trasversale (incastro)	b	100	cm
		h	130	cm
		c	7	cm

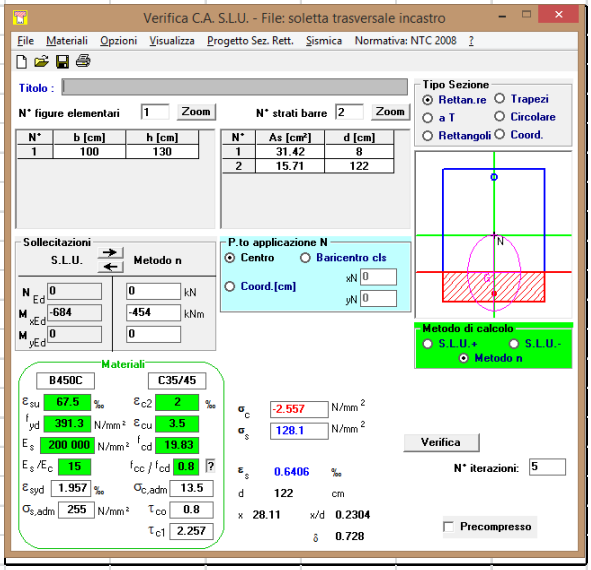
Armatura	n	ϕ	n	ϕ	A_{tot}
		[mm]		[mm]	[cm^2]
Tesa	5	**20**	5	**20**	**31.42**
Compressa	5	**20**	0	**0**	**15.71**

Sollecitaz. agenti	N [kN]	M [kNm]
SLE_RARA	0	540
SLE_FR	0	454
SLE_QP	0	405

TENSIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO								
cls	*RARA*	σ_c	3.00	MPa	< 0.55*fck :	19.25	Mpa	**verificato**
	QPERM	σ_c	2.30	MPa	< 0.40*fck :	14	Mpa	**verificato**
acciaio	*RARA*	σ_s	152.0	MPa	< 0.75*fyk :	337.5	Mpa	**verificato**

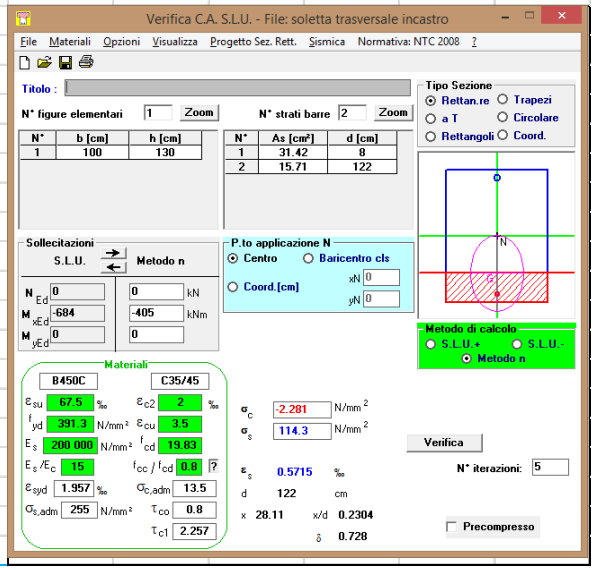
APERTURA DELLE FESSURE CON CALCOLO DIRETTO-SLE_frequente

b	100	cm	$s_{r,max}$	427	mm
h	130	cm	$e_{sm} - e_{cm}$	0.00023	
c	7	cm	*check*	0.00037	
n	15				
M_{freq}	454	kN m			
k_1	0.8	*Aderenza migliorata*			
k_2	0.5	*Flessione*			
k_t	0.4	*Lungo periodo*			
w_{max}	**0.2**	**mm**	w_k	**0.156**	**mm**
d	123	cm			
ϕ_{eq}	20.0	mm	*verificato! wk<wmax*		
x	28.2	cm			
$h_{c,eff}$	17.5	cm			
$A_{c,eff}$	1750.00	cm^2			
$r_{p,eff}$	0.0180				
J_n	5088463	cm^4			
s_s	128.0	MPa			
a_e	6.16				



APERTURA DELLE FESSURE CON CALCOLO DIRETTO-SLE_quasi perm

b	100	cm	$s_{r,max}$	427	mm
h	130	cm	$e_{sm} - e_{cm}$	0.00016	
c	7	cm	*check*	0.00033	
n	15				
M_{qperm}	405	kN m			
k_1	0.8	*Aderenza migliorata*			
k_2	0.5	*Flessione*			
k_t	0.4	*Lungo periodo*			
w_{max}	**0.2**	**mm**	w_k	**0.139**	**mm**
d	123	cm			
ϕF_{eq}	20.0	mm	*verificato! wk<wmax*		
x	28.2	cm			
$h_{c,eff}$	17.5	cm			
$A_{c,eff}$	1750.00	cm^2			
$r_{p,eff}$	0.0180				
J_n	5088463	cm^4			
S_S	114.0	MPa			
a_e	6.16				



VERIFICA SEZIONE IN C.A. AGLI SLE

secondo NTC08 § 4.1.2.2 e Eurocodice 2 § 7.3

Caratteristiche materiale						
Cls	R_{ck}	**45**	MPa	**Acciaio**	**450**	**C**
	f_{ck}	35	MPa			
	g_c	1.5	MPa	f_{yk}	450	MPa
	a_{cc}	0.85		g_s	1.15	
	f_{cd}	21.2	MPa	f_{yd}	391.3	MPa
	E_{cm}	34.077	GPa	E_s	210000	MPa
	f_{cm}	43	MPa			
	f_{ctm}	3.21	MPa			

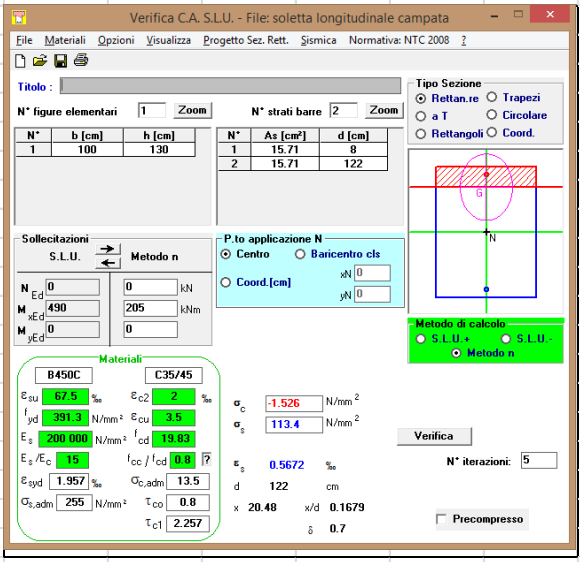
elemento	soletta superiore	Geometria della sezione		
sezione	longitudinale	b	100	cm
		h	130	cm
		c	7	cm

Armatura	n	ϕ [mm]	n	ϕ [mm]	A_{tot} [cm^2]
Tesa	5	**20**	0	**0**	**15.71**
Compressa	5	**20**	0	**0**	**15.71**

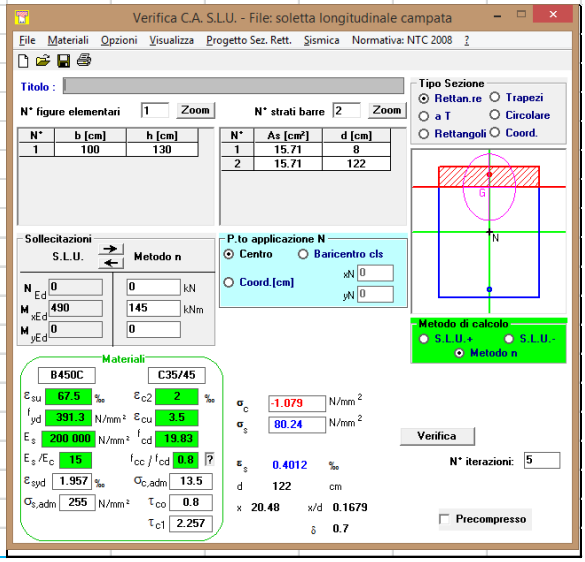
Sollecitaz. agenti	N [kN]	M [kNm]
SLE_RARA	0	340
SLE_FR	0	205
SLE_QP	0	145

TENSIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO								
cls	*RARA*	σ_c	2.50	MPa	< 0.55*fck :	19.25	Mpa	**verificato**
	QPERM	σ_c	1.07	MPa	< 0.40*fck :	14	Mpa	**verificato**
acciaio	*RARA*	σ_s	188.0	MPa	< 0.75*fyk :	337.5	Mpa	**verificato**

APERTURA DELLE FESSURE CON CALCOLO DIRETTO-SLE_frequente					
b	100	cm	$s_{r,max}$	617	mm
h	130	cm	$e_{sm} - e_{cm}$	-0.00018	
c	7	cm	*check*	0.00032	
n	15				
M_{freq}	205	kN m			
k_1	0.8	*Aderenza migliorata*			
k_2	0.5	*Flessione*			
k_t	0.4	*Lungo periodo*			
w_{max}	**0.2**	**mm**	w_k	**0.199**	**mm**
d	123	cm			
ϕ_{eq}	20.0	mm	*verificato! wk<wmax*		
x	20.5	cm			
$h_{c,eff}$	17.5	cm			
$A_{c,eff}$	1750.00	cm^2			
$r_{p,eff}$	0.0090				
J_n	2805589	cm^4			
s_s	113.0	MPa			
a_e	6.16				



APERTURA DELLE FESSURE CON CALCOLO DIRETTO-SLE_quasi perm					
b	100	cm	$s_{r,max}$	617	mm
h	130	cm	$e_{sm} - e_{cm}$	-0.00034	
c	7	cm	*check*	0.00023	
n	15				
M_{qperm}	145	kN m			
k_1	0.8	*Aderenza migliorata*			
k_2	0.5	*Flessione*			
k_t	0.4	*Lungo periodo*			
w_{max}	**0.2**	**mm**	w_k	**0.142**	**mm**
d	123	cm			
ϕF_{eq}	20.0	mm	*verificato! wk<wmax*		
x	20.5	cm			
$h_{c,eff}$	17.5	cm			
$A_{c,eff}$	1750.00	cm^2			
$r_{p,eff}$	0.0090				
J_n	2805589	cm^4			
s_s	80.3	MPa			
a_e	6.16				



18. RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI: SEZIONE H

Si riepilogano in forma tabellare le sollecitazioni agenti, le armature disposte e le resistenze dei componenti strutturali, col relativo tasso di lavoro a verifica:

CARPENTERIA-ARMATURA	**elemento**	*SOLETTA SUPERIORE*			*MURI LATERALI*			*PLATEA*			
	spessore [cm]	90			100			110			
	direzione	*trasversale*		*longitudinale*	*verticale*		*orizzontale*	*trasversale*		*longitudinale*	
	sezione	campata	incastro		campata	incastro		campata	incastro		
	arm tesa	10φ24	10φ24	5φ20+5φ24	5φ20+2φ24	5φ20+5φ24	5φ16	5φ20+5φ24	5φ20+5φ24	5φ20+5φ20	
	arm compr	5φ20	5φ20	5φ20	5φ20	5φ20	5φ16	5φ20	5φ20	5φ20	
VERIFICHE SLU	**M_{Sd} [kNm/m]**	1160	941	635	800	980	190	1297	1043	620	
	M_{Rd} [kNm/m]	1285	1171	704	871	1321	377	1471	1471	993	
	ρ flessione [%]	90%	80%	90%	92%	74%	50%	88%	71%	62%	
	V_{Sd} [kN/m]	116	544	363	147	220	162	198	400	240	
	V_{Rd} [kN/m]	373	653	373	341	395	341	412	412	380	
	ρ taglio [%]	31%	83%	97%	43%	56%	48%	48%	97%	63%	
VERIFICHE SLE	**freccia δ [cm]**	3.30			2.24			3.00			
	luce L [cm]	1750			590			1750			
	rapporto L / δ	530			263			583			

Per sezione trasversale di intende quella parallela all'asse stradale, mentre per sezione longitudinale quella parallela all'asse del manufatto.

Le armature verranno disposte secondo queste 2 direzioni.

18.1. Risultati del calcolo

18.1.1. Soletta superiore

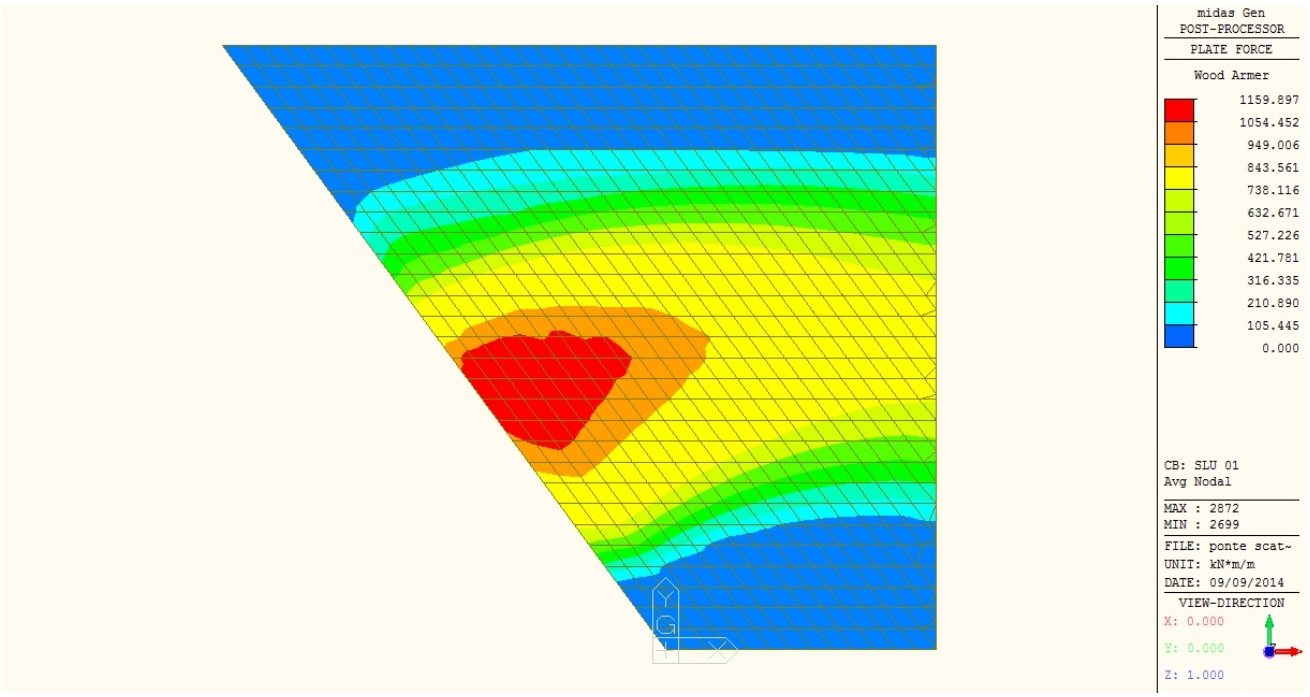


Figura 39 momento flettente inferiore trasversale

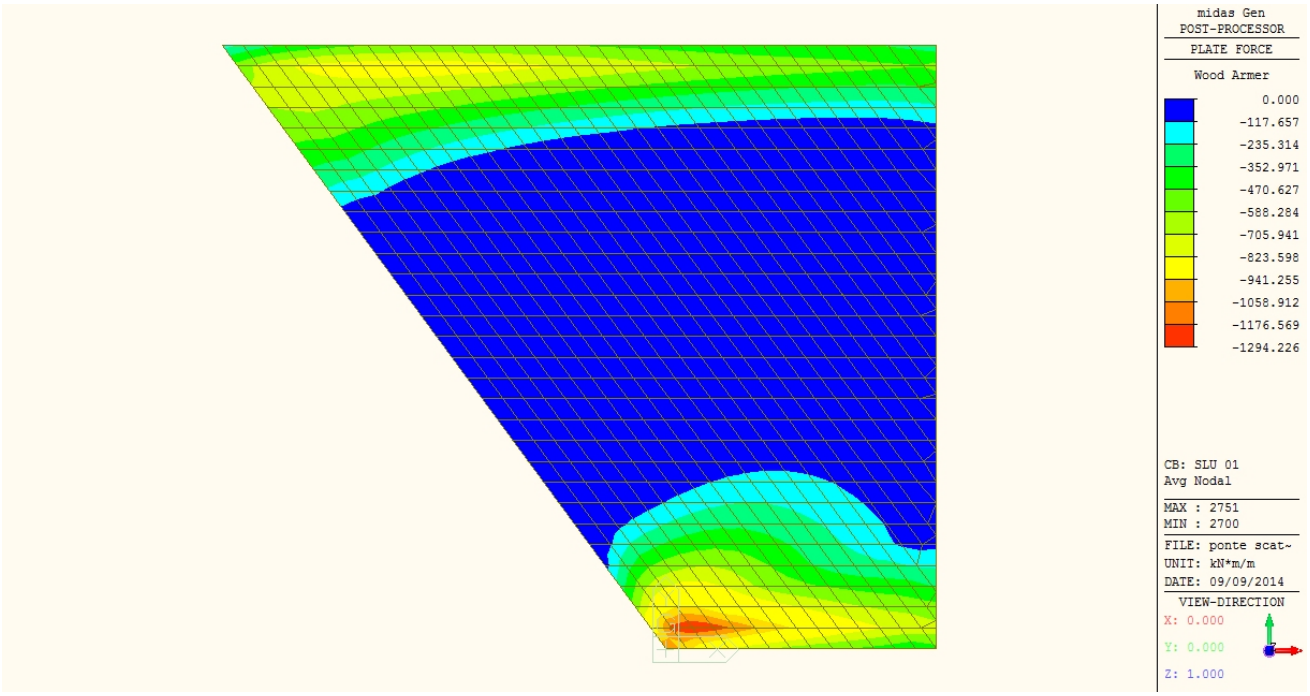


Figura 40 momento flettente superiore trasversale

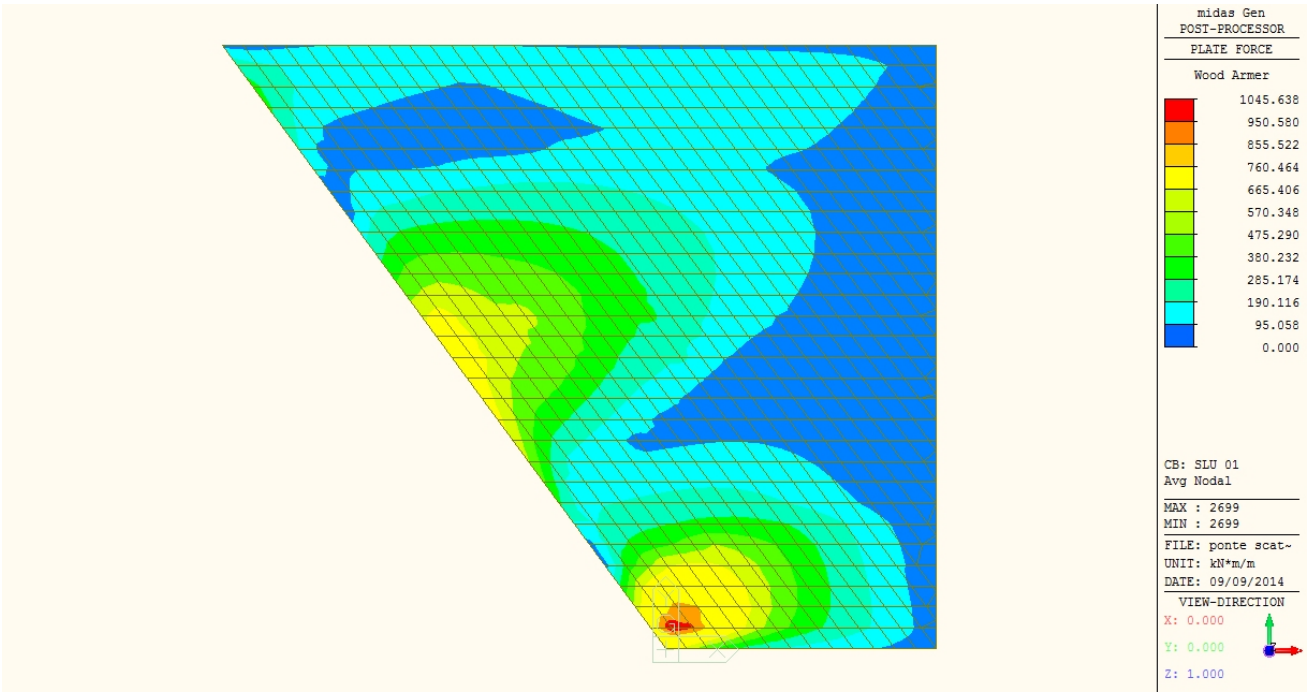


Figura 41 momento flettente sup+inf longitudinale

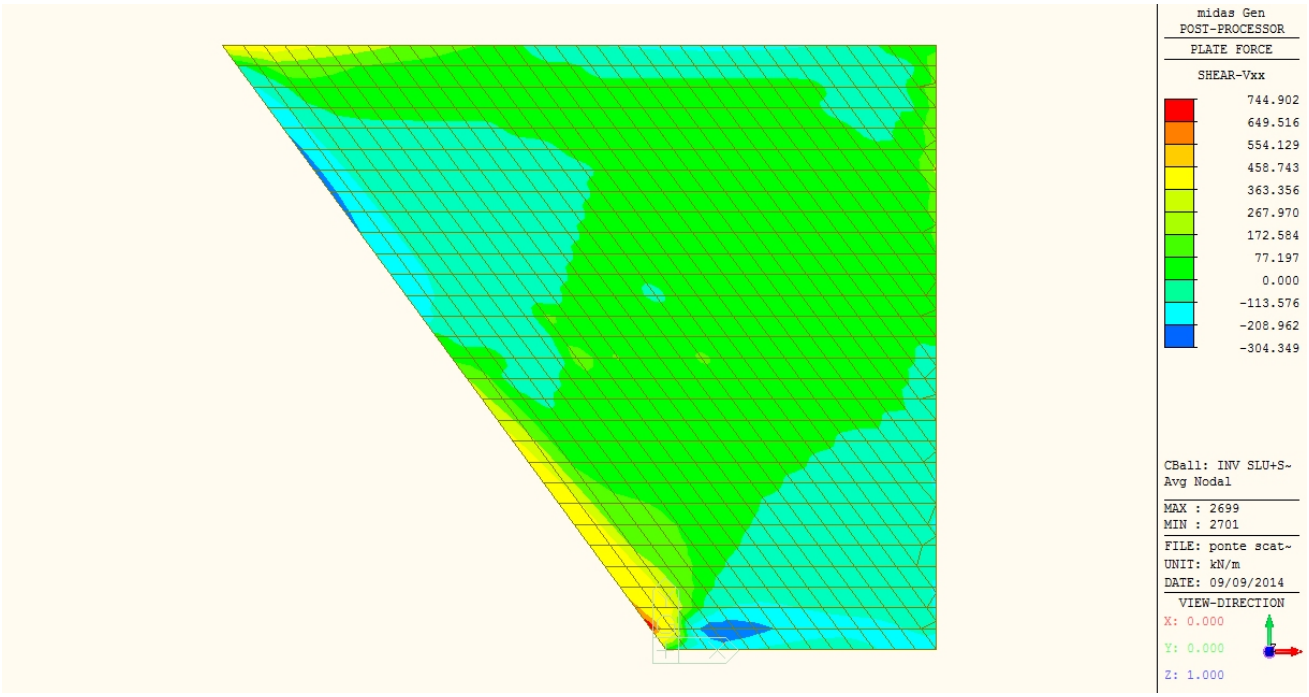


Figura 42 taglio Vxx

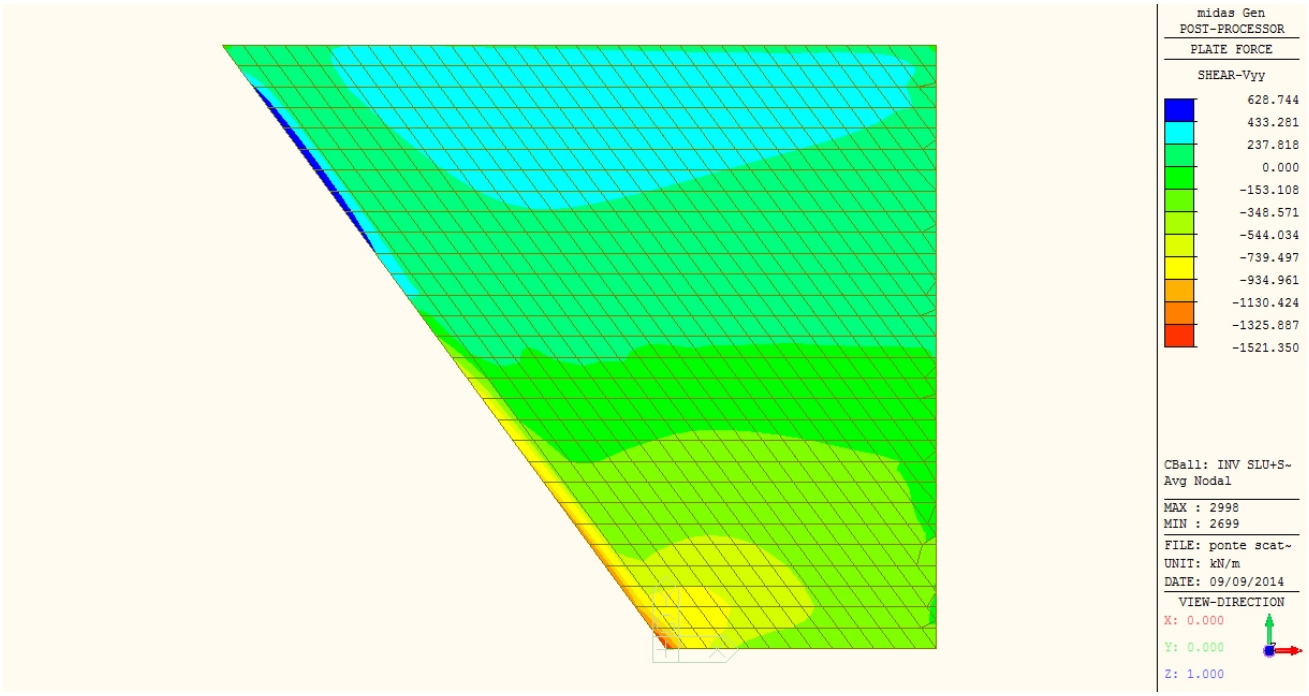


Figura 43 taglio Vyy

18.1.2. Muri laterali

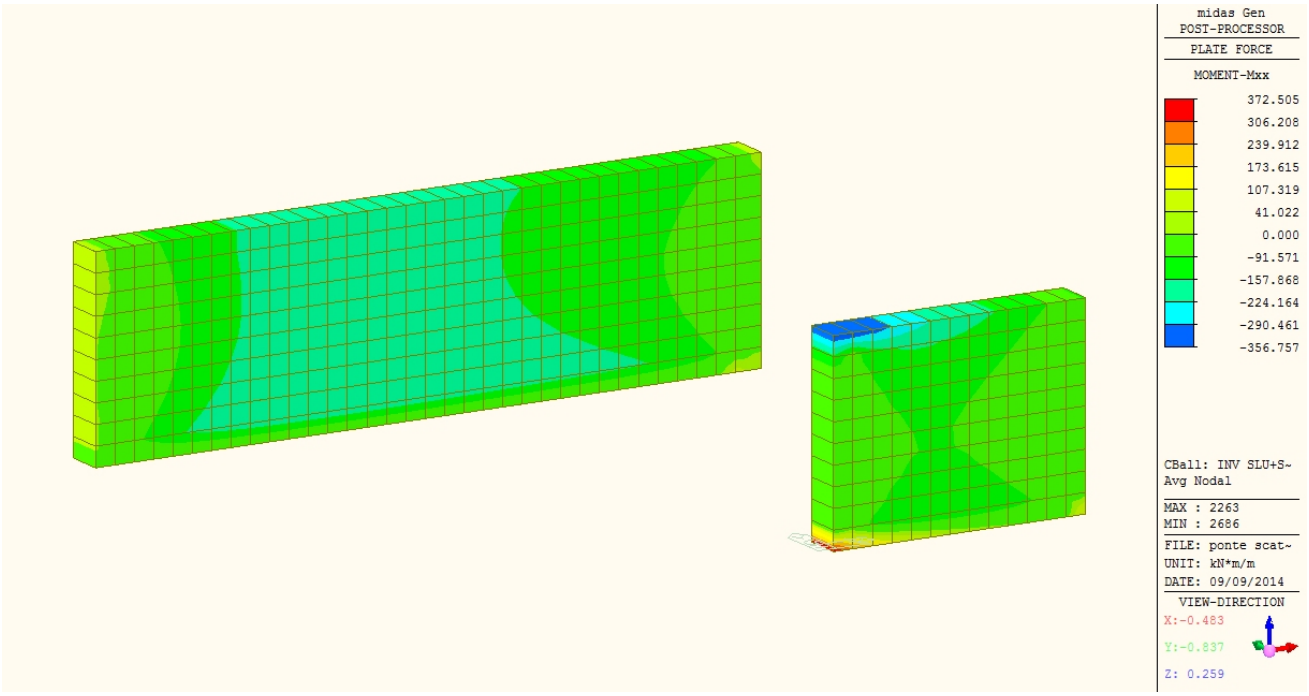


Figura 44 momento Mxx

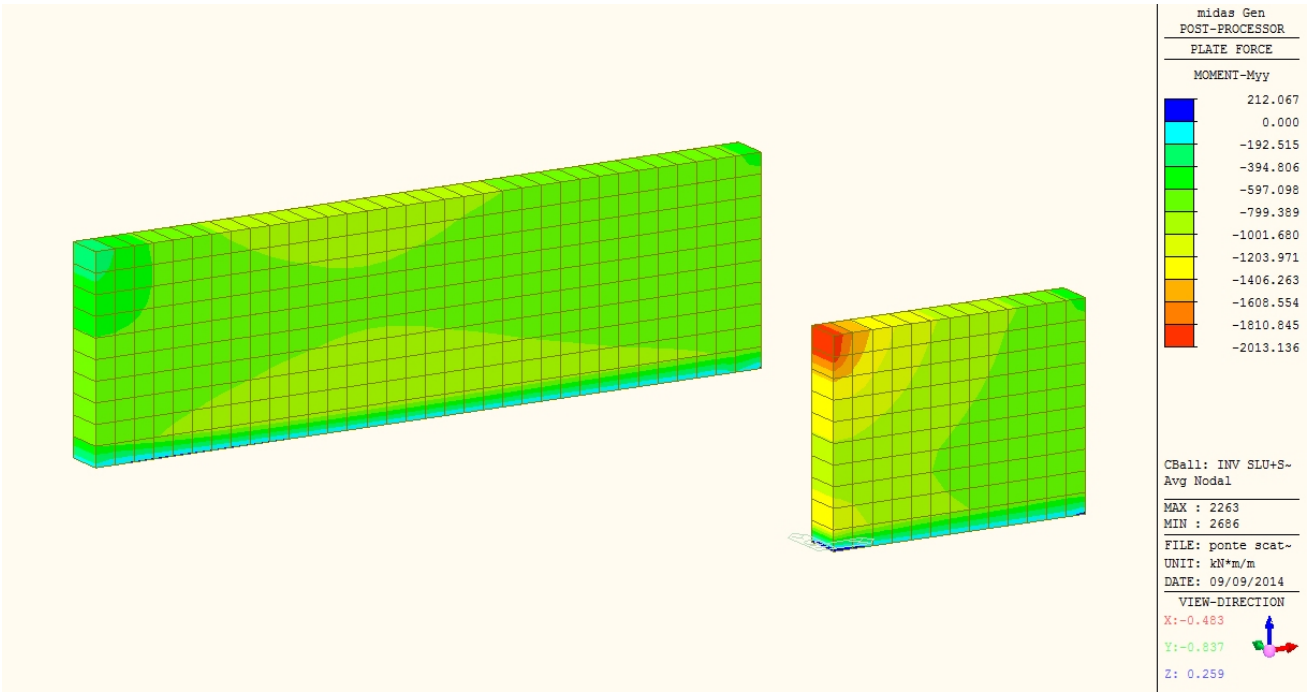


Figura 45 momento Myy

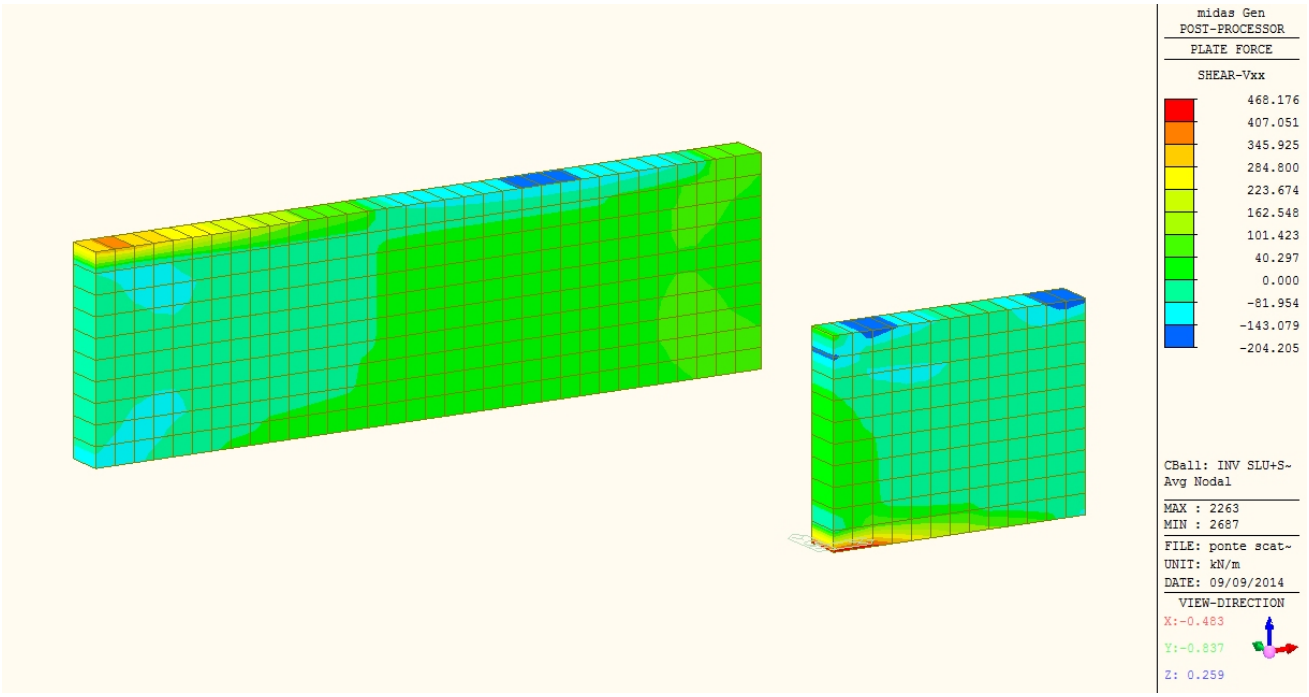


Figura 46 taglio Vxx

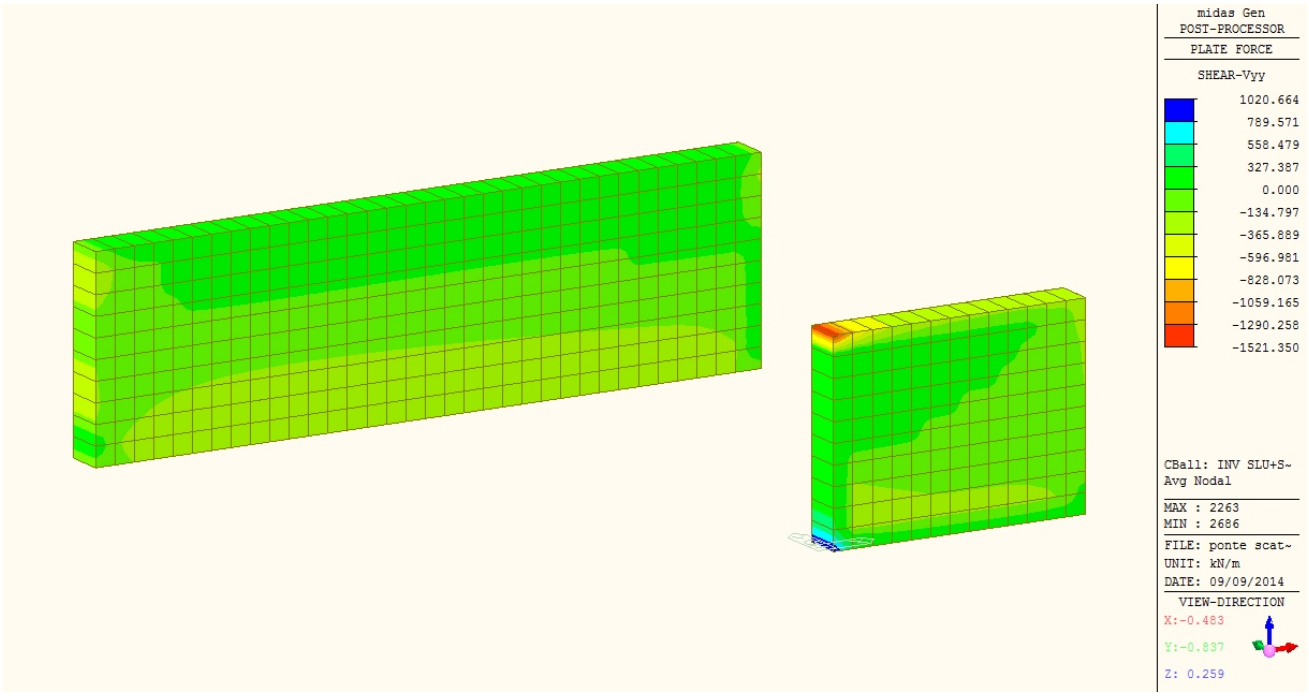


Figura 47 taglio Vyy

18.1.3. Platea

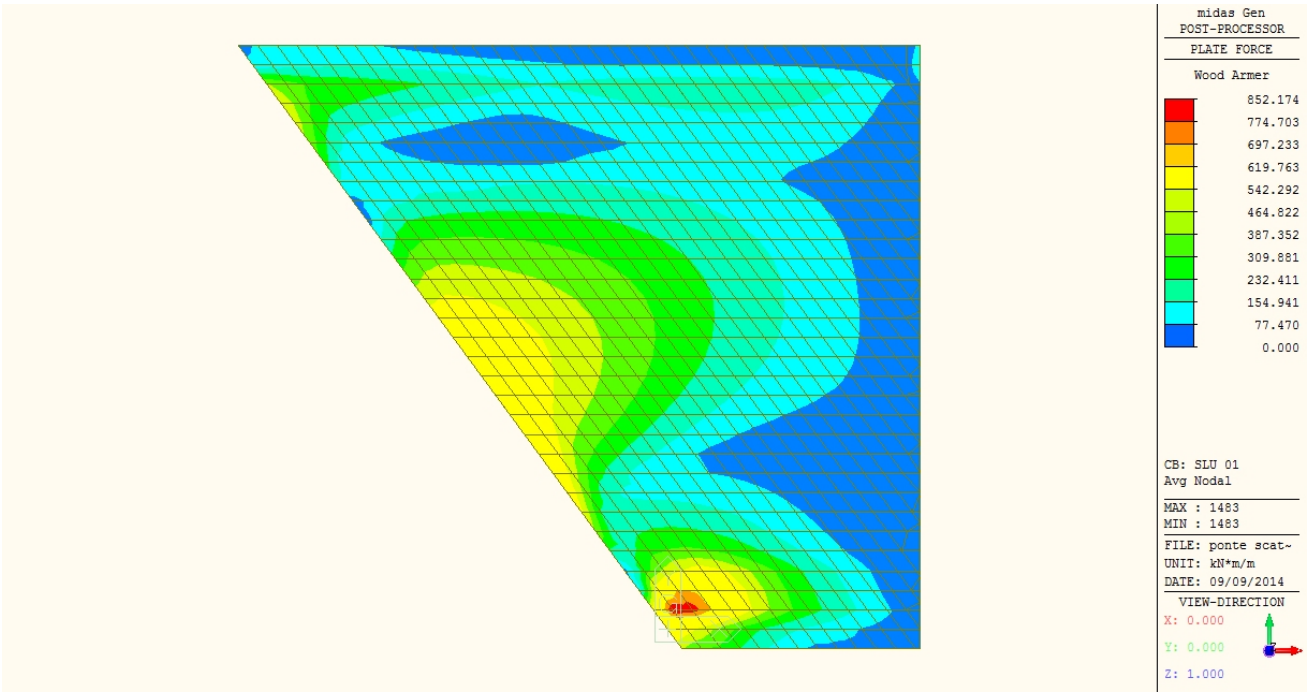


Figura 48 momento longitudinale

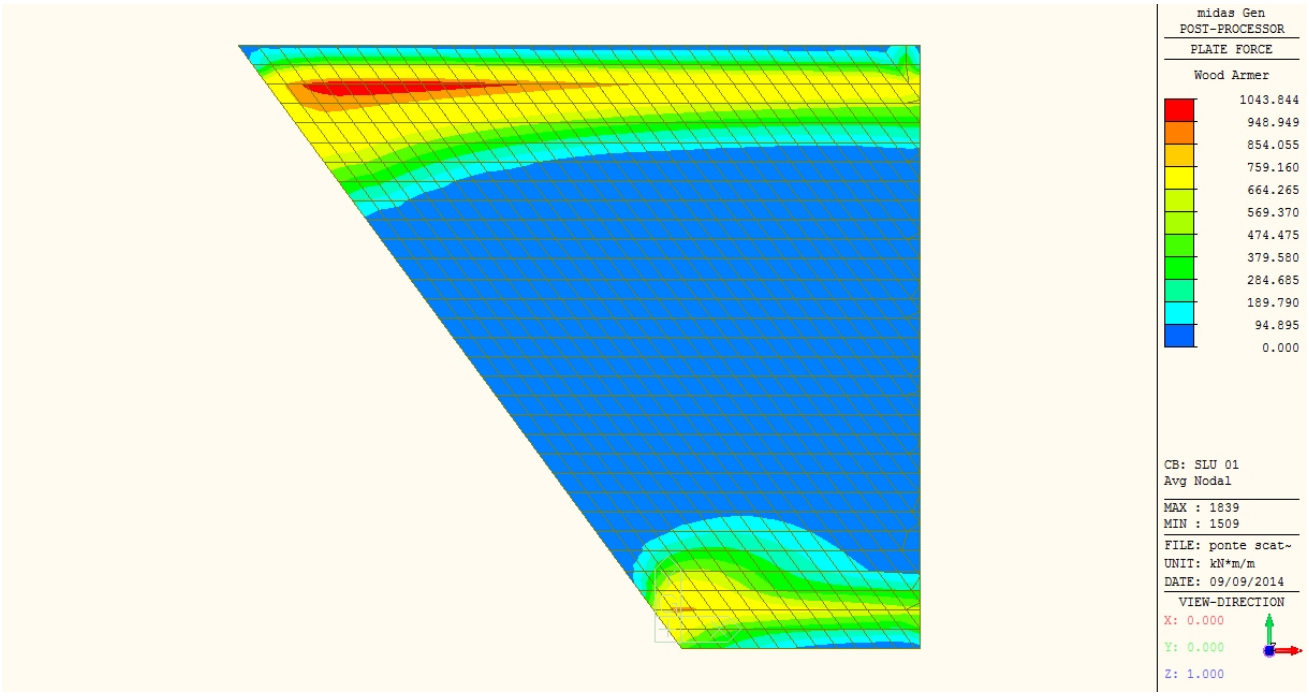


Figura 49 momento trasversale inferiore

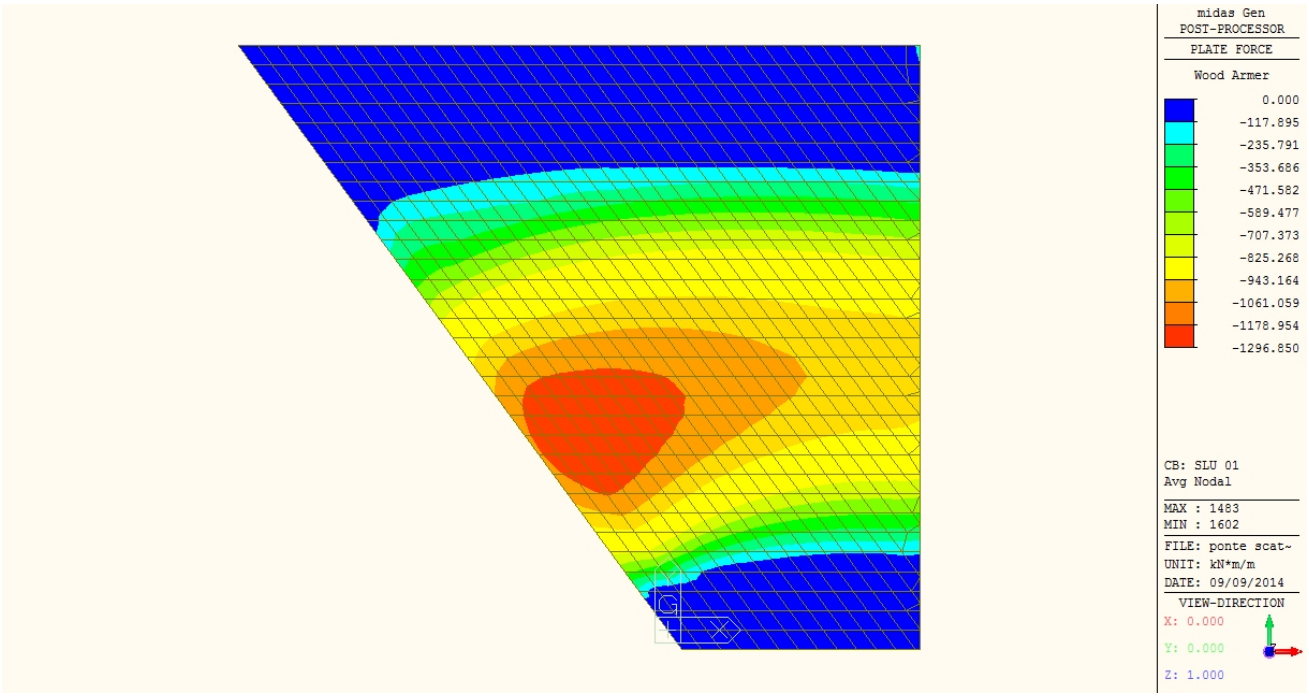


Figura 50 momento trasversale superiore

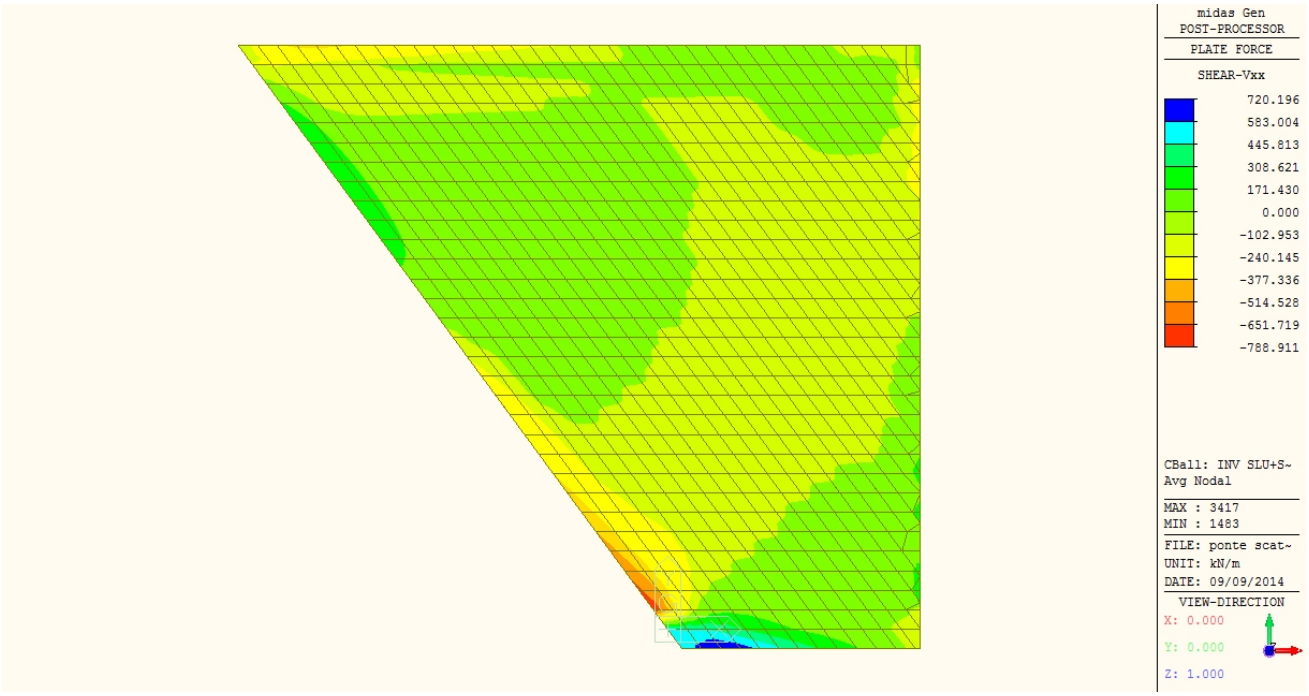


Figura 51 taglio Vxx

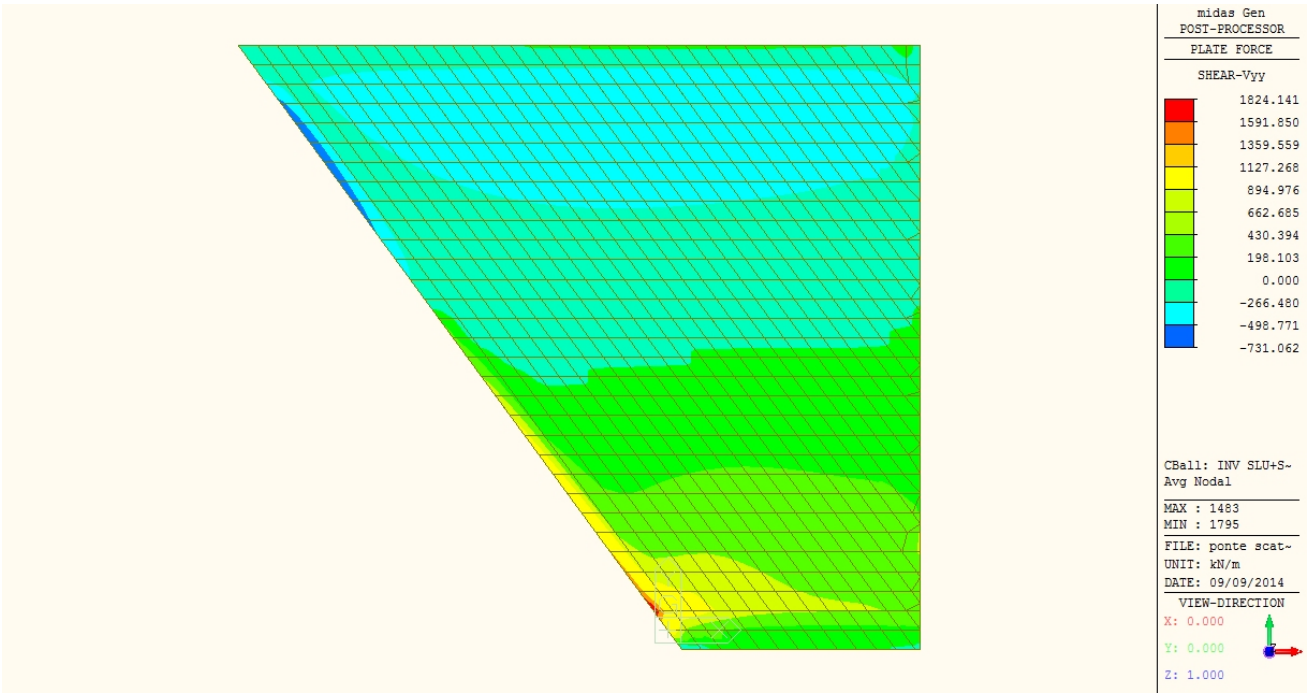
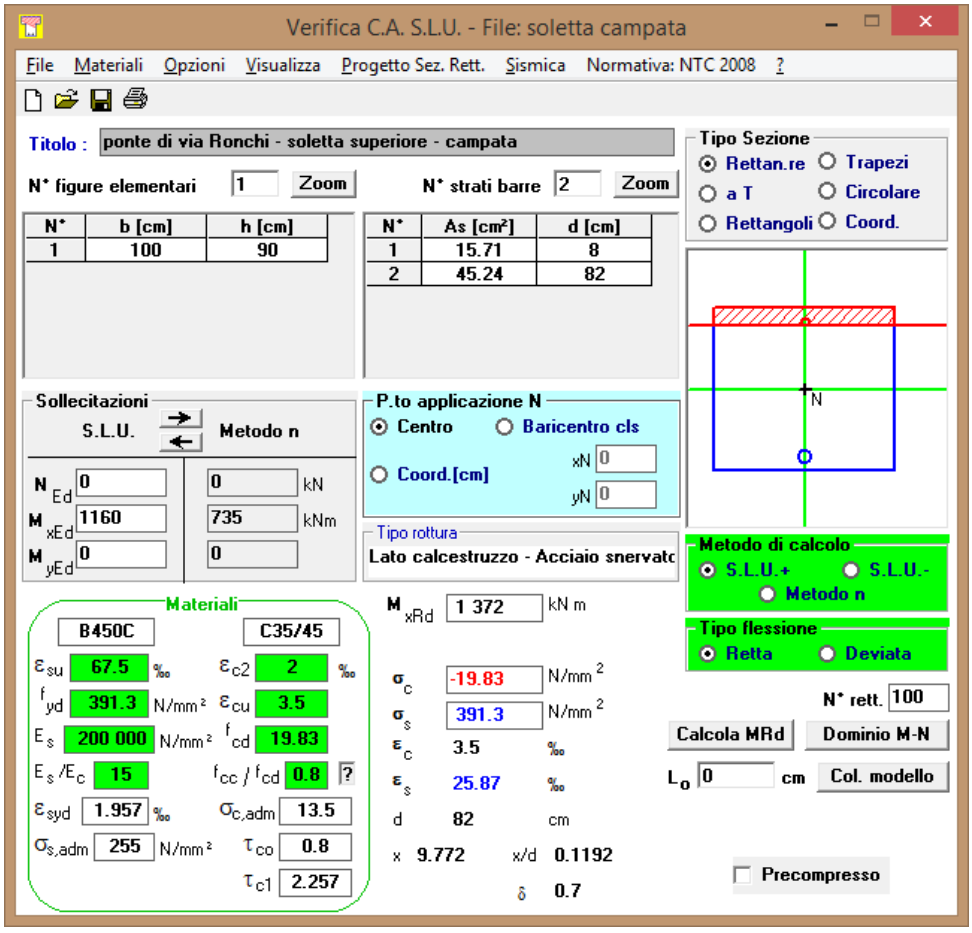


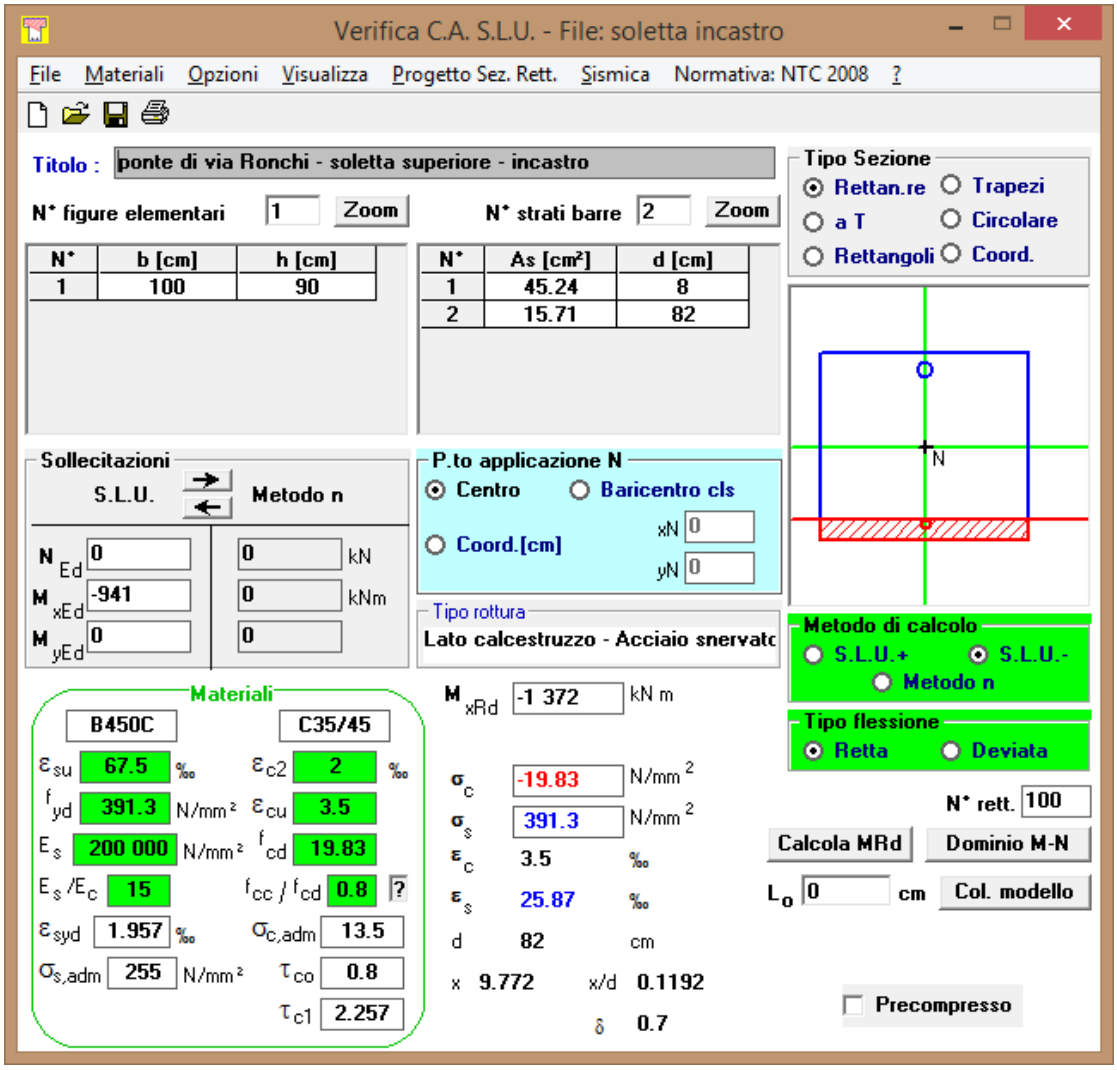
Figura 52 taglio Vyy

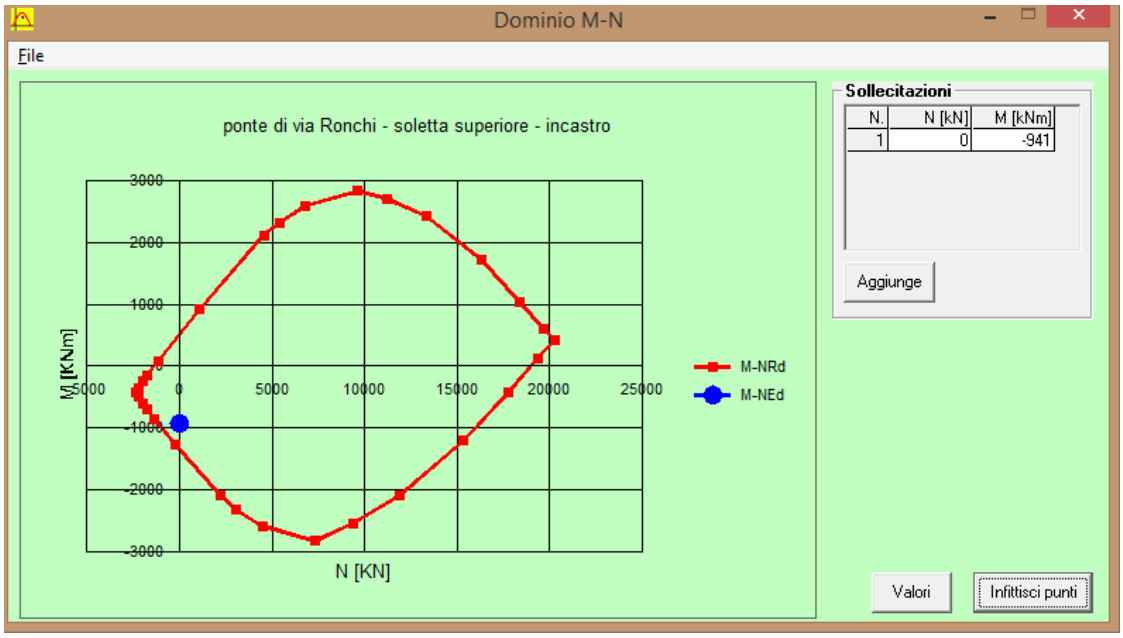
18.2. Verifiche SLU+SISM

18.2.1. Soletta superiore

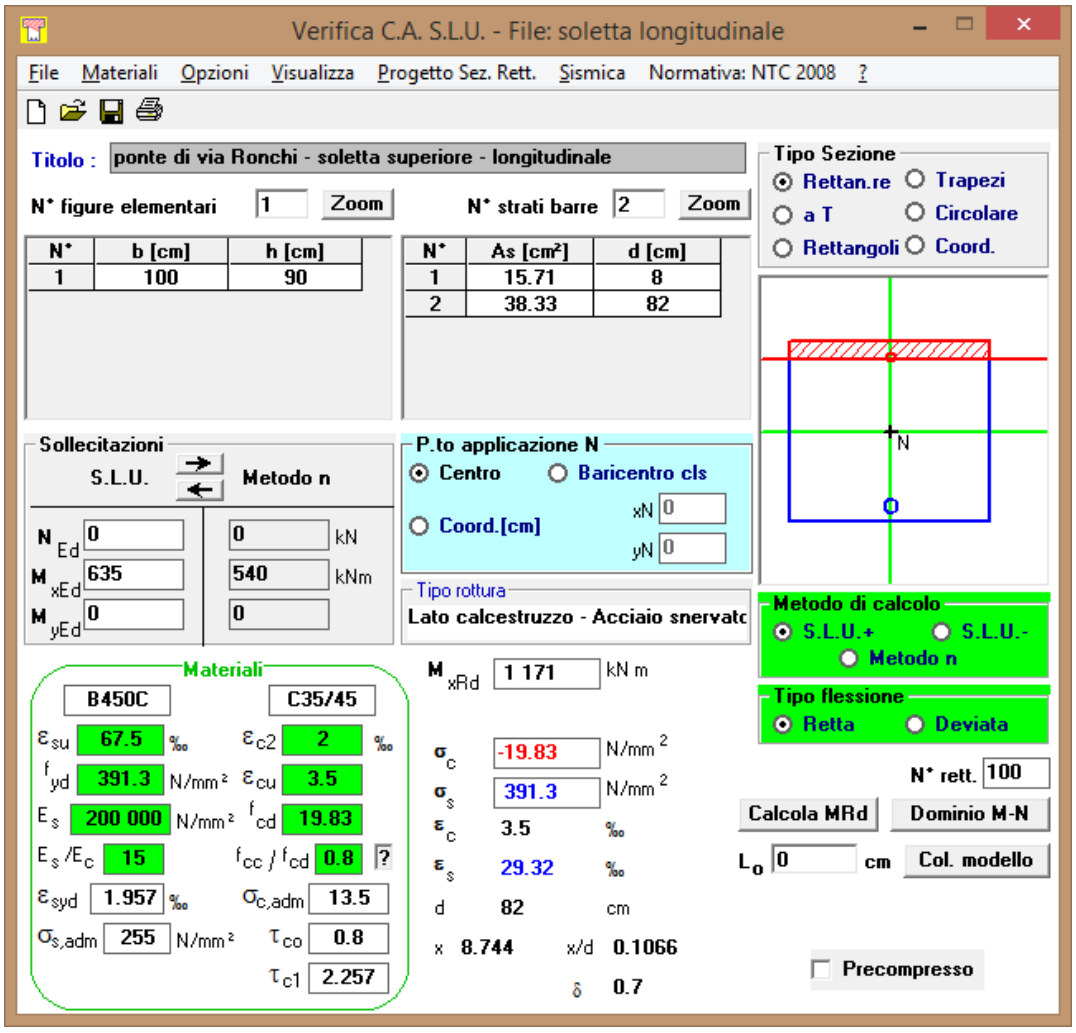
1.1.1.3 Flessione in sezione trasversale

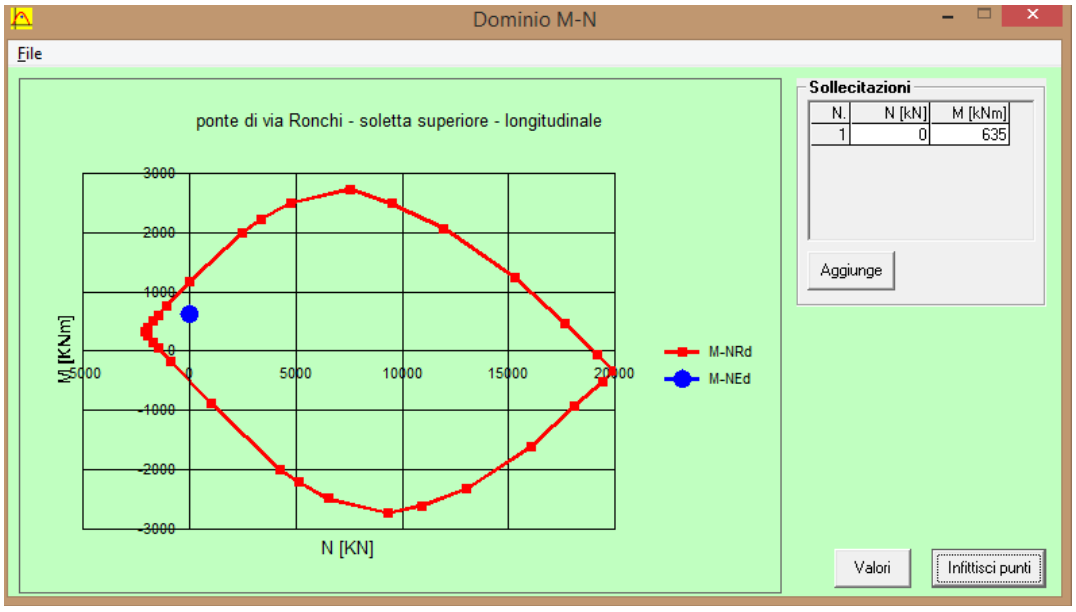



Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta incastro
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?
Titolo : ponte di via Ronchi - soletta superiore - incastro
N° figure elementari 1 Zoom
N° strati barre 2 Zoom
N° b [cm] h [cm]
1 100 90
N° As [cm²] d [cm]
1 45.24 8
2 15.71 82
Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.
Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N Ed 0 0 kN
M xEd -941 0 kNm
M yEd 0 0
P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0
Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n
Tipo flessione
Retta Deviata
Materiali
B450C C35/45
εsu 67.5 ‰ εc2 2 ‰
fyd 391.3 N/mm² εcu 3.5
Es 200 000 N/mm² fcd 19.83
Es /Ec 15 fcc / fcd 0.8
εsyd 1.957 ‰ σc,adm 13.5
σs,adm 255 N/mm² τco 0.8
τc1 2.257
M xRd -1 372 kN m
σc -19.83 N/mm²
σs 391.3 N/mm²
εc 3.5 ‰
εs 25.87 ‰
d 82 cm
x 9.772 x/d 0.1192
δ 0.7
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
Lo 0 cm Col. modello
Precompresso


Dominio M-N
File
ponte di via Ronchi - soletta superiore - incastro
M [KNm]
N [KN]
M-NRd
M-NEd
Sollecitazioni
N. N [kN] M [kNm]
1 0 -941
Aggiunge
Valori
Infittisci punti

1.1.1.4 Flessione in sezione longitudinale





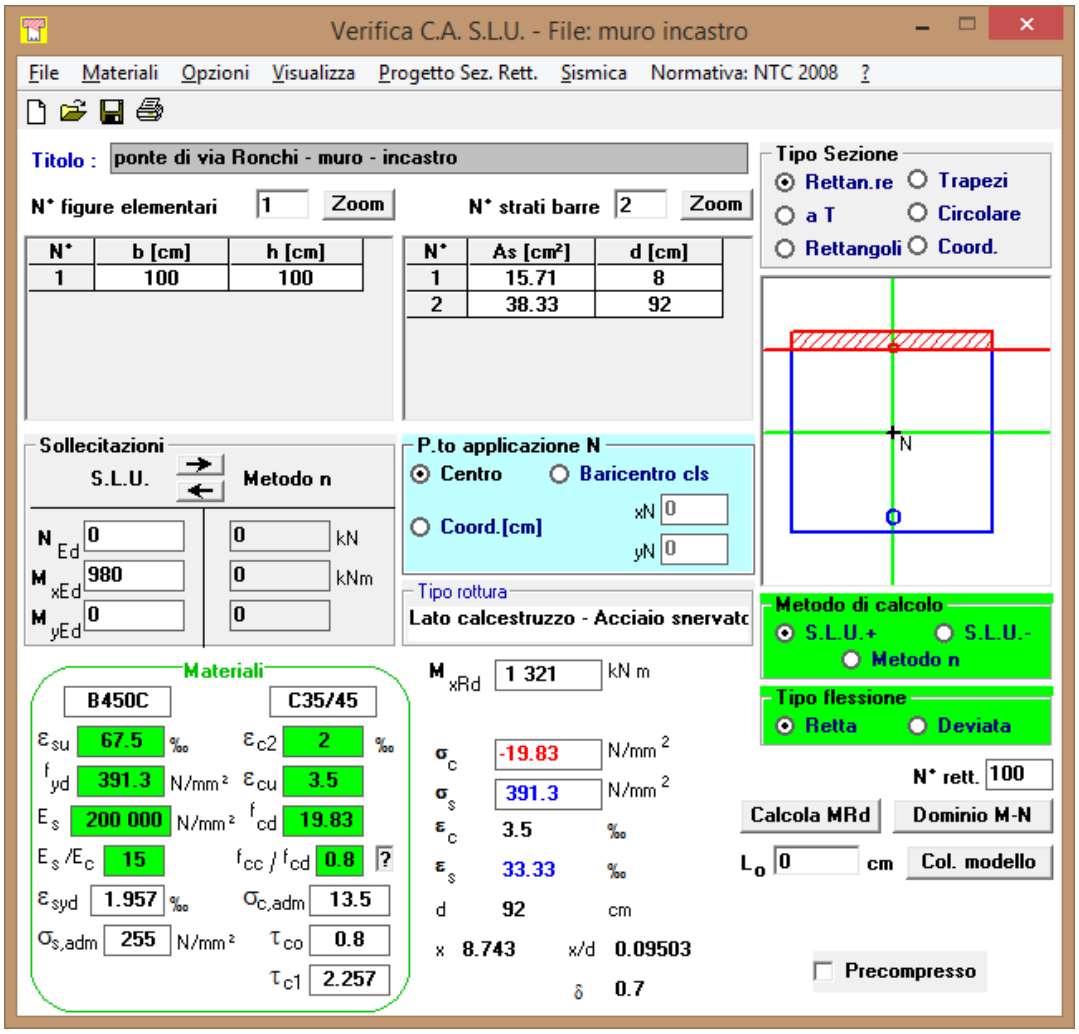
1.1.1.5 Taglio

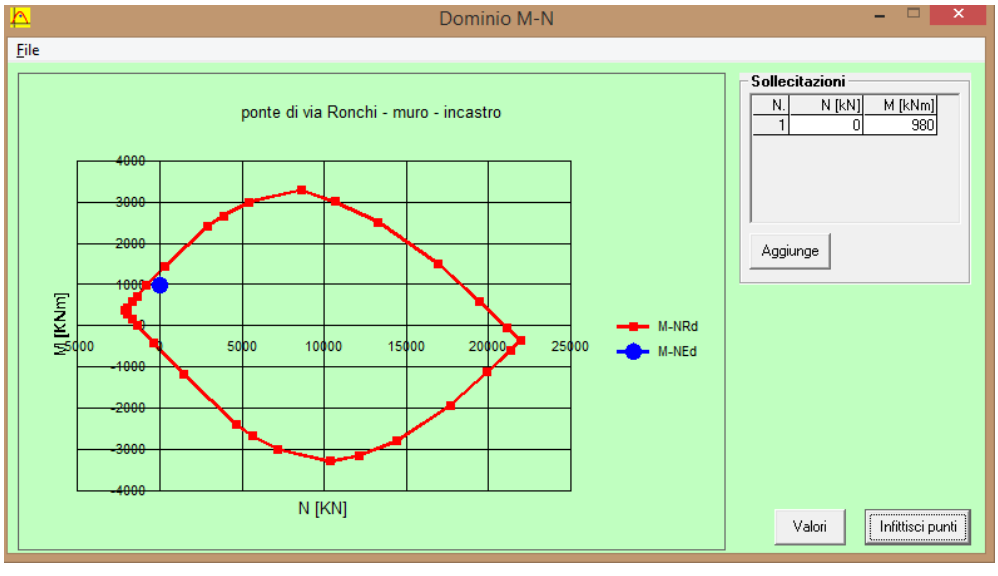
VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - secondo DM2008 punto 4.1.2.1.3					
GEOMETRIA SEZIONE					
base b_w	1000	[mm]	d utile	820	[mm]
altezza	900	[mm]	area	900000	[mm^2]
copriferro	80	[mm]			
MATERIALI			*calcestruzzo*		
			R_{ck}	45	[N/mm^2]
acciaio	B450C		f_{ck}	35	[N/mm^2]
f_{yk}	450	[N/mm^2]	γ_c	1.5	
γ_s	1.15		alfa cc	0.85	
f_{yd}	391	[N/mm^2]	f_{cd}	19.8	[N/mm^2]
			f'_{cd}	9.9	[N/mm^2]
SOLLECITAZIONE		**Vsd**	**544**	**[kN]**	
elementi senza armature trasversali resistenti a taglio				[punto 4.1.2.1.3.1]	
(per solai piastre e membrature --> si calcola la resistenza a trazione del cls)					
k	1.49				
v_{min}	0.378				
Asl	3833	[mm^2] area armatura longitudinale tesa			
ρ1	0.005	<	0.020		
σ_{cp}	0.000	<	3.967	[MPa]	
N_{Sd}	0	[kN]	sforzo di compressione		
V_{Rd}	373.17	[kN] $V_{Rd,min}$ =	310.02	[kN]	
V_{Rd}	**373.17**	[kN]			
Vrd < Vsd	**necessario mettere armatura trasversale a taglio**				
elementi con armature trasversali resistenti a taglio				[punto 4.1.2.1.3.2]	
ARMATURE					
alfa c	1.00				
diam.staffe	12	[mm]		Inclinazione variabile	
s	250	[mm] passo staffe		ω_{sw}	0.018
n° braccia	2			cot θ*	5.197
Asw	226	[mm^2] armatura trasversale			
alfa	90	[°]	inclinazione staffe-asse trave		
cot (alfa)	0.00				
sen (alfa)	1.00				
θ	21.8	[°]	inclinazione puntoni cls tra 21.8° e 45°		
cot (θ)	2.50		compreso tra 1,0 e 2,5		
resistenza offerta dall'armatura a taglio				653	[kN]
TAGLIO RESISTENTE					
resistenza di calcolo a taglio trazione				*formula 4.1.18*	
V_{Rds}	653	[kN]			
resistenza di calcolo a taglio compressione				*formula 4.1.19*	
V_{Rcd}	2524	[kN]			
resistenza a taglio (min Vrsd ; Vrcd)				*formula 4.1.20*	
V_{Rd}	**653**	**[kN]**	**sezione verificata a taglio**		

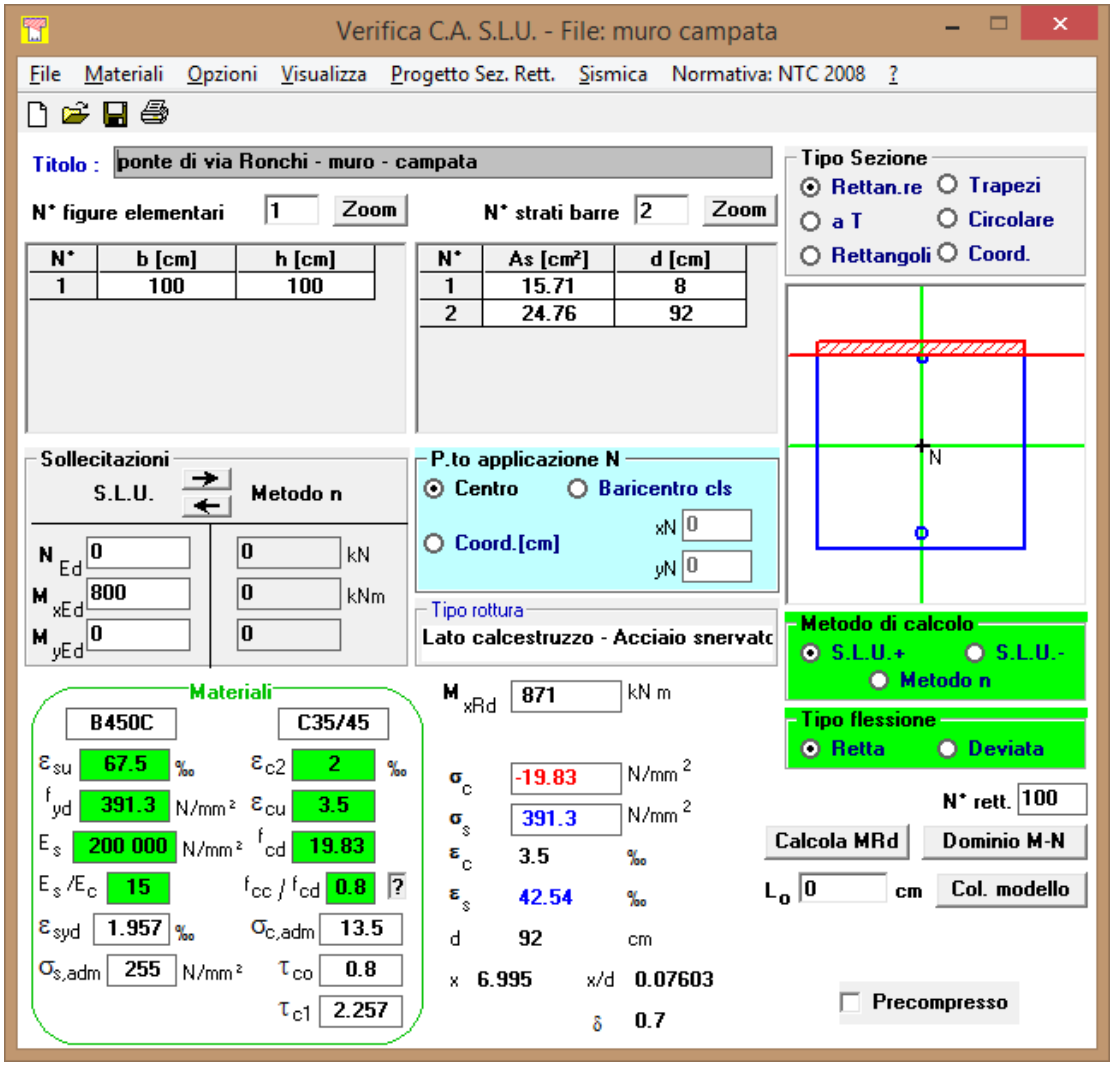
Si prevedono staffe a taglio agli appoggi in misura di Φ12/250 a 2 braccia.

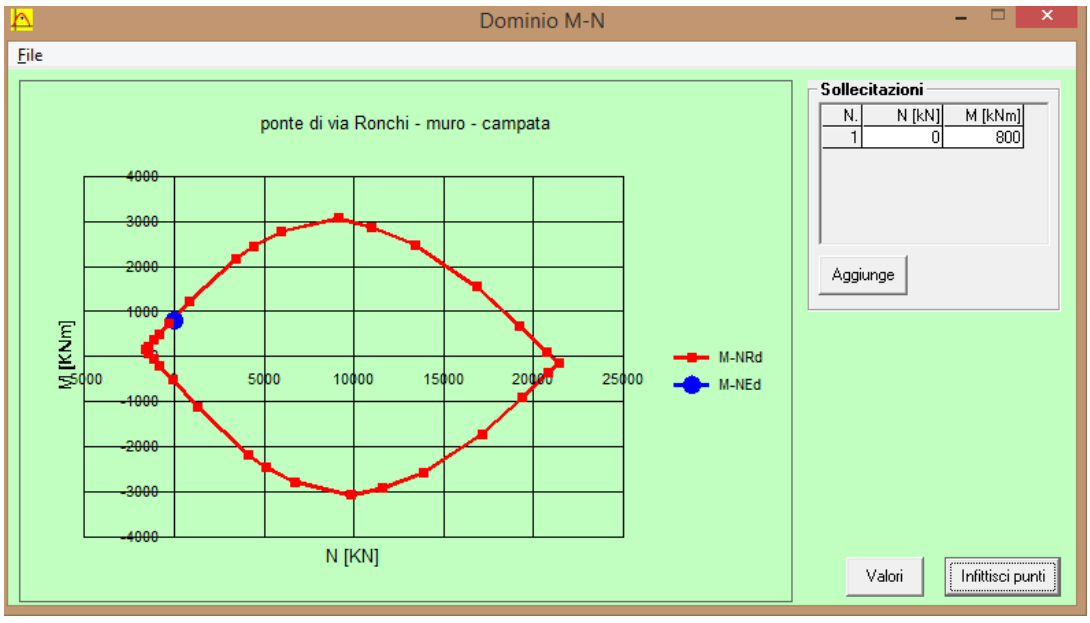
18.2.2. Muri laterali

1.1.1.6 Flessione verticale

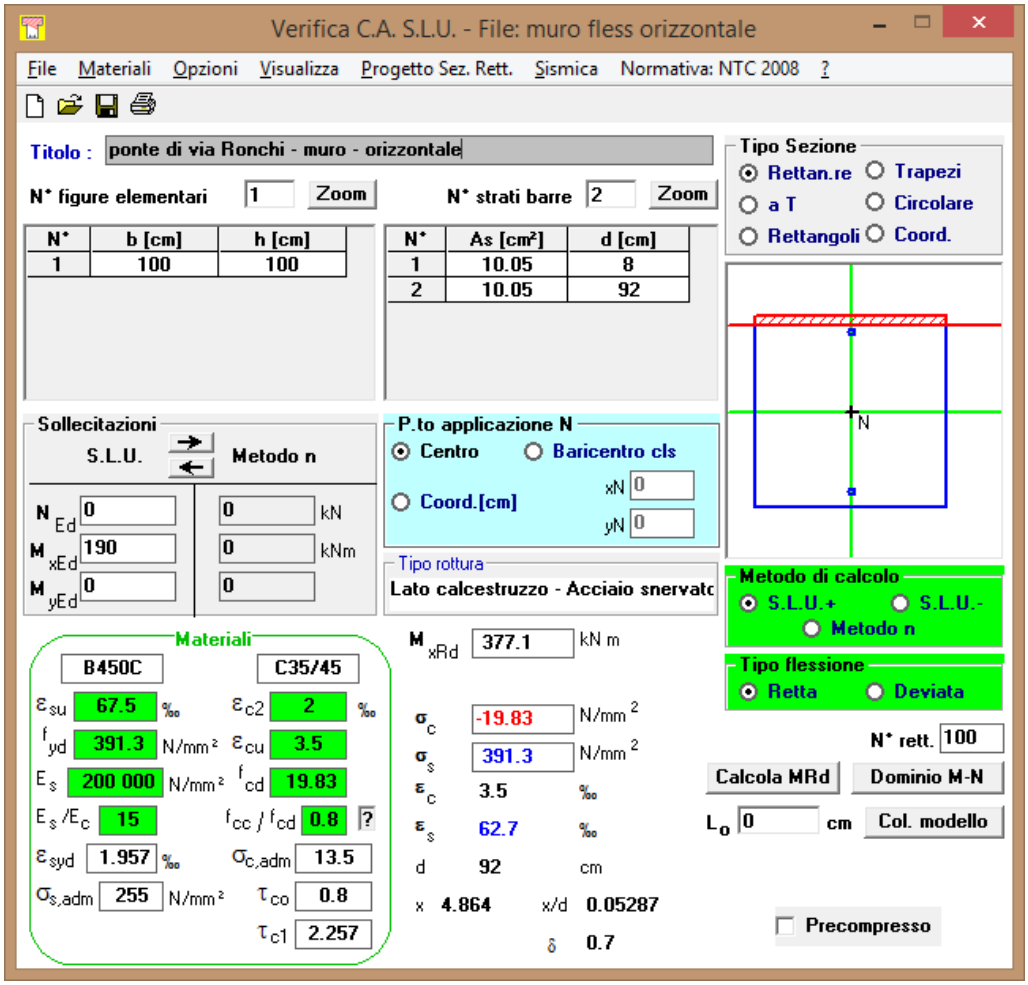


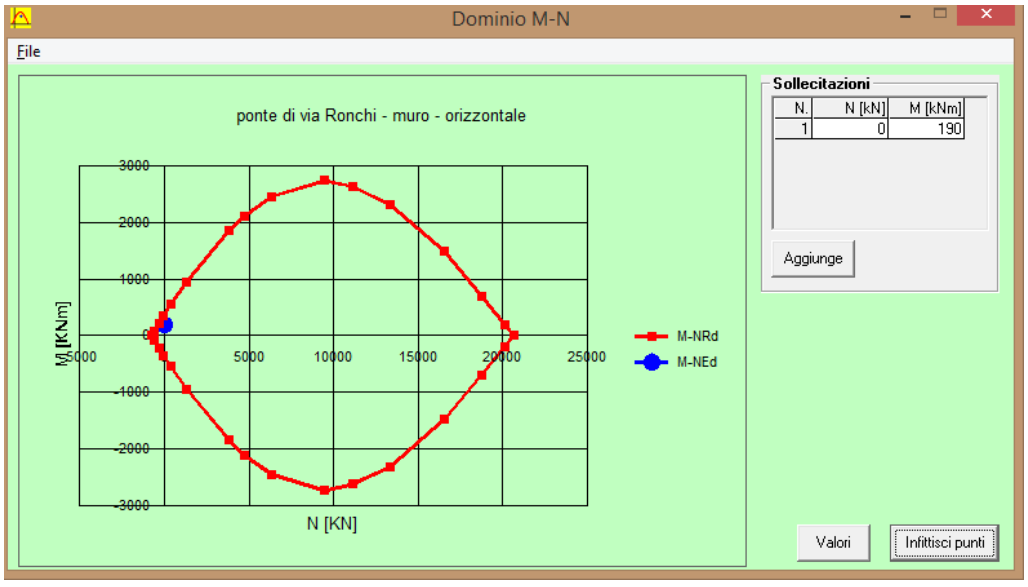



Verifica C.A. S.L.U. - File: muro campata
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?
Titolo : ponte di via Ronchi - muro - campata
N° figure elementari 1 Zoom
N° strati barre 2 Zoom
N° b [cm] h [cm]
1 100 100
N° As [cm²] d [cm]
1 15.71 8
2 24.76 92
Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.
N
Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N Ed 0 0 kN
M xEd 800 0 kNm
M yEd 0 0
P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0
Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n
Tipo flessione
Retta Deviata
Materiali
B450C C35/45
εsu 67.5 ‰ εc2 2 ‰
fyd 391.3 N/mm² εcu 3.5
Es 200 000 N/mm² fcd 19.83
Es /Ec 15 fcc / fcd 0.8 ?
εsyd 1.957 ‰ σc,adm 13.5
σs,adm 255 N/mm² τco 0.8
τc1 2.257
M xRd 871 kN m
σc -19.83 N/mm²
σs 391.3 N/mm²
εc 3.5 ‰
εs 42.54 ‰
d 92 cm
x 6.995 x/d 0.07603
δ 0.7
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
Lo 0 cm Col. modello
Precompresso


Dominio M-N
File
ponte di via Ronchi - muro - campata
M [KNm]
N [KN]
M-NRd
M-NEd
Sollecitazioni
N. N [kN] M [kNm]
1 0 800
Aggiunge
Valori
Infittisci punti

1.1.1.7 Flessione orizzontale



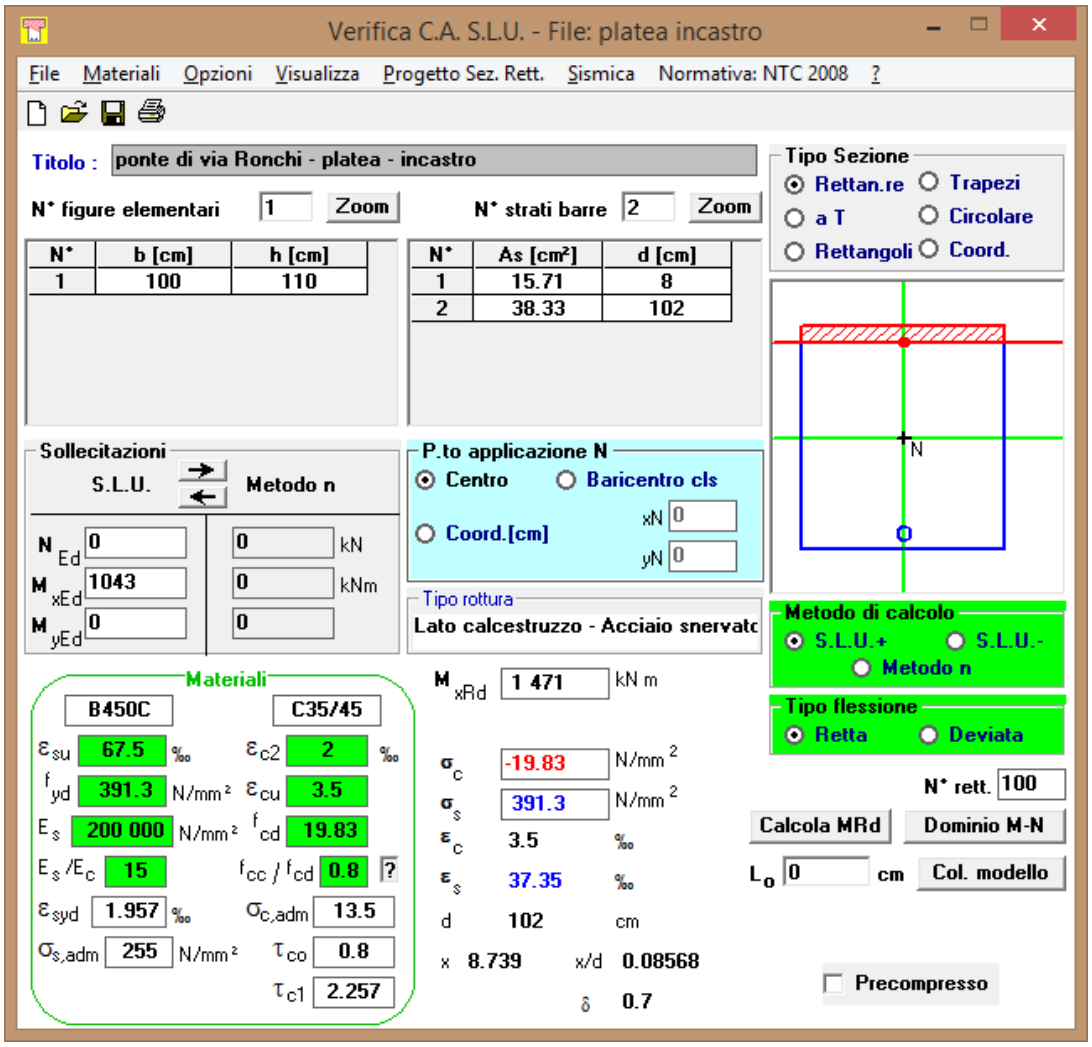


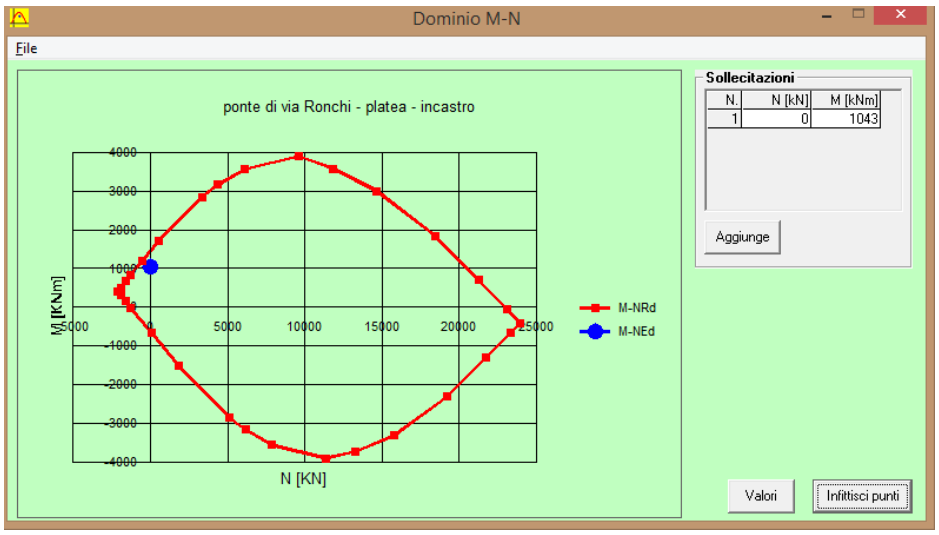
1.1.1.8 Taglio

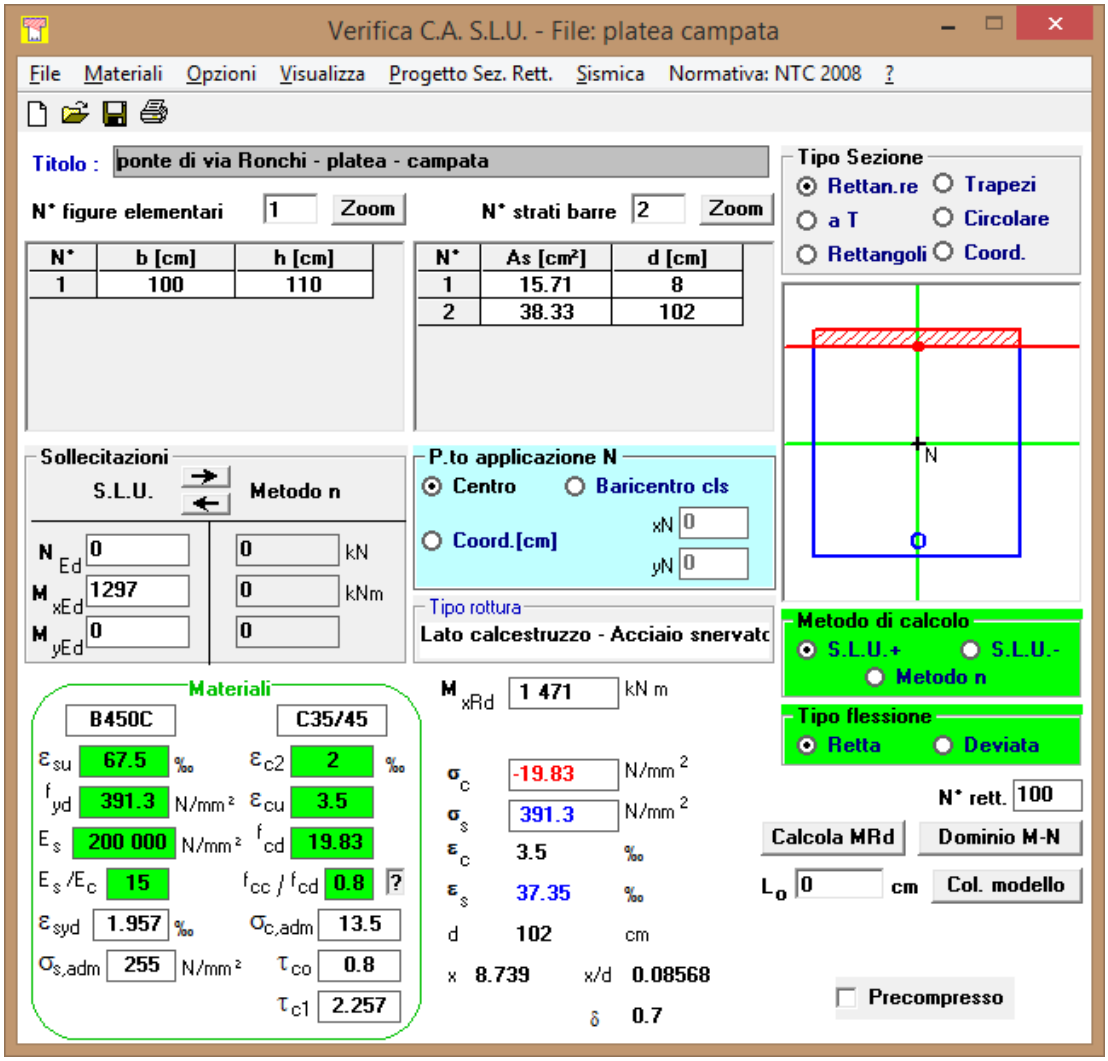
VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - secondo DM2008 punto 4.1.2.1.3					
GEOMETRIA SEZIONE					
base b_w	1000	[mm]	d utile	920	[mm]
altezza	1000	[mm]	area	1000000	[mm^2]
copriferro	80	[mm]			
MATERIALI			*calcestruzzo*		
			R_{ck}	45	[N/mm^2]
acciaio	B450C		f_{ck}	35	[N/mm^2]
f_{yk}	450	[N/mm^2]	γ_c	1.5	
γ_s	1.15		alfa cc	0.85	
f_{yd}	391	[N/mm^2]	f_{cd}	19.8	[N/mm^2]
			f'_{cd}	9.9	[N/mm^2]
SOLLECITAZIONE		**Vsd**	**220**	**[kN]**	
elementi senza armature trasversali resistenti a taglio				[punto 4.1.2.1.3.1]	
(per solai piastre e membrature --> si calcola la resistenza a trazione del cls)					
k	1.47				
v_{min}	0.368				
Asl	2476	[mm^2] area armatura longitudinale tesa			
ρ1	0.003	<	0.020		
σ_{cp}	0.000	<	3.967	[MPa]	
N_{Sd}	0	[kN]	sforzo di compressione		
V_{Rd}	341.87	[kN] $V_{Rd,min}$ =	338.22	[kN]	
V_{Rd}	**341.87**	[kN]			
Vrd > Vsd	**sezione verificata senza armature trasversali a taglio**				

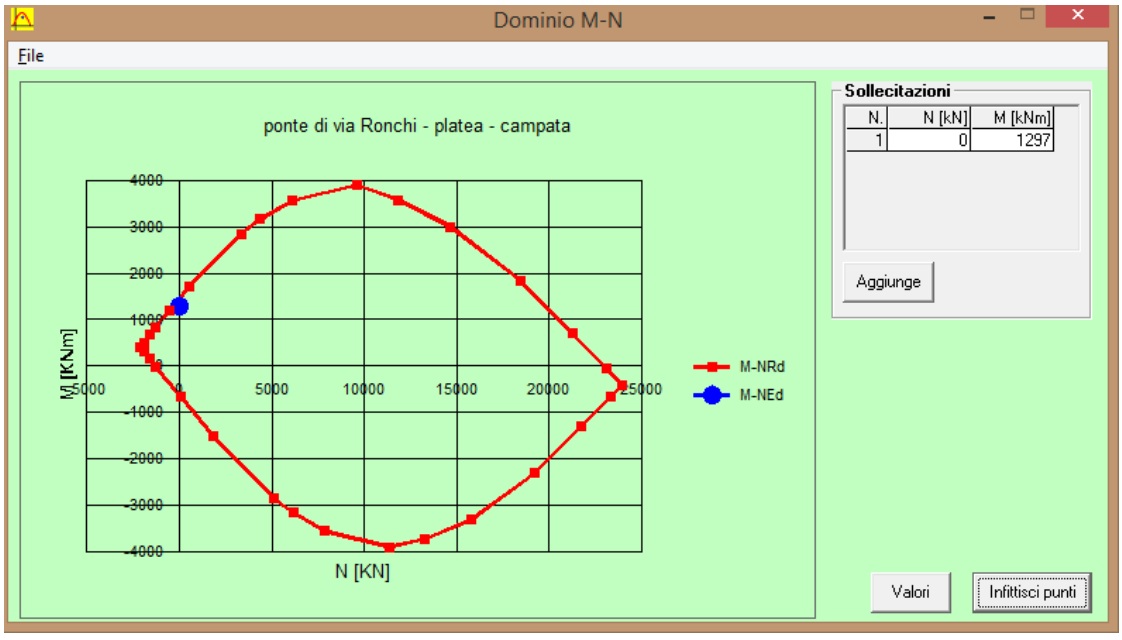
18.2.3. Platea

1.1.1.9 Flessione trasversale

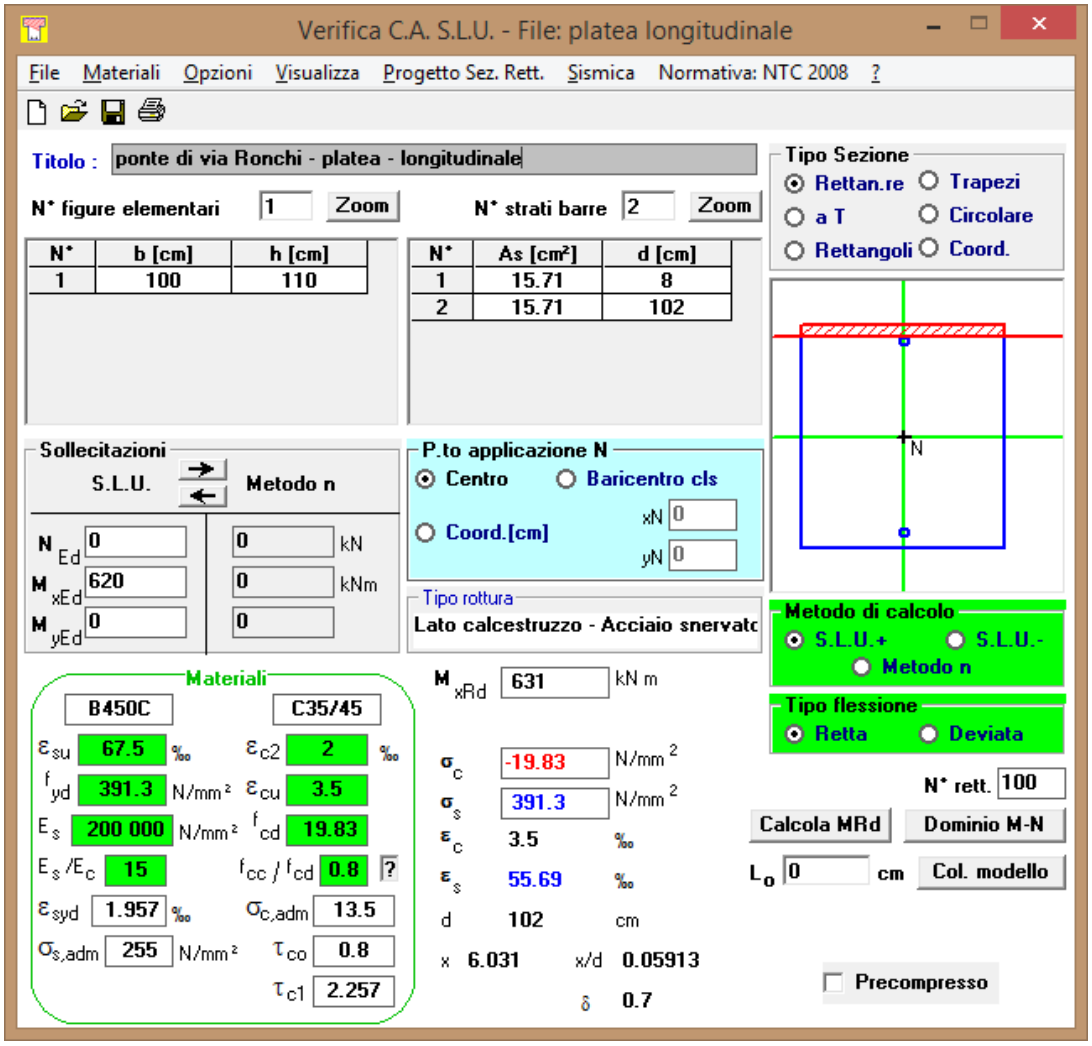


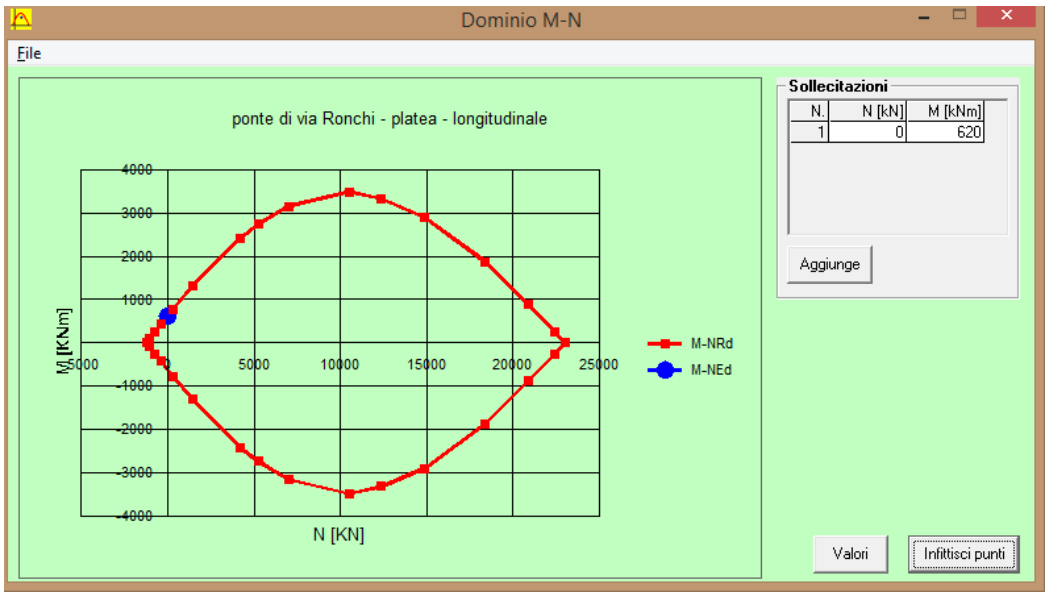



Verifica C.A. S.L.U. - File: platea campata
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?
Titolo : ponte di via Ronchi - platea - campata
N° figure elementari 1 Zoom
N° strati barre 2 Zoom
N° b [cm] h [cm]
1 100 110
N° As [cm²] d [cm]
1 15.71 8
2 38.33 102
Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.
N
O
Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n
N Ed 0 0 kN
M xEd 1297 0 kNm
M yEd 0 0
P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0
Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n
Tipo flessione
Retta Deviata
Materiali
B450C C35/45
εsu 67.5 ‰ εc2 2 ‰
fyd 391.3 N/mm² εcu 3.5
Es 200 000 N/mm² fcd 19.83
Es /Ec 15 fcc / fcd 0.8
εsyd 1.957 ‰ σc,adm 13.5
σs,adm 255 N/mm² τco 0.8
τc1 2.257
M xRd 1 471 kN m
σc -19.83 N/mm²
σs 391.3 N/mm²
εc 3.5 ‰
εs 37.35 ‰
d 102 cm
x 8.739 x/d 0.08568
δ 0.7
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
Lo 0 cm Col. modello
Precompresso


Dominio M-N
File
ponte di via Ronchi - platea - campata
M [KNm]
N [KN]
4000
3000
2000
1000
-1000
-2000
-3000
-4000
5000
10000
15000
20000
25000
M-NRd
M-NEd
Sollecitazioni
N. N [kN] M [kNm]
1 0 1297
Aggiunge
Valori
Infittisci punti

1.1.1.10 Flessione longitudinale





1.1.1.11 Taglio

VERIFICA A TAGLIO DI SEZIONI IN C.A. - secondo DM2008 punto 4.1.2.1.3					
GEOMETRIA SEZIONE					
base b_w	1000	[mm]	d utile	1020	[mm]
altezza	1100	[mm]	area	1100000	[mm^2]
copriferro	80	[mm]			
MATERIALI			*calcestruzzo*		
			R_{ck}	45	[N/mm^2]
acciaio	B450C		f_{ck}	35	[N/mm^2]
f_{yk}	450	[N/mm^2]	γ_c	1.5	
γ_s	1.15		alfa cc	0.85	
f_{yd}	391	[N/mm^2]	f_{cd}	19.8	[N/mm^2]
			f'_{cd}	9.9	[N/mm^2]
SOLLECITAZIONE		**Vsd**	**400**	**[kN]**	
elementi senza armature trasversali resistenti a taglio				[punto 4.1.2.1.3.1]	
(per solai piastre e membrature --> si calcola la resistenza a trazione del cls)					
k	1.44				
v_{min}	0.359				
Asl	3833	[mm^2] area armatura longitudinale tesa			
$\rho 1$	0.004	<	0.020		
σ_{cp}	0.000	<	3.967	[MPa]	
N_{Sd}	0	[kN]	sforzo di compressione		
V_{Rd}	416.86	[kN]	$V_{Rd,min}$ =	366.03	[kN]
V_{Rd}	**416.86**	[kN]			
Vrd > Vsd	**sezione verificata senza armature trasversali a taglio**				

18.3. Verifiche SLE

18.3.1. Tensioni – Fessurazioni

Si effettuano le verifiche sull'elemento maggiormente sollecitato a flessione, ovvero la soletta.

VERIFICA SEZIONE IN C.A. AGLI SLE

secondo NTC08 § 4.1.2.2 e Eurocodice 2 § 7.3

Caratteristiche materiale						
Cls	R_{ck}	45	MPa	Acciaio	450	C
	f_{ck}	35	MPa			
	g_c	1.5	MPa	f_{yk}	450	MPa
	a_{cc}	0.85		g_s	1.15	
	f_{cd}	21.2	MPa	f_{yd}	391.3	MPa
	E_{cm}	34.077	GPa	E_s	210000	MPa
	f_{cm}	43	MPa			
	f_{ctm}	3.21	MPa			

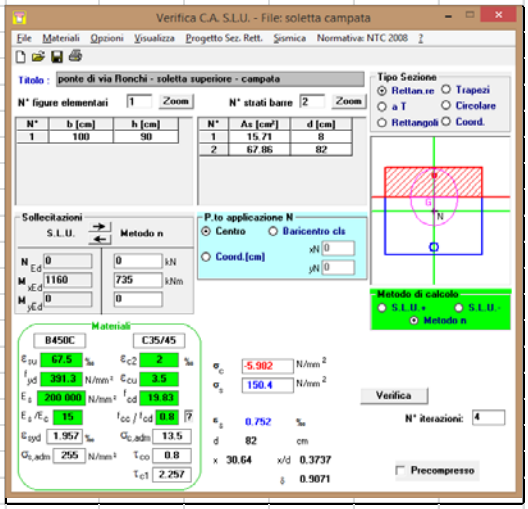
elemento	soletta superiore	Geometria della sezione		
sezione	trasversale (campata)	b	100	cm
		h	90	cm
		c	7	cm

Armatura	n	ϕ	n	ϕ	A_{tot}
		[mm]		[mm]	[cm^2]
Tesa	10	**24**	5	**24**	**67.86**
Compressa	5	**20**	0	**0**	**15.71**

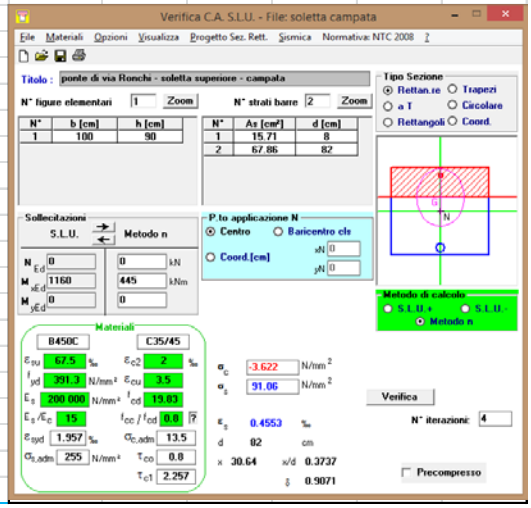
Sollecitaz. agenti	N [kN]	M [kNm]
SLE_RARA	0	840
SLE_FR	0	735
SLE_QP	0	445

TENSIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO								
cls	*RARA*	σ_c	7.00	MPa	< 0.60*fck :	21	Mpa	**verificato**
	QPERM	σ_c	3.60	MPa	< 0.45*fck :	15.75	Mpa	**verificato**
acciaio	*RARA*	σ_s	172.0	MPa	< 0.80*fyk :	360	Mpa	**verificato**

APERTURA DELLE FESSURE CON CALCOLO DIRETTO-SLE_frequente					
b	100	cm	$s_{r,max}$	343	mm
h	90	cm	$e_{sm} - e_{cm}$	0.00052	
c	7	cm	*check*	0.00043	
n	15				
M_{freq}	735	kN m			
k_1	0.8	*Aderenza migliorata*			
k_2	0.5	*Flessione*			
k_t	0.4	*Lungo periodo*			
w_{max}	0.2	mm	w_k	0.179	mm
d	83	cm			
ϕ_{eq}	24.0	mm	***verificato! wk<wmax***		
x	30.8	cm			
$h_{c,eff}$	17.5	cm			
$A_{c,eff}$	1750.00	cm^2			
$r_{p,eff}$	0.0388				
J_n	3880949	cm^4			
s_s	150.4	MPa			
a_e	6.16				



APERTURA DELLE FESSURE CON CALCOLO DIRETTO-SLE_quasi perm					
b	100	cm	$s_{r,max}$	343	mm
h	90	cm	$e_{sm} - e_{cm}$	0.00024	
c	7	cm	*check*	0.00026	
n	15				
M_{qperm}	445	kN m			
k_1	0.8	*Aderenza migliorata*			
k_2	0.5	*Flessione*			
k_t	0.4	*Lungo periodo*			
w_{max}	0.2	mm	w_k	0.089	mm
d	83	cm			
ϕF_{eq}	24.0	mm	***verificato! wk<wmax***		
x	30.8	cm			
$h_{c,eff}$	17.5	cm			
$A_{c,eff}$	1750.00	cm^2			
$r_{p,eff}$	0.0388				
J_n	3880949	cm^4			
s_s	91.0	MPa			
a_e	6.16				



Vengono aggiunti ulteriori 5Φ24 inferiori nella zona centrale (campata) del lato di luce maggiore della soletta.

VERIFICA SEZIONE IN C.A. AGLI SLE

secondo NTC08 § 4.1.2.2 e Eurocodice 2 § 7.3

Caratteristiche materiale						
Cls	R_{ck}	**45**	MPa	**Acciaio**	**450**	**C**
	f_{ck}	35	MPa			
	g_c	1.5	MPa	f_{yk}	450	MPa
	a_{cc}	0.85		g_s	1.15	
	f_{cd}	21.2	MPa	f_{yd}	391.3	MPa
	E_{cm}	34.077	GPa	E_s	210000	MPa
	f_{cm}	43	MPa			
	f_{ctm}	3.21	MPa			

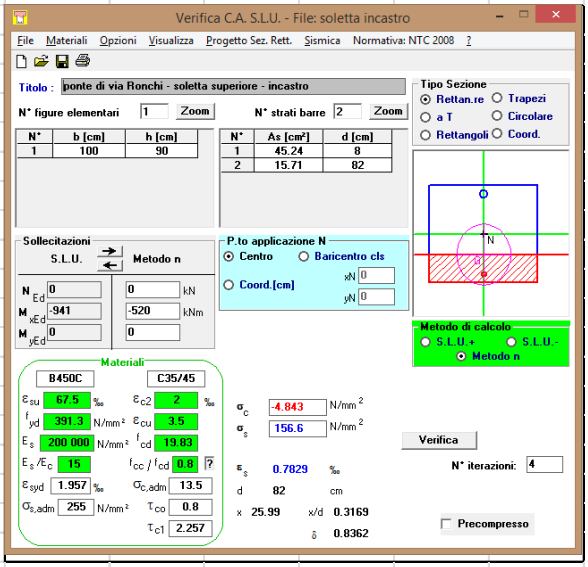
elemento	soletta superiore	Geometria della sezione		
sezione	trasversale (incastro)	**b**	100	cm
		h	90	cm
		c	7	cm

Armatura	n	ϕ [mm]	n	ϕ [mm]	A_{tot} [cm^2]
Tesa	5	**24**	5	**24**	**45.24**
Compressa	5	**20**	0	**0**	**15.71**

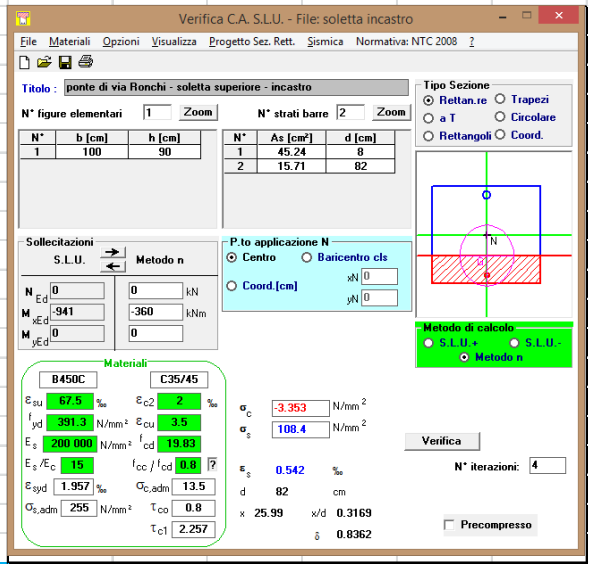
Sollecitaz. agenti	N [kN]	M [kNm]
SLE_RARA	0	640
SLE_FR	0	520
SLE_QP	0	360

TENSIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO								
cls	*RARA*	σ_c	6.00	MPa	< 0.60*fck =	21	Mpa	**verificato**
	QPERM	σ_c	3.35	MPa	< 0.45*fck =	15.75	Mpa	**verificato**
acciaio	*RARA*	σ_s	193.0	MPa	< 0.80*fyk =	360	Mpa	**verificato**

APERTURA DELLE FESSURE CON CALCOLO DIRETTO-SLE_frequente						
b	100	cm		$s_{r,max}$	396	mm
h	90	cm		$e_{sm} - e_{cm}$	0.00047	
c	7	cm		*check*	0.00045	
n	15					
M_{freq}	520	kN m				
k_1	0.8	*Aderenza migliorata*				
k_2	0.5	*Flessione*				
k_t	0.4	*Lungo periodo*				
w_{max}	**0.2**	**mm**		w_k	**0.187**	**mm**
d	83	cm				
ϕ_{eq}	24.0	mm		*verificato! wk<wmax*		
x	26.1	cm				
$h_{c,eff}$	17.5	cm				
$A_{c,eff}$	1750.00	cm^2				
$r_{p,eff}$	0.0259					
J_n	2875599	cm^4				
s_s	157.0	MPa				
a_e	6.16					



APERTURA DELLE FESSURE CON CALCOLO DIRETTO-SLE_quasi perm						
b	100	cm		$s_{r,max}$	396	mm
h	90	cm		$e_{sm} - e_{cm}$	0.00024	
c	7	cm		*check*	0.00031	
n	15					
M_{qperm}	360	kN m				
k_1	0.8	*Aderenza migliorata*				
k_2	0.5	*Flessione*				
k_t	0.4	*Lungo periodo*				
w_{max}	**0.2**	**mm**		w_k	**0.123**	**mm**
d	83	cm				
ϕF_{eq}	24.0	mm		*verificato! wk<wmax*		
x	26.1	cm				
$h_{c,eff}$	17.5	cm				
$A_{c,eff}$	1750.00	cm^2				
$r_{p,eff}$	0.0259					
J_n	2875599	cm^4				
s_S	108.4	MPa				
a_e	6.16					



VERIFICA SEZIONE IN C.A. AGLI SLE

secondo NTC08 § 4.1.2.2 e Eurocodice 2 § 7.3

Caratteristiche materiale						
Cls	**R_{ck}**	**45**	MPa	**Acciaio**	**450**	**C**
	f_{ck}	35	MPa			
	g_c	1.5	MPa	**f_{yk}**	450	MPa
	a_{cc}	0.85		**g_s**	1.15	
	f_{cd}	21.2	MPa	**f_{yd}**	391.3	MPa
	E_{cm}	34.077	GPa	**E_s**	210000	MPa
	f_{cm}	43	MPa			
	f_{ctm}	3.21	MPa			

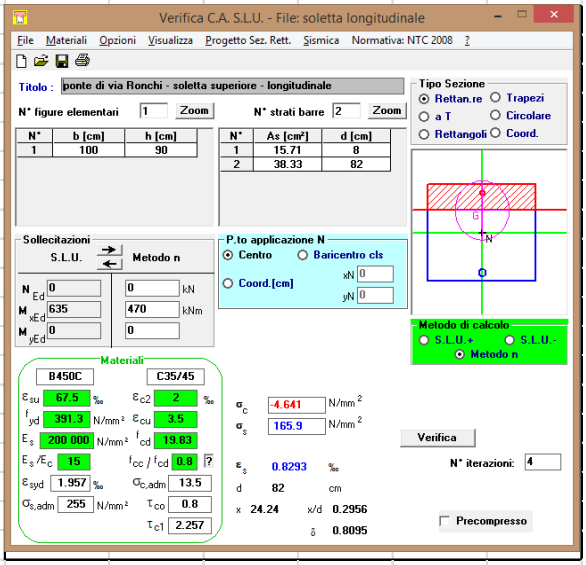
elemento	soletta superiore	Geometria della sezione		
sezione	longitudinale	b	100	cm
		h	90	cm
		c	7	cm

Armatura	n	ϕ [mm]	n	ϕ [mm]	A_{tot} [cm^2]
Tesa	5	**20**	5	**24**	**38.33**
Compressa	5	**20**	0	**0**	**15.71**

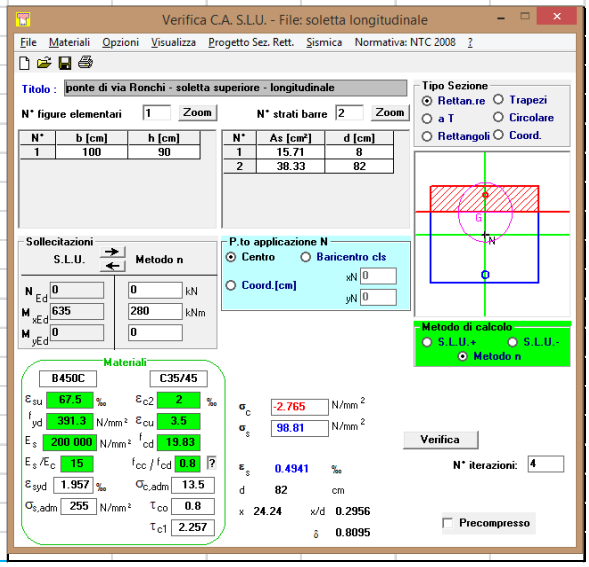
Sollecitaz. agenti	N [kN]	M [kNm]
SLE_RARA	0	540
SLE_FR	0	470
SLE_QP	0	280

TENSIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO								
cls	*RARA*	σ_c	5.30	MPa	< 0.60*fck =	21	Mpa	**verificato**
	QPERM	σ_c	2.80	MPa	< 0.45*fck =	15.75	Mpa	**verificato**
acciaio	*RARA*	σ_s	190.0	MPa	< 0.80*fyk =	360	Mpa	**verificato**

APERTURA DELLE FESSURE CON CALCOLO DIRETTO-SLE_frequente						
b	100	cm		**$s_{r,max}$**	410	mm
h	90	cm		**e_{sm} - e_{cm}**	0.00047	
c	7	cm		*check*	0.00047	
n	15					
M_{freq}	470	kN m				
k_1	0.8	*Aderenza migliorata*				
k_2	0.5	*Flessione*				
k_t	0.4	*Lungo periodo*				
w_{max}	**0.2**	**mm**		**w_k**	**0.195**	**mm**
d	83	cm				
ϕ_{eq}	22.2	mm		*verificato! wk<wmax*		
x	24.3	cm				
$h_{c,eff}$	17.5	cm				
$A_{c,eff}$	1750.00	cm^2				
$r_{p,eff}$	0.0219					
J_n	2529775	cm^4				
s_s	166.0	MPa				
a_e	6.16					



APERTURA DELLE FESSURE CON CALCOLO DIRETTO-SLE_quasi perm						
b	100	cm		**$s_{r,max}$**	410	mm
h	90	cm		**e_{sm} - e_{cm}**	0.00015	
c	7	cm		*check*	0.00028	
n	15					
M_{qperm}	280	kN m				
k_1	0.8	*Aderenza migliorata*				
k_2	0.5	*Flessione*				
k_t	0.4	*Lungo periodo*				
w_{max}	**0.2**	**mm**		**w_k**	**0.116**	**mm**
d	83	cm				
ϕF_{eq}	22.2	mm		*verificato! wk<wmax*		
x	24.3	cm				
$h_{c,eff}$	17.5	cm				
$A_{c,eff}$	1750.00	cm^2				
$r_{p,eff}$	0.0219					
J_n	2529775	cm^4				
s_s	99.0	MPa				
a_e	6.16					



19. STRUTTURE SECONDARIE

19.1. Descrizione

Nel presente capitolo si riporteranno i calcoli e le verifiche relative a 3 strutture in acciaio:

- ponte reggi tubi;
- ponte cavidotti Terna;
- passerella pedonale.

Si tratta di strutture reticolari in acciaio con grigliato metallico, di differenti luci e dimensioni; le prime 2 sono opera per il passaggio di sottoservizi, la terza è per il passaggio pedonale.

Nel seguito si riporteranno brevemente le caratteristiche generali di calcolo.

19.2. Materiali utilizzati

Per I materiali impiegati nelle seguenti strutture si rimanda a quanto riportato al § 4.

19.3. Carichi agenti

19.3.1. Pesi propri strutturali (G1)

Il peso proprio dell'acciaio è pari a 7850 daN/m^3 e viene calcolato in automatico dal programma.

19.3.2. Permanenti portati (G2)

I carichi di questa categoria sono:

grigliato metallico	0.40 kN/m^2	
baulatura tubi in cls	10,0 kN/m^2	solo su ponte cavidotti terna
tubi olio dn150mm	0.50 kN/m^2	

19.3.3. Accidentali (Q1)

I carichi di questa categoria si riferiscono alla manutenzione, categoria H3 della tabella seguente, e verranno presi pari a 1.00 kN/m2

Tabella 3.1.II – *Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici*

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m^2]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	**Ambienti ad uso residenziale.** Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	**Uffici.**			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
C	**Ambienti suscettibili di affollamento**			
	Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	**Ambienti ad uso commerciale.**			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie…	5,00	5,00	2,00
E	**Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.**			
	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	6,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	—	—	—
F-G	**Rimesse e parcheggi.**			
	Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	—	—	—
H	**Coperture e sottotetti**			
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 Coperture praticabili	secondo categoria di appartenenza		
	Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	—	—	—
*	non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati			
**	per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso			

Data la provvisorietà delle strutture sono state trascurate le azioni di vento e sisma.

19.4. Metodi di analisi e di verifica

Il calcolo delle sollecitazioni ed il metodo di verifica degli elementi strutturali seguono i principi della scienza delle costruzioni ed il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

19.4.1. Capacità resistente delle sezioni

La capacità resistente delle sezioni deve essere valutata nei confronti delle sollecitazioni di trazione o compressione, flessione, taglio e torsione, determinando anche gli effetti indotti sulla resistenza dalla presenza combinata di più sollecitazioni.

La capacità resistente della sezione si determina con il seguente metodo:

Metodo elastico (E)

Si assume un comportamento elastico lineare del materiale, sino al raggiungimento della condizione di snervamento.

Il metodo può applicarsi a tutte le classi di sezioni, con l'avvertenza di riferirsi al metodo delle sezioni efficaci o a metodi equivalenti, nel caso di sezioni di classe 4.

19.4.2. Metodi di analisi globale

L'analisi globale della struttura viene condotta con il seguente metodo:

Metodo elastico (E)

Si valutano gli effetti delle azioni nell'ipotesi che il legame tensione-deformazione del materiale sia indefinitamente lineare.

Il metodo è applicabile a strutture composte da sezioni di classe qualsiasi.

La resistenza delle sezioni viene valutata col metodo elastico.

19.4.3. Verifiche

Tenuto conto degli schemi di calcolo adottati e delle considerazioni sullo stato di sollecitazione dei diversi elementi strutturali esposte nel paragrafo precedente sono state eseguite le seguenti verifiche:

1.1.1.12 Stati limite ultimi

- trazione
- compressione
- flessione monoassiale (retta)
- taglio
- presso o tenso flessione biassiale
- instabilità
- snellezza

Gli elementi strutturali vengono verificati secondo quanto riportato al paragrafo § 4.2.4 delle NTC08, considerando le combinazioni SLU+SISM, secondo gli effetti che forniscono le sollecitazioni più sfavorevoli.

Per rapporto di verifica si intende il rapporto tra il valore della sollecitazione indicato col pedice *Ed* e il valore resistente indicato col pedica *Rd*.

Per ogni ulteriore approfondimento le formule adottate sono quelle riportate al § 4.2.4.1 delle NTC08.

1.1.1.13 Stati limite di esercizio (SLE)

Inflessione delle travi

La deformazione verticale alla combinazione caratteristica viene limitata a L/250 per le travi;

Tabella 4.2.X *Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie*

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	
In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.		

Nel caso della passerella pedonale si limita l'inflessione a L/400.

Nel caso del sostegno dei cavidotti terna si limita la freccia massima a 1.0cm, ovvero L/1200.

19.5. Ponte reggi tubi

19.5.1. Caratteristiche e sollecitazioni agenti

Si tratta di una struttura reticolare di altezza 70cm e dimensioni in pianta 7.0 (luce) x 5.0 m (larghezza).

Si riporta immagine del modello di calcolo e delle sollecitazioni agenti:

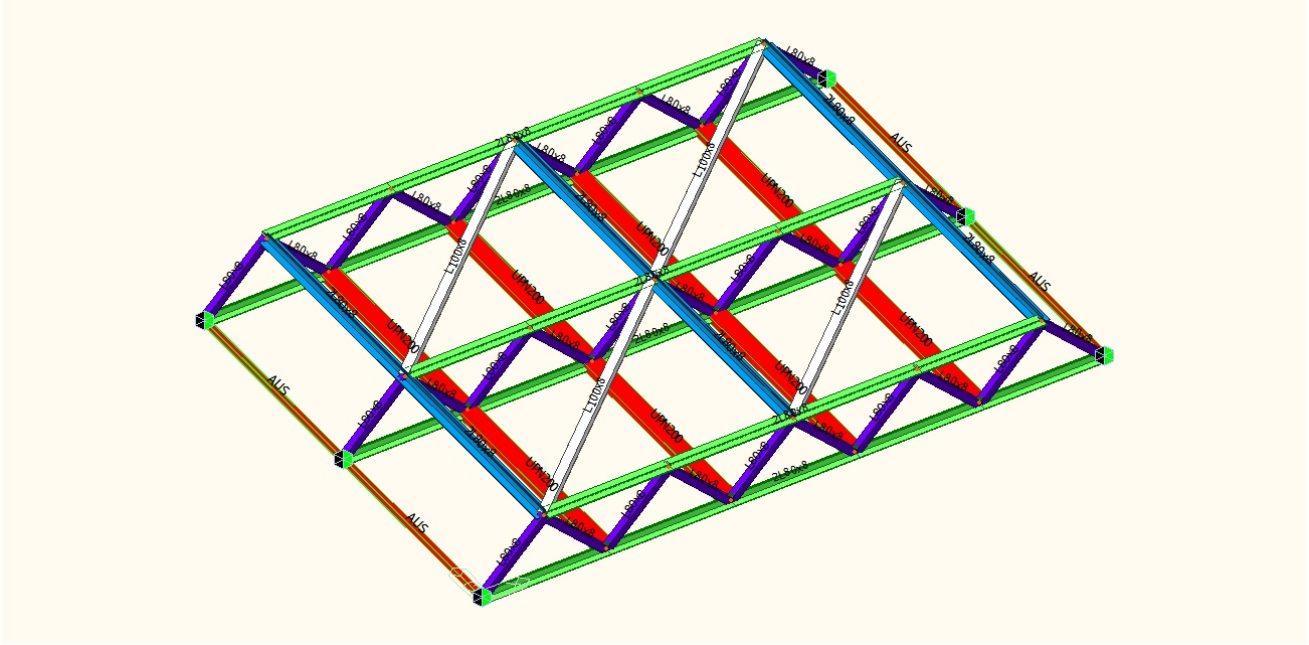


Figura 53 vista del modello di calcolo

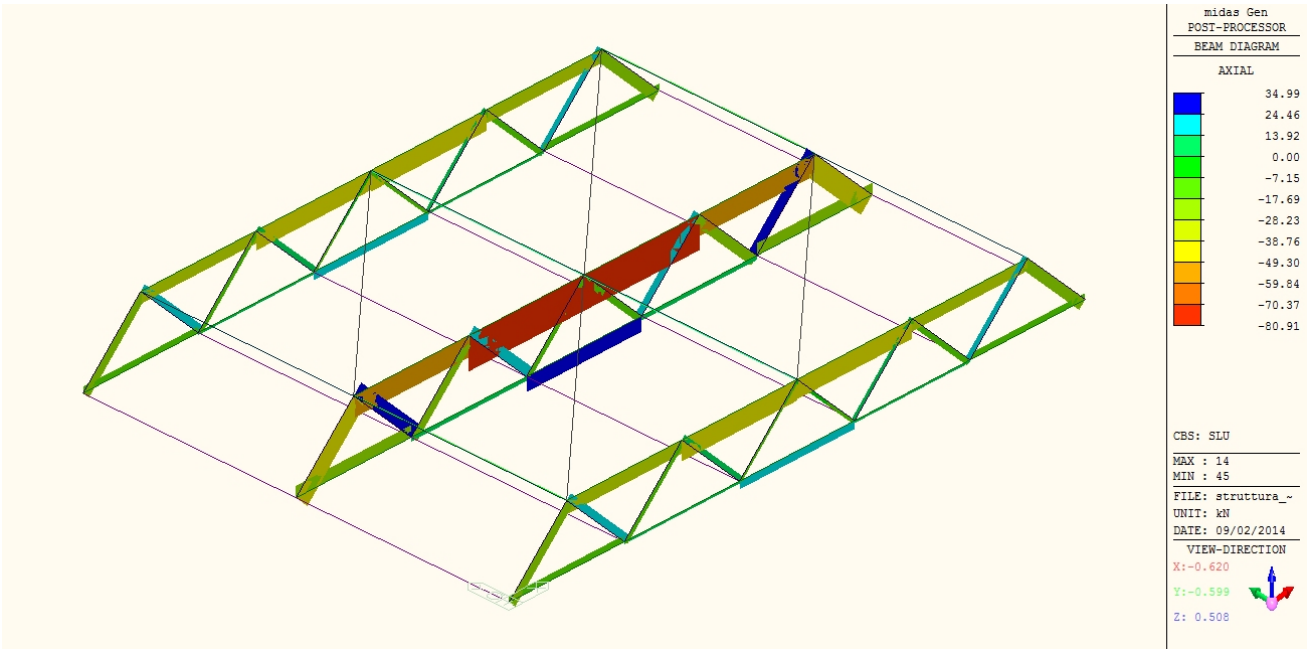


Figura 54 Fx

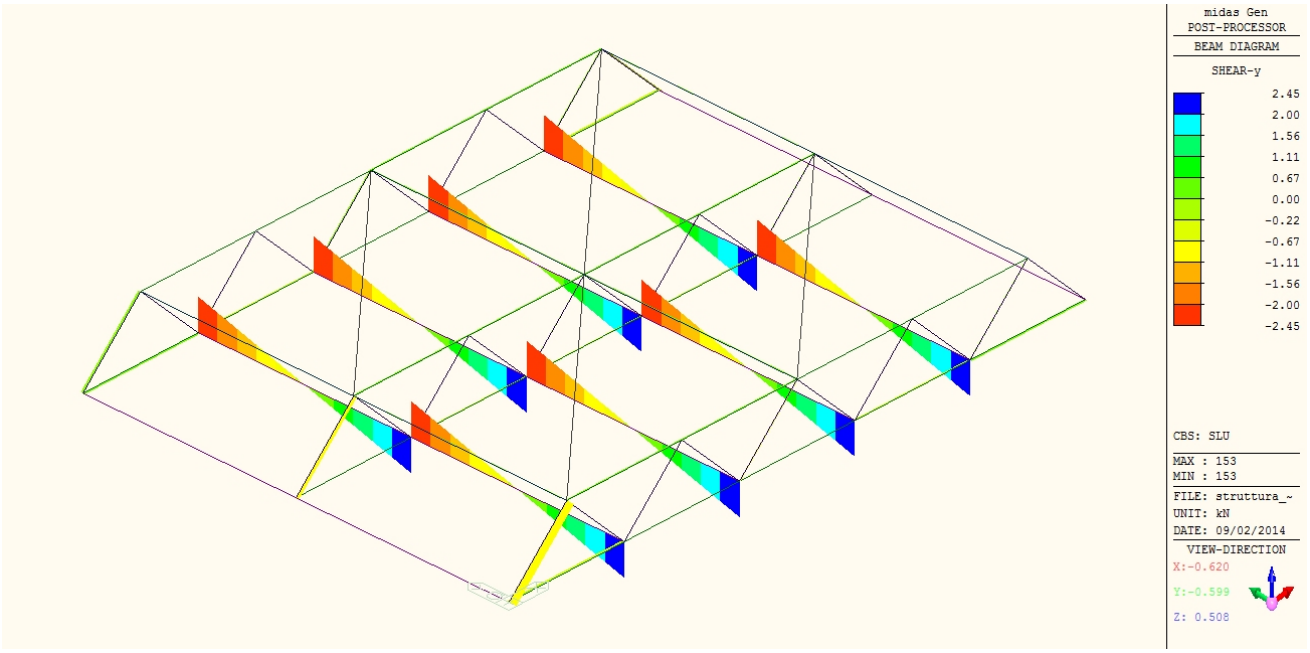


Figura 55 Fy

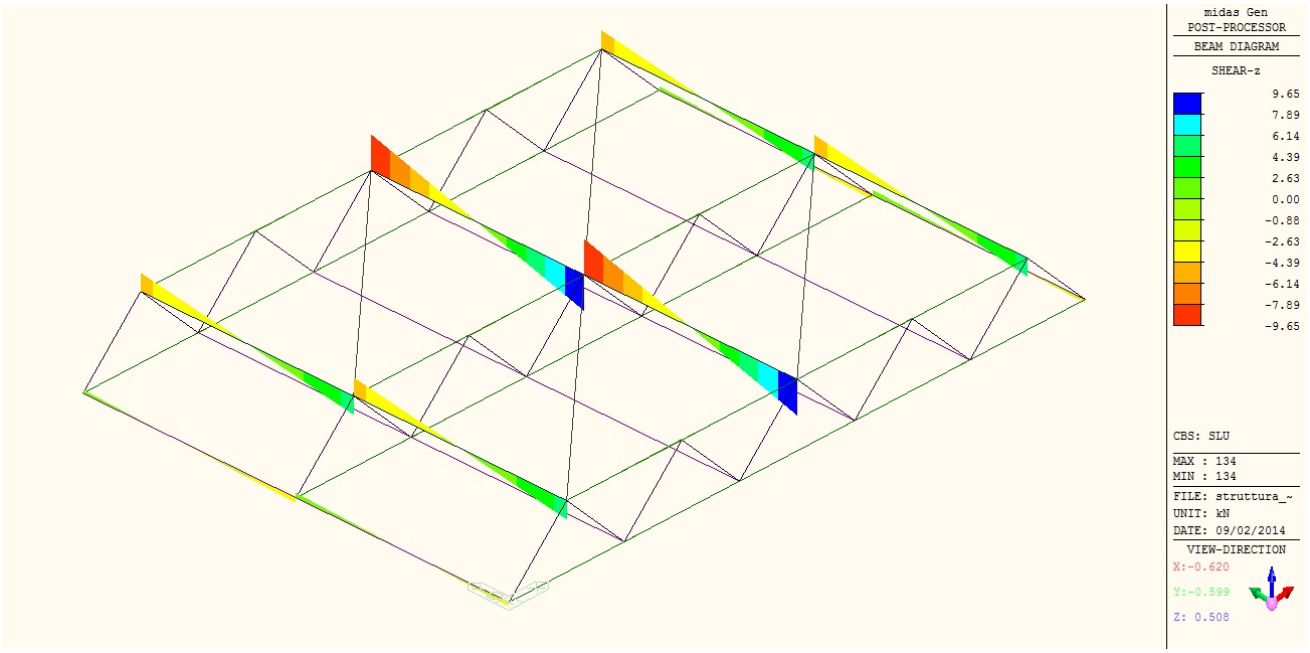


Figura 56 Fz

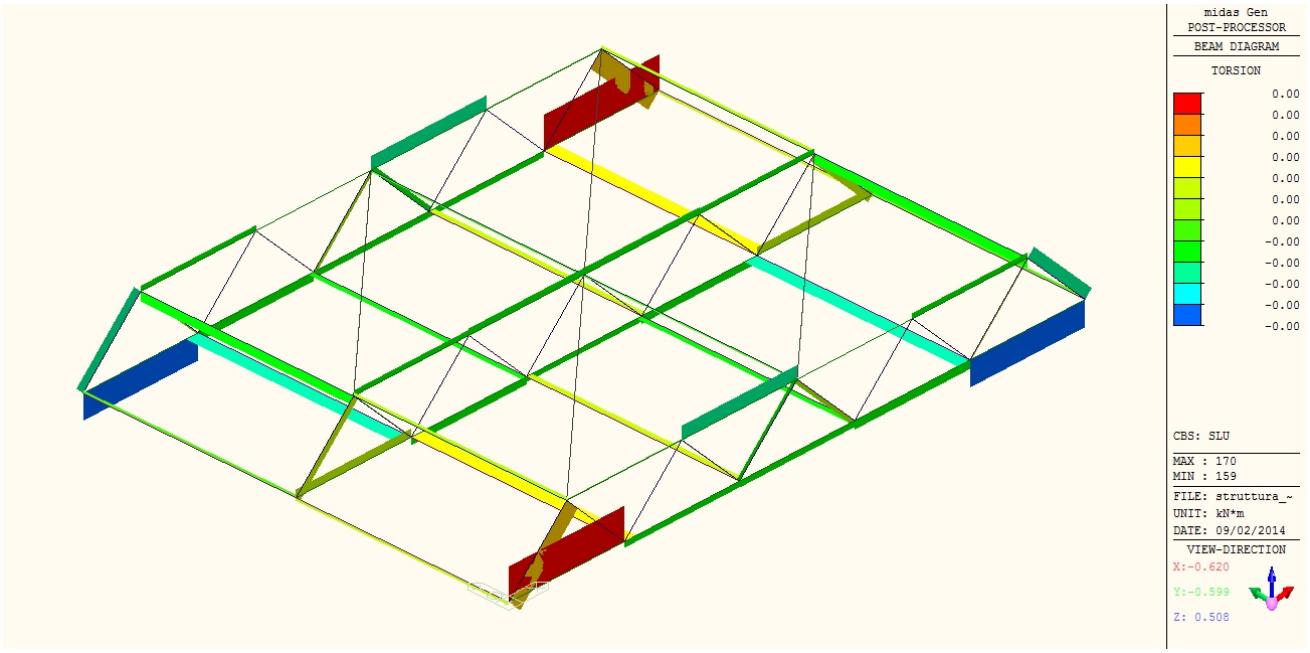


Figura 57 Mx

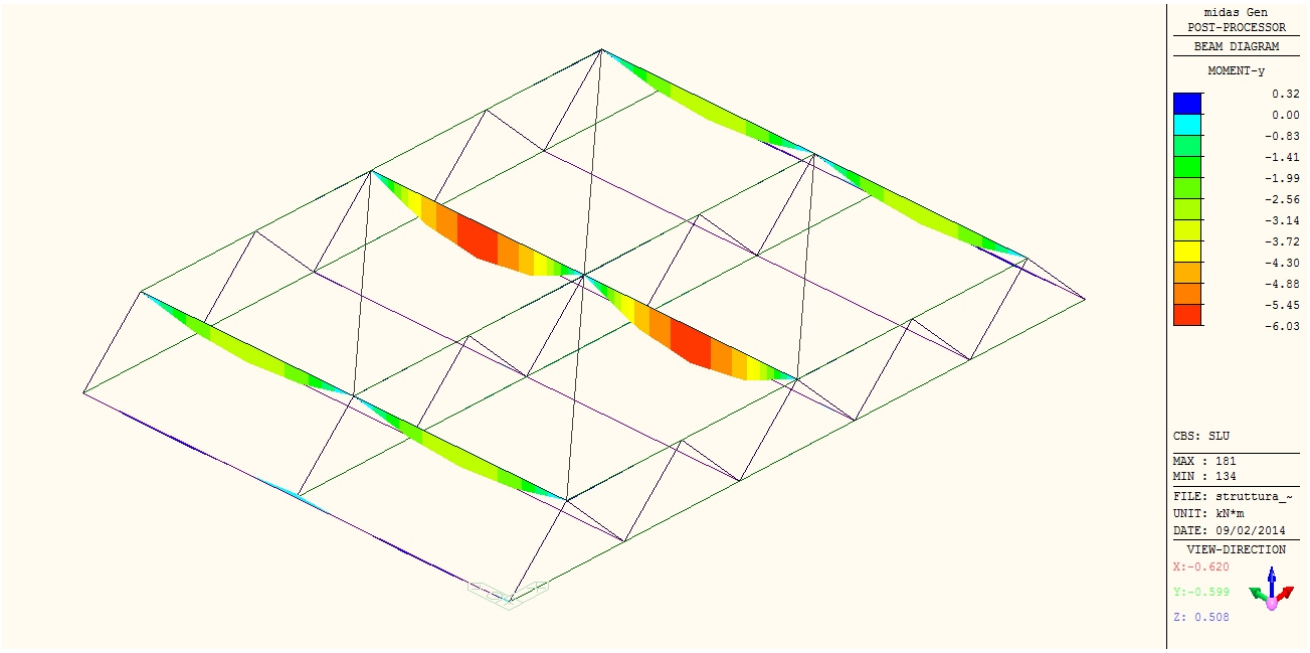


Figura 58 My

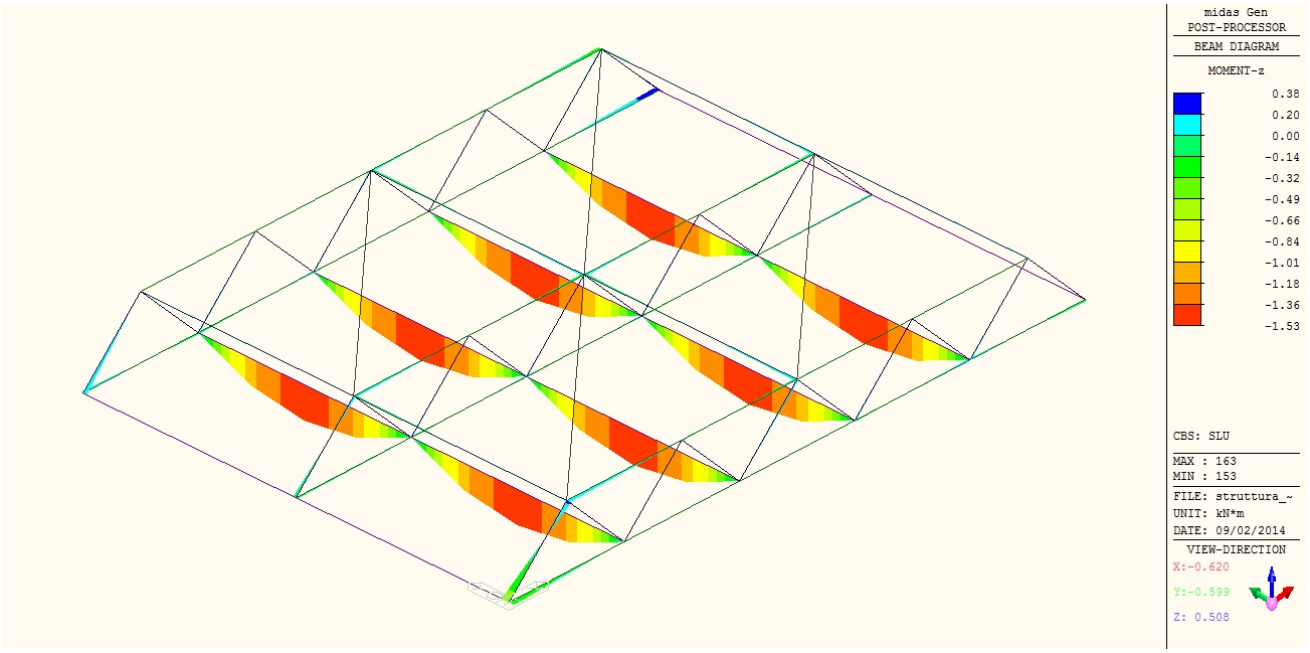


Figura 59 Mz

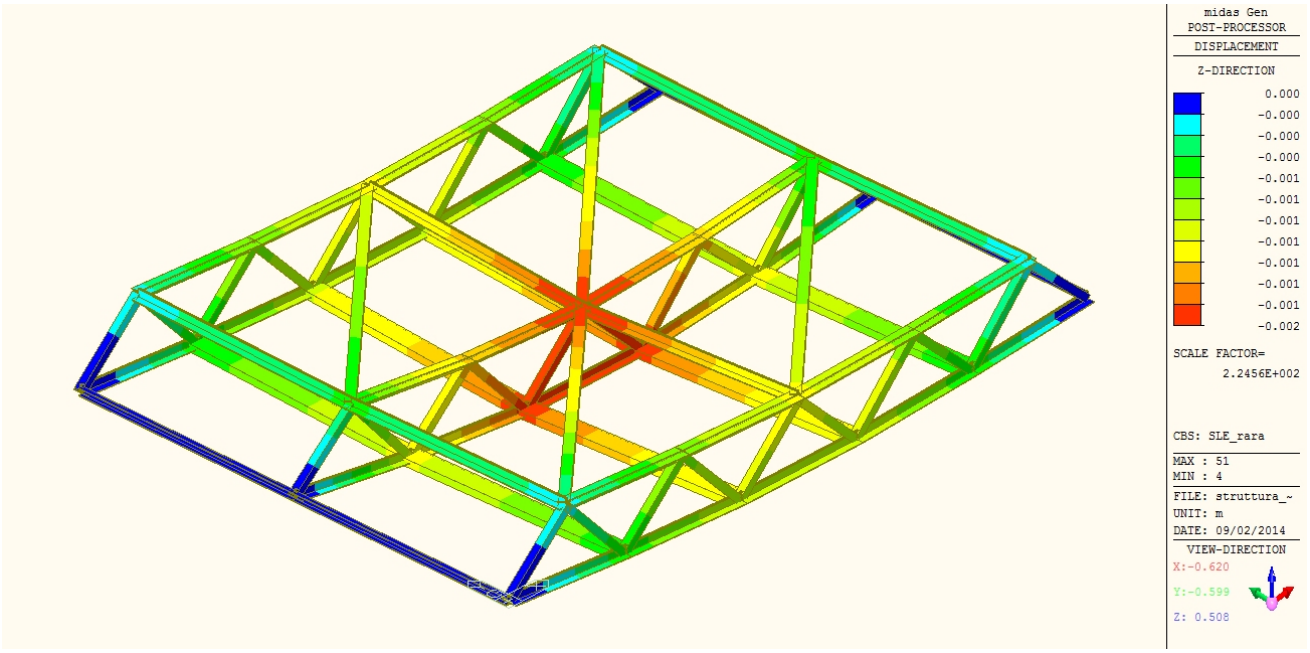


Figura 60 deformata verticale alla sle rara

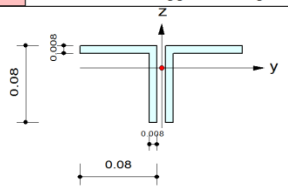
19.5.2. Verifica degli elementi strutturali

midas Gen — **Steel Checking Result**

Company		Project Title	
Author		File Name	C:\...\struttura_reggitubi_2.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 44
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : 2L80x8 (No:1)
(Built-up Section).
Member Length : 5.60000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -80.912 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = 0.18593, Mz = 0.10530
End Moments Myi = 0.18593, Myj = 0.09256 (for Lb)
Myi = 0.18593, Myj = -0.0088 (for Ly)
Mzi = 0.10530, Mzj = -0.1266 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.10001 (LCB: 1, POS:1/4)
Fzz = 0.19549 (LCB: 1, POS:1/4)

Depth	0.08000	Web Thick	0.00800
Flg Width	0.08000	Flg Thick	0.00800
BTB Spacing	0.01000		
Area	0.00243	Asz	0.00107
Qyb	0.00163	Qzb	0.00320
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.08500	Zbar	0.05705
Wely	0.00003	Welz	0.00004
ry	0.02462	rz	0.03725

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.40000, Lz = 2.80000, Lb = 0.00000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 75.2 < 200.0 (Memb:44, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nc_Rd = 80.912/435.059 = 0.186 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 0.18593/6.76925 = 0.027 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.1053/10.3965 = 0.010 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wely*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Welz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wely*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Welz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[Rcom+Rbend, MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.225 < 1.000 .... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.001 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.001 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 0.0280 > 0.0016 (Memb:171, LCB: 2, POS: 3.5m, Dir-Z)..... O.K

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014
Print Date/Time : 09/02/2014 12:13

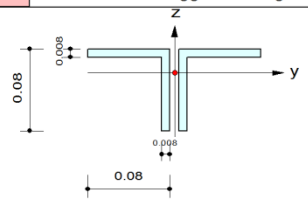
midas Gen

Steel Checking Result

Company		Project Title	
Author		File Name	C:\...\struttura_reggitubi_2.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 135
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : 2L80x8 (No:2)
(Built-up Section).
Member Length : 2.50000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 2.96022 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = -6.0308, Mz = -0.0083
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 0.10976, Mzj = -0.1263 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.09442 (LCB: 1, POS:3/4)
Fzz = -9.6492 (LCB: 1, POS:J)

Depth	0.08000	Web Thick	0.00800
Flg Width	0.08000	Flg Thick	0.00800
BTB Spacing	0.01000		
Area	0.00243	Asz	0.00107
Qyb	0.00163	Qzb	0.00320
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.08500	Zbar	0.05705
Wely	0.00003	Welz	0.00004
ry	0.02462	rz	0.03725

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2.50000, Lz = 2.50000, Lb = 0.00000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 101.5 < 200.0 (Memb:139, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nt_Rd = 2.960/636.952 = 0.005 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 6.03077/6.76925 = 0.891 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.0083/10.3965 = 0.001 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rmax = MAX[RNRd, (Rcom+Rbend)] = 0.896 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.050 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 0.0100 > 0.0091 (Memb:135, LCB: 2, POS: 1.3m, Dir-Z)..... O.K

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 09/02/2014 12:13

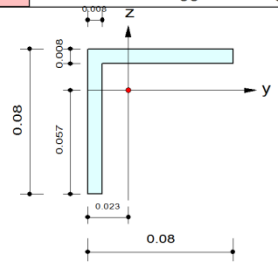
midas Gen

Steel Checking Result

Company		Project Title	
Author		File Name	C:\...\struttura_reggitubi_2.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 163
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : L80x8 (No:3)
(Rolled : L80x8).
Member Length : 0.98995



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -24.302 (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments My = 0.00000, Mz = 0.37585
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = -0.2146, Mzj = 0.37585 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -0.5964 (LCB: 1, POS:J)
Fzz = -0.0431 (LCB: 1, POS:I)

Depth	0.08000	Web Thick	0.00800
Top F Width	0.08000	Top F Thick	0.00800
Area	0.00123	Asz	0.00053
Qyb	0.00163	Qzb	0.00163
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.02260	Zbar	0.05740
Wely	0.00001	Welz	0.00001
rp	0.01573		

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.98995, Lz = 0.98995, Lb = 0.00000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 62.9 < 200.0 (Memb:163, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nc_Rd = 24.302/322.143 = 0.075 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 0.00000/3.30000 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.37585/3.30000 = 0.114 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wely*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Welz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wely*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Welz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[Rcom+Rbend, MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.200 < 1.000 .... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.006 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 0.0040 > 0.0000 (Memb:163, LCB: 4, POS: 0.5m, Dir-Z)..... O.K

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 09/02/2014 12:13

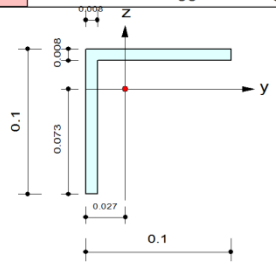
midas Gen

Steel Checking Result

Company		Project Title	
Author		File Name	C:\...\struttura_reggitubi_2.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 179
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : L100x8 (No:4)
(Rolled : L100x8).
Member Length : 3.75366



Depth	0.10000	Web Thick	0.00800
Top F Width	0.10000	Top F Thick	0.00800
Area	0.00155	Asz	0.00067
Qyb	0.00260	Qzb	0.00260
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.02740	Zbar	0.07260
Wely	0.00002	Welz	0.00002
rp	0.01977		

2. Member Forces

Axial Force Fxx = -4.5549 (LCB: 1, POS:I)
Bending Moments My = -0.1335, Mz = 0.00000
End Moments Myi = -0.1335, Myj = -0.1260 (for Lb)
Myi = -0.1335, Myj = -0.1260 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 1, POS:I)
Fzz = -0.2931 (LCB: 1, POS:I)

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 3.75366, Lz = 3.75366, Lb = 0.00000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 189.9 < 200.0 (Memb:179, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nc_Rd = 4.5549/72.3273 = 0.063 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 0.13349/5.38676 = 0.025 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.00000/5.38676 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
Rcom = N_Ed/(Aeff*fy/Gamma_M0), Rbend = (M_Edy+N_Ed*eNy)/My_Rd + (M_Edz+N_Ed*eNz)/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*Aeff*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = kyy*(M_Edy+N_Ed*eNy)/(Xi_LT*Weffy*fy/Gamma_M1) + kyz*(M_Edz+N_Ed*eNz)/(Weffz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*Aeff*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = kzy*(M_Edzy+N_Ed*eNy)/(Xi_LT*Weffy*fy/Gamma_M1) + kzz*(M_Edz+N_Ed*eNz)/(Weffz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[Rcom+Rbend, MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.056 < 1.000 .... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.002 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 0.0150 > 0.0004 (Memb:179, LCB: 2, POS: 1.9m, Dir-Z)..... O.K

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 09/02/2014 12:13

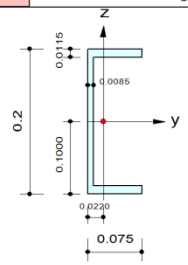
midas Gen

Steel Checking Result

Company		Project Title	
Author		File Name	C:\...\struttura_reggitubi_2.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 156
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : UPN200 (No:5)
(Rolled : UPN200).
Member Length : 2.50000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.26369 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = 0.03836, Mz = -1.5314
End Moments Myi = 0.02491, Myj = 0.05182 (for Lb)
Myi = 0.02491, Myj = 0.05182 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -2.4503 (LCB: 1, POS:J)
Fzz = -0.0108 (LCB: 1, POS:J)

Depth	0.20000	Web Thick	0.00850
Top F Width	0.07500	Top F Thick	0.01150
Bot.F Width	0.07500	Bot.F Thick	0.01150
Area	0.00322	Asz	0.00170
Qyb	0.01348	Qzb	0.00140
Iyy	0.00002	Izz	0.00000
Ybar	0.02201	Zbar	0.10000
Wely	0.00019	Welz	0.00003
ry	0.07700	rz	0.02140

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2.50000, Lz = 2.50000, Lb = 0.00000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 116.8 < 200.0 (Memb:153, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nt_Rd = 0.264/843.333 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 0.0384/59.7143 = 0.001 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 1.5314/15.2021 = 0.101 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend)] = 0.102 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.009 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 0.0100 > 0.0025 (Memb:156, LCB: 4, POS: 1.3m, Dir-Z)..... O.K

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 09/02/2014 12:13

19.1. Ponte cavidotti Terna

19.1.1. Caratteristiche e sollecitazioni agenti

Si tratta di una struttura reticolare di altezza 85cm e dimensioni in pianta 12.0 (luce) x 1.50 m (larghezza).

Si riporta immagine del modello di calcolo e delle sollecitazioni agenti:

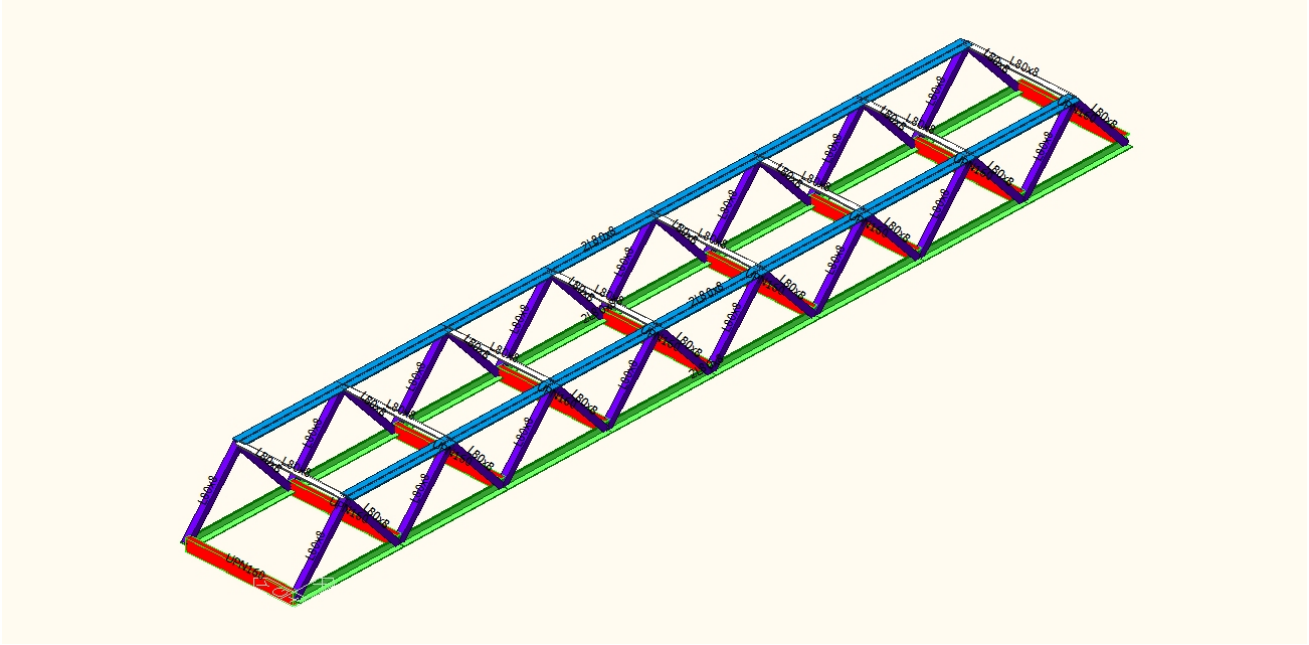


Figura 61 modello di calcolo

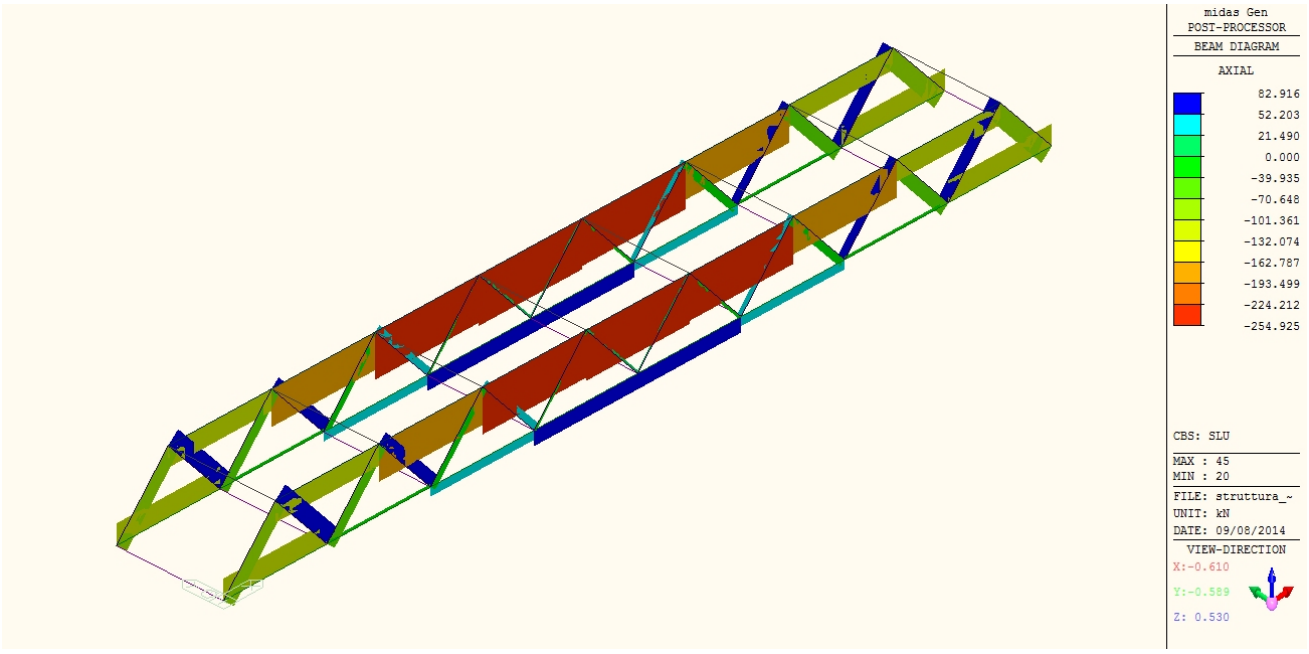


Figura 62 Fx

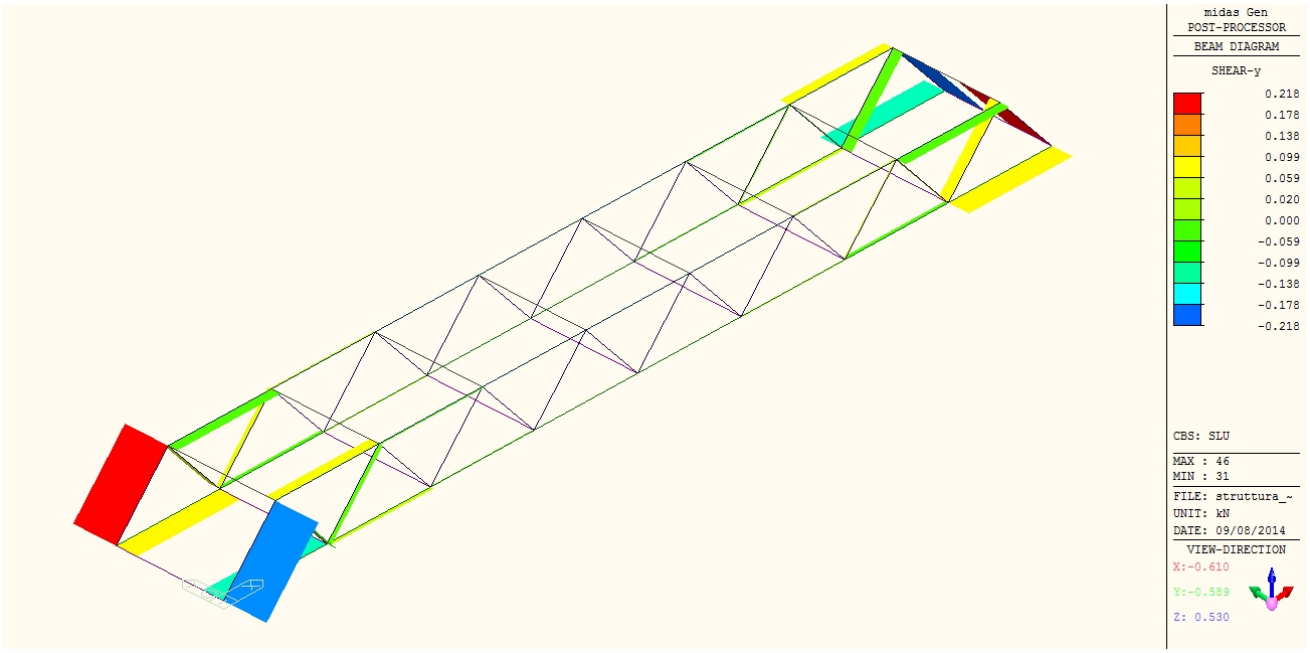


Figura 63 Fy

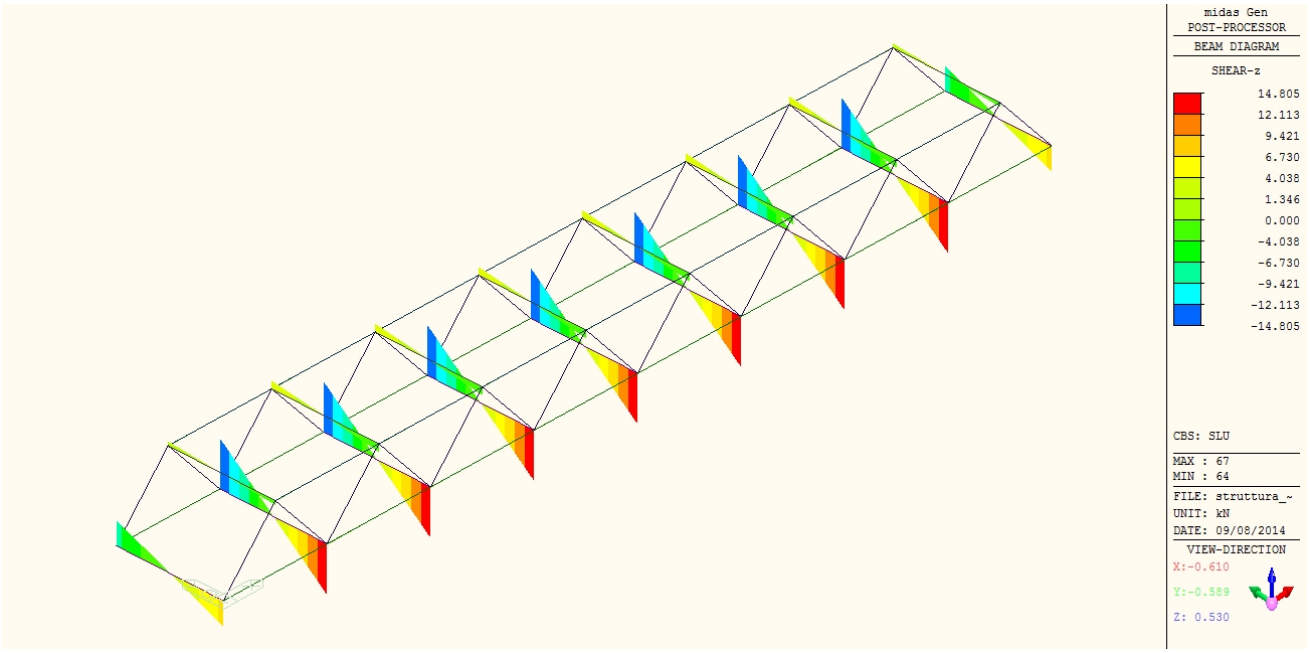


Figura 64 Fz

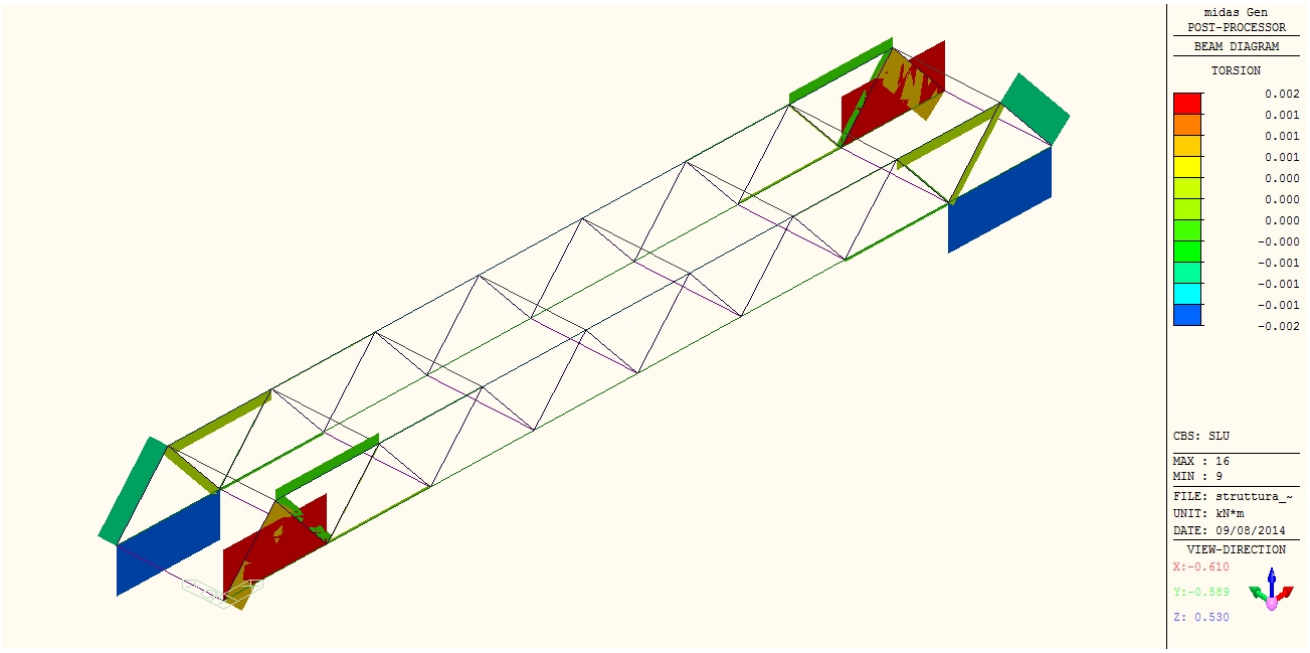


Figura 65 Mx

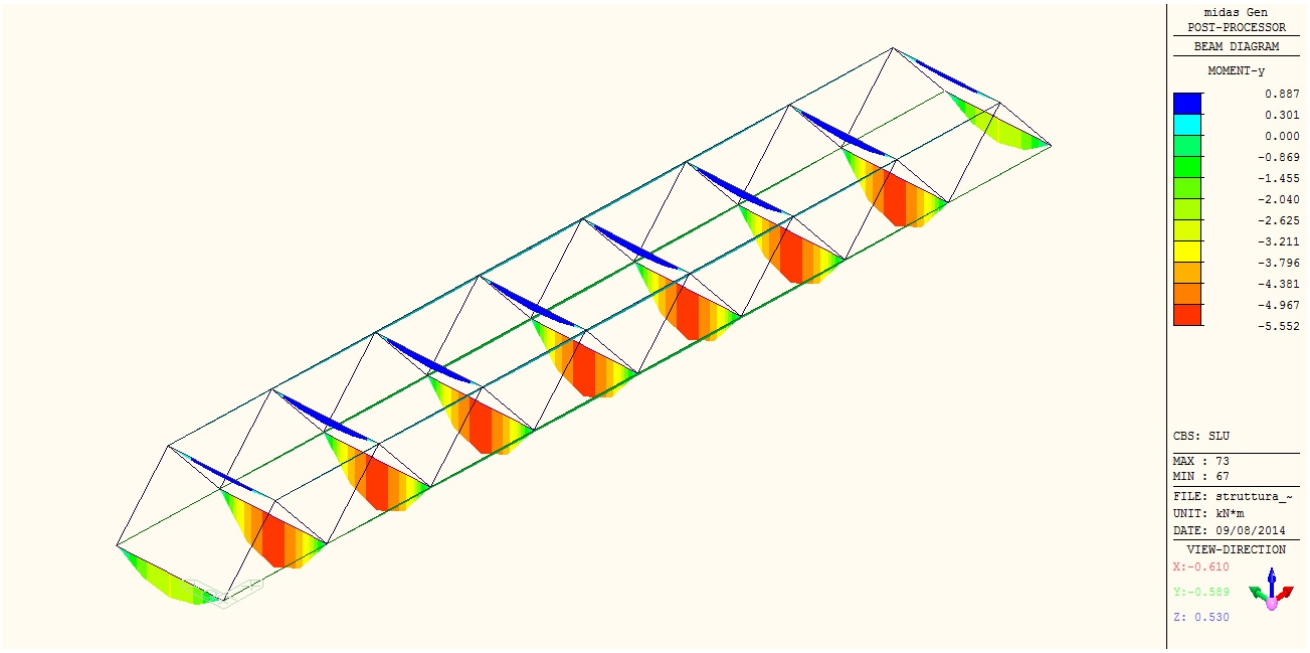


Figura 66 My

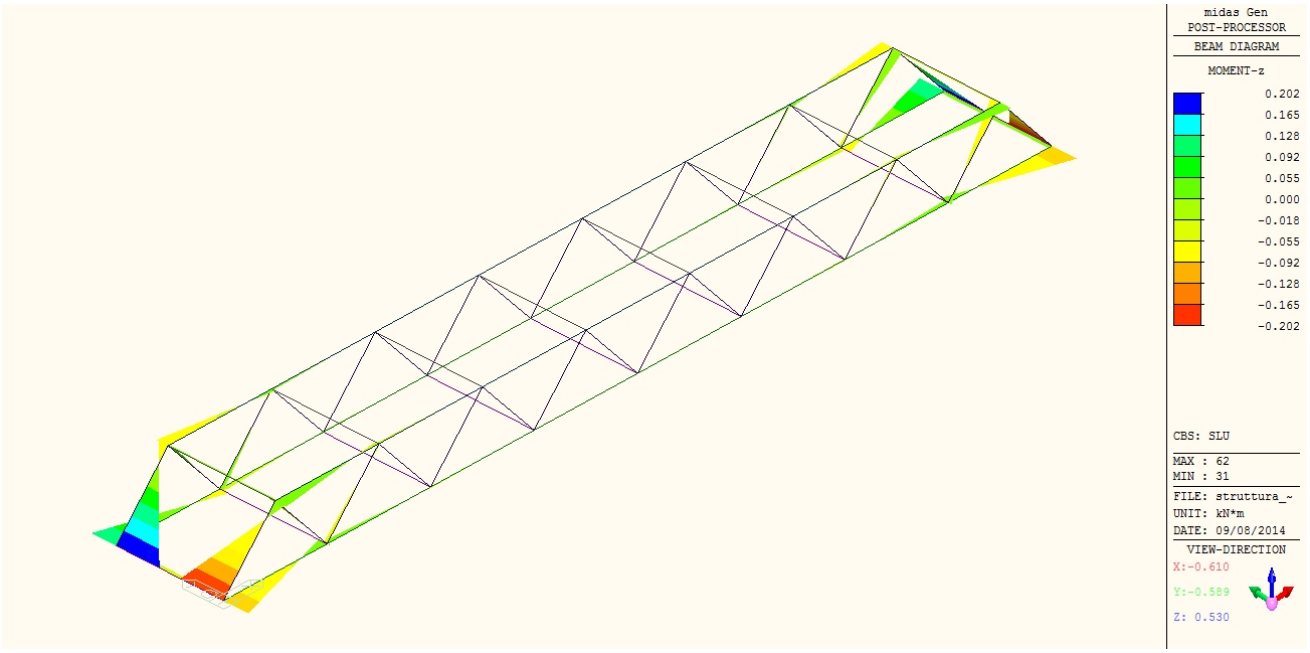


Figura 67 My

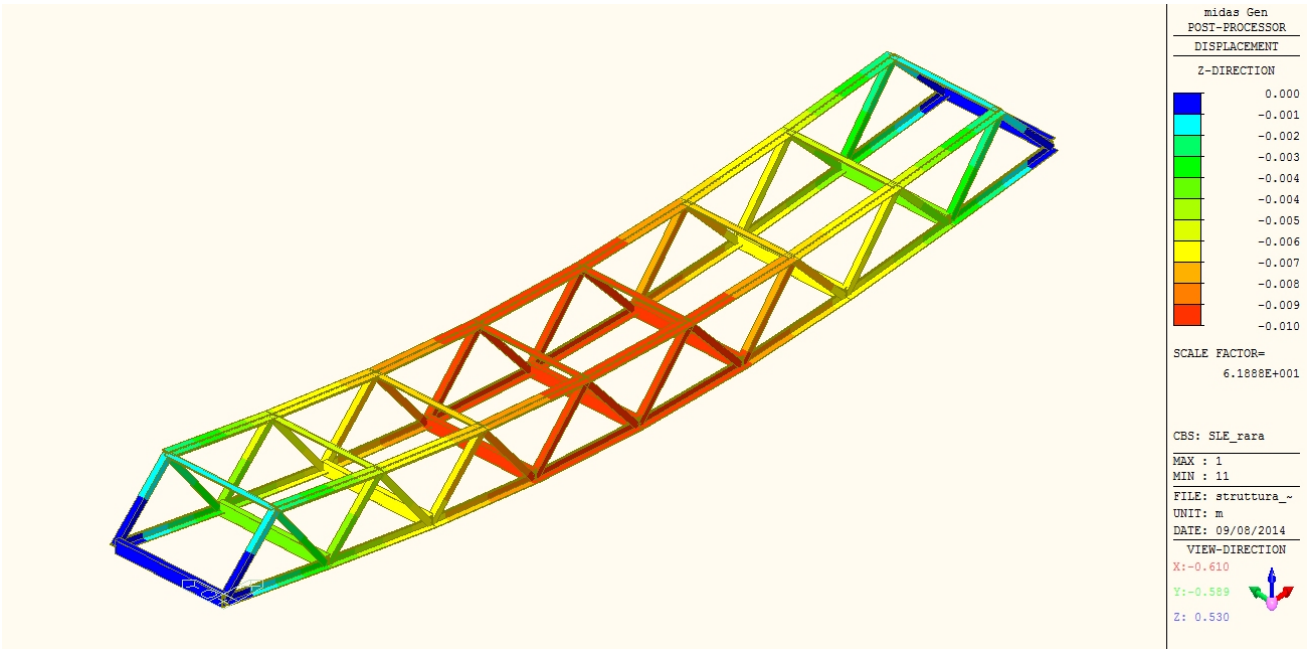


Figura 68 deformata verticale alle sle rara

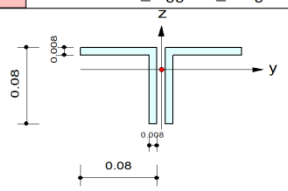
19.1.1. Verifica degli elementi strutturali

midas Gen — **Steel Checking Result**

Company		Project Title	
Author		File Name	C:\...\struttura_reggitubi_1.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 1
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : 2L80x8 (No:1)
(Built-up Section).
Member Length : 12.0000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -111.99 (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments My = 0.00000, Mz = -0.1160
End Moments Myi = 0.00015, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00015, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 0.03914, Mzj = -0.1160 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.10345 (LCB: 1, POS:J)
Fzz = -0.2709 (LCB: 1, POS:3/4)

Depth	0.08000	Web Thick	0.00800
Flg Width	0.08000	Flg Thick	0.00800
BTB Spacing	0.01000		
Area	0.00243	Asz	0.00107
Qyb	0.00163	Qzb	0.00320
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.08500	Zbar	0.05705
Wely	0.00003	Welz	0.00004
ry	0.02462	rz	0.03725

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.50000, Lz = 1.50000, Lb = 0.00000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 60.9 < 200.0 (Memb:1, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nc_Rd = 111.988/498.579 = 0.225 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 0.00000/6.76925 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.1160/10.3965 = 0.011 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wely*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Welz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wely*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Welz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[Rcom+Rbend, MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.236 < 1.000 .... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.001 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.001 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 0.0480 > 0.0097 (Memb:1, LCB: 2, POS: 6.0m, Dir-Z)..... O.K

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014
Print Date/Time : 09/08/2014 10:37

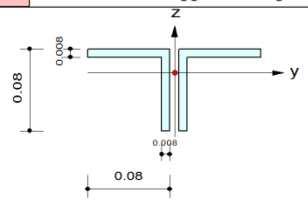
midas Gen

Steel Checking Result

Company		Project Title	
Author		File Name	C:\...\struttura_reggitubi_1.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 17
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : 2L80x8 (No:2)
(Built-up Section).
Member Length : 10.5000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -254.93 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = 0.30197, Mz = -0.0003
End Moments Myi = 0.23352, Myj = 0.23352 (for Lb)
Myi = 0.23352, Myj = 0.23352 (for Ly)
Mzi = -0.0003, Mzj = -0.0003 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.04641 (LCB: 1, POS:I)
Fzz = 0.24059 (LCB: 1, POS:J)

Depth	0.08000	Web Thick	0.00800
Flg Width	0.08000	Flg Thick	0.00800
BTB Spacing	0.01000		
Area	0.00243	Asz	0.00107
Qyb	0.00163	Qzb	0.00320
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.08500	Zbar	0.05705
Wely	0.00003	Welz	0.00004
ry	0.02462	rz	0.03725

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.50000, Lz = 1.50000, Lb = 0.00000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 60.9 < 200.0 (Memb:17, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nc_Rd = 254.925/498.579 = 0.511 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 0.30197/6.76925 = 0.045 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.0003/10.3965 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wely*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Welz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wely*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Welz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[Rcom+Rbend, MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.564 < 1.000 .... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.001 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 0.0420 > 0.0080 (Memb:17, LCB: 2, POS: 5.3m, Dir-Z)..... O.K

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 09/08/2014 10:37

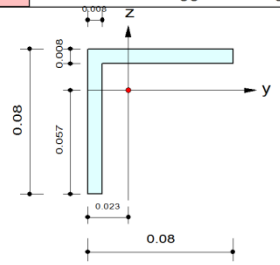
midas Gen

Steel Checking Result

Company		Project Title	
Author		File Name	C:\...\struttura_reggitubi_1.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 46
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : L80x8 (No:3)
(Rolled : L80x8).
Member Length : 1.13358



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -85.061 (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments My = 0.00000, Mz = -0.2016
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 0.04504, Mzj = -0.2016 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.21759 (LCB: 1, POS:J)
Fzz = 0.04616 (LCB: 1, POS:J)

Depth	0.08000	Web Thick	0.00800
Top F Width	0.08000	Top F Thick	0.00800
Area	0.00123	Asz	0.00053
Qyb	0.00163	Qzb	0.00163
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.02260	Zbar	0.05740
Wely	0.00001	Welz	0.00001
rp	0.01573		

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.13358, Lz = 1.13358, Lb = 0.00000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 72.1 < 200.0 (Memb:46, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nc_Rd = 85.061/227.302 = 0.374 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 0.00000/3.30000 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.20162/3.30000 = 0.061 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wely*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Welz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wely*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Welz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[Rcom+Rbend, MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.370 < 1.000 .... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.002 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 0.0045 > 0.0000 (Memb:46, LCB: 4, POS: 0.6m, Dir-Z)..... O.K

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 09/08/2014 10:37

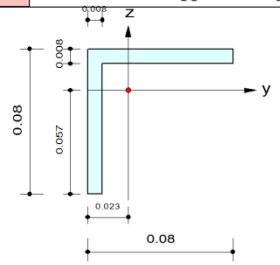
midas Gen

Steel Checking Result

Company		Project Title	
Author		File Name	C:\...\struttura_reggitubi_1.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 73
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : L80x8 (No:4)
(Rolled : L80x8).
Member Length : 1.50000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.04030 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = 0.88681, Mz = -0.0011
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = -0.0011, Mzj = -0.0011 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 1, POS:I)
Fzz = 2.36482 (LCB: 1, POS:J)

Depth	0.08000	Web Thick	0.00800
Top F Width	0.08000	Top F Thick	0.00800
Area	0.00123	Asz	0.00053
Qyb	0.00163	Qzb	0.00163
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.02260	Zbar	0.05740
Wely	0.00001	Welz	0.00001
rp	0.01573		

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.50000, Lz = 1.50000, Lb = 0.00000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 95.4 < 200.0 (Memb:79, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nt_Rd = 0.040/322.143 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 0.88681/6.09798 = 0.145 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.00111/6.09798 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend)] = 0.146 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.024 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 0.0060 > 0.0010 (Memb:73, LCB: 2, POS: 0.8m, Dir-Z)..... O.K

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 09/08/2014 10:37

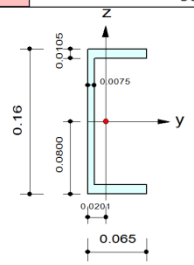
midas Gen

Steel Checking Result

Company		Project Title	
Author		File Name	C:\...\struttura_reggitubi_1.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 64
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : UPN160 (No:5)
(Rolled : UPN160).
Member Length : 1.50000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.08716 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = -5.5519, Mz = 0.00000
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 1, POS:I)
Fzz = 14.8051 (LCB: 1, POS:I)

Depth	0.16000	Web Thick	0.00750
Top F Width	0.06500	Top F Thick	0.01050
Bot.F Width	0.06500	Bot.F Thick	0.01050
Area	0.00240	Asz	0.00120
Qyb	0.00922	Qzb	0.00101
Iyy	0.00001	Izz	0.00000
Ybar	0.02005	Zbar	0.08000
Wely	0.00012	Welz	0.00002
ry	0.06210	rz	0.01890

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.50000, Lz = 1.50000, Lb = 0.00000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 79.4 < 200.0 (Memb:69, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nt_Rd = 0.087/628.571 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 5.5519/36.0381 = 0.154 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.0000/10.2706 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rmax = MAX[RNRd, (Rcom+Rbend)] = 0.154 < 1.000 ..... O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.080 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 250.0 = 0.0060 > 0.0006 (Memb:64, LCB: 4, POS: 0.8m, Dir-Z)..... O.K

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 09/08/2014 10:37

19.2. Passerella pedonale

19.2.1. Caratteristiche e sollecitazioni agenti

Si tratta di una struttura a travi accoppiate di dimensioni in pianta 14.0 (luce) x 1.80 m (larghezza).

Si riporta immagine del modello di calcolo e delle sollecitazioni agenti:

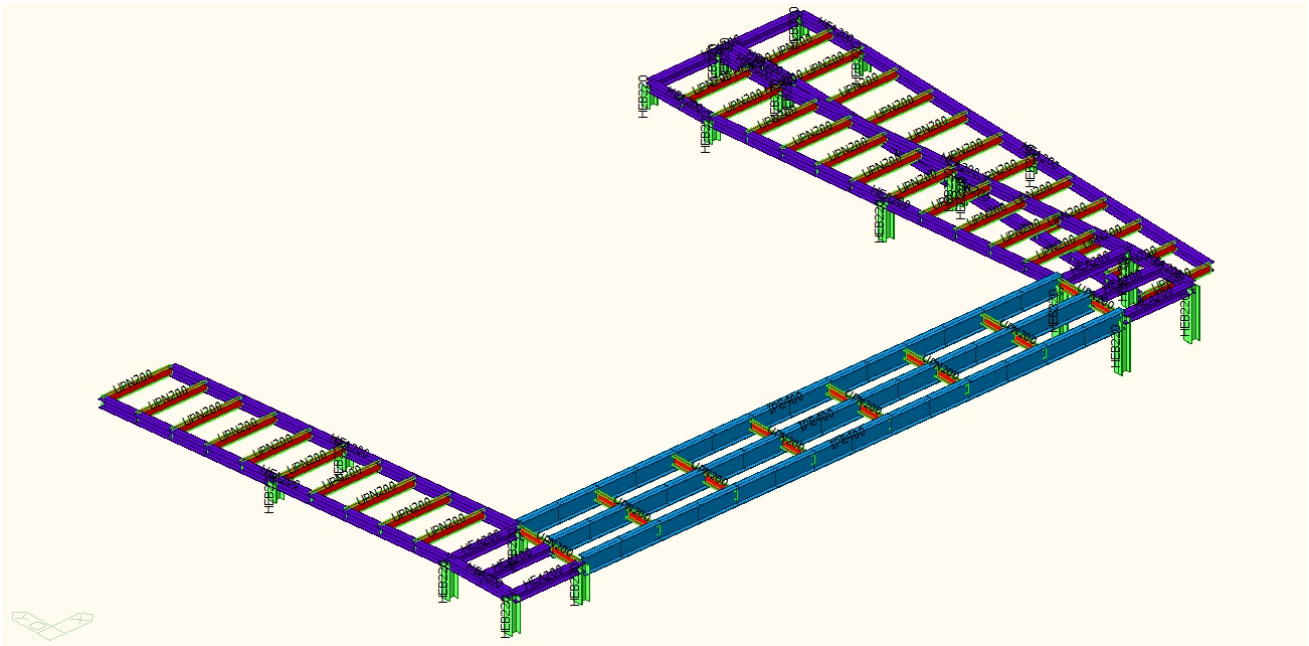


Figura 69 modello di calcolo

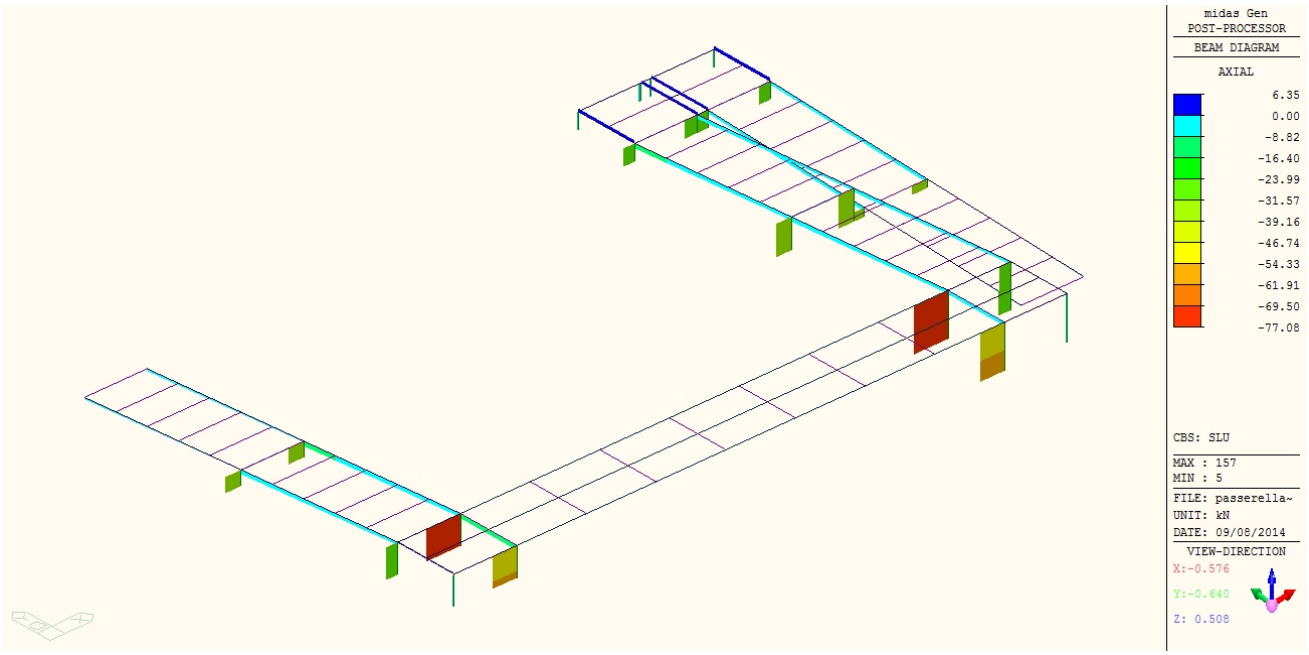


Figura 70 Fx

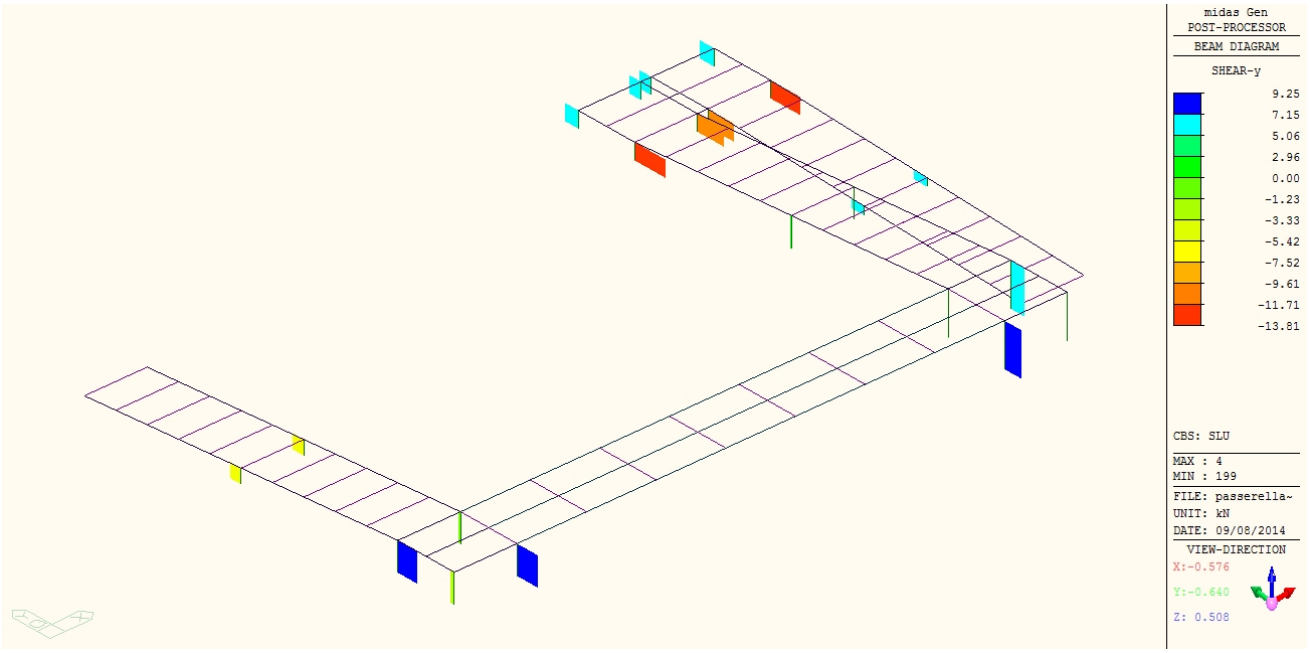


Figura 71 Fy

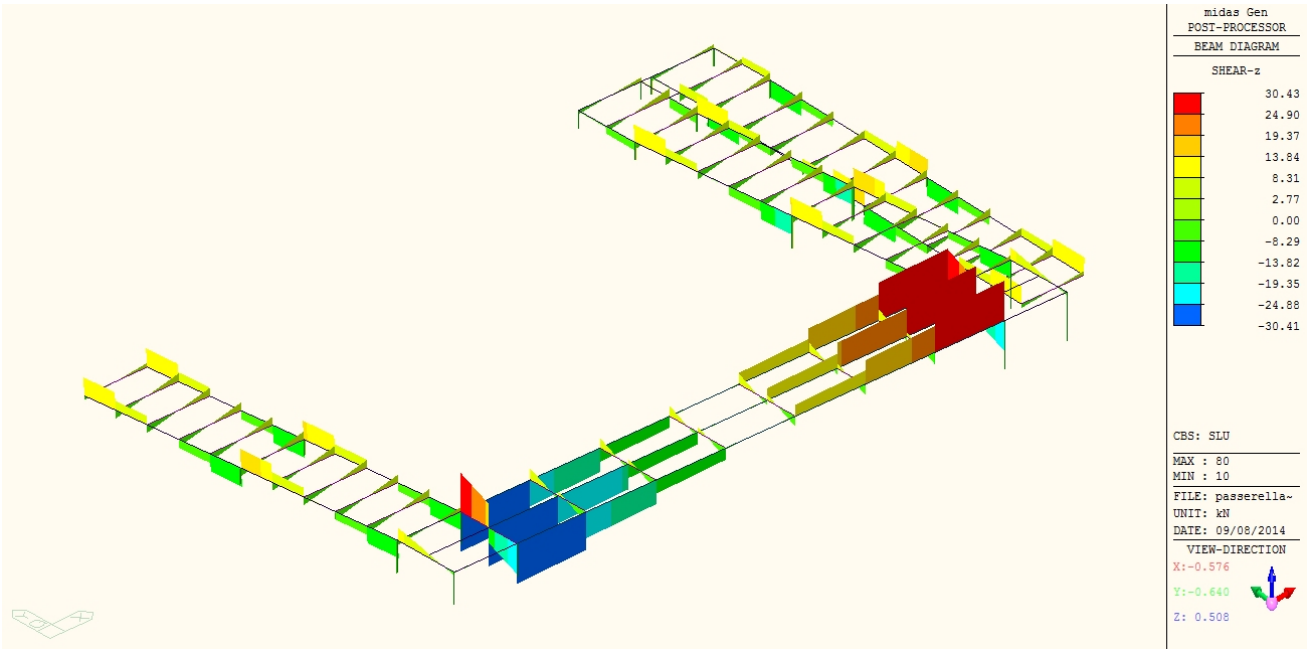


Figura 72 Fz

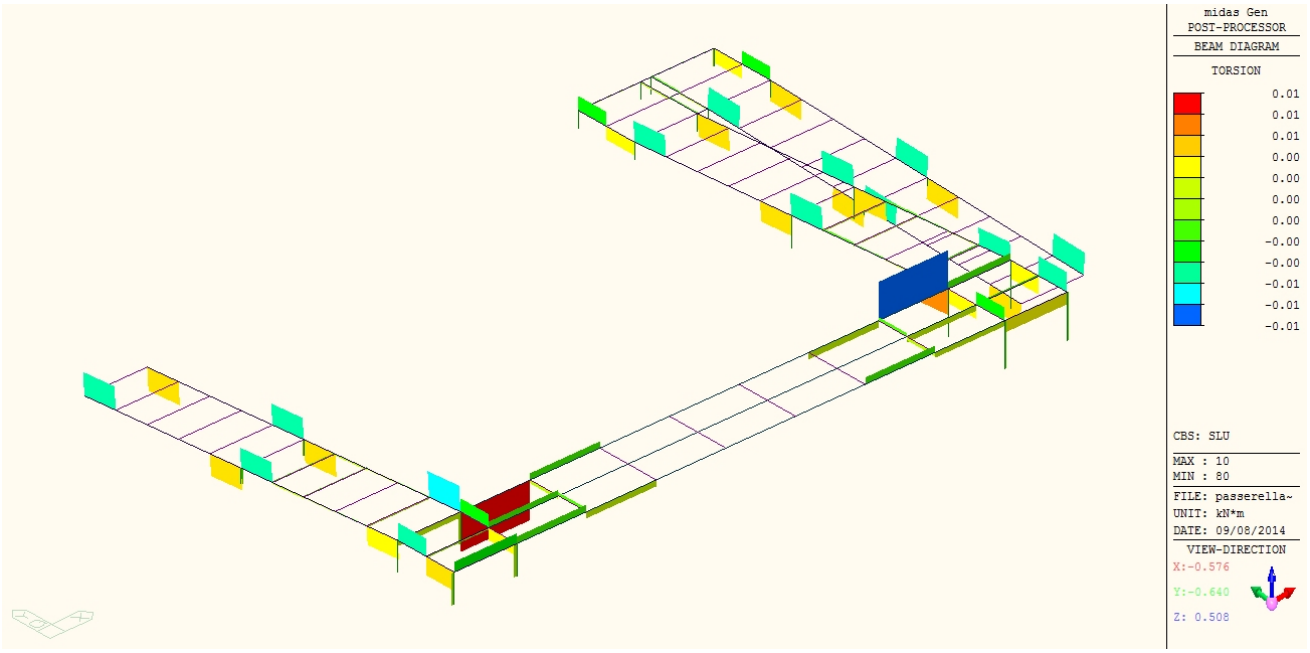


Figura 73 Mx

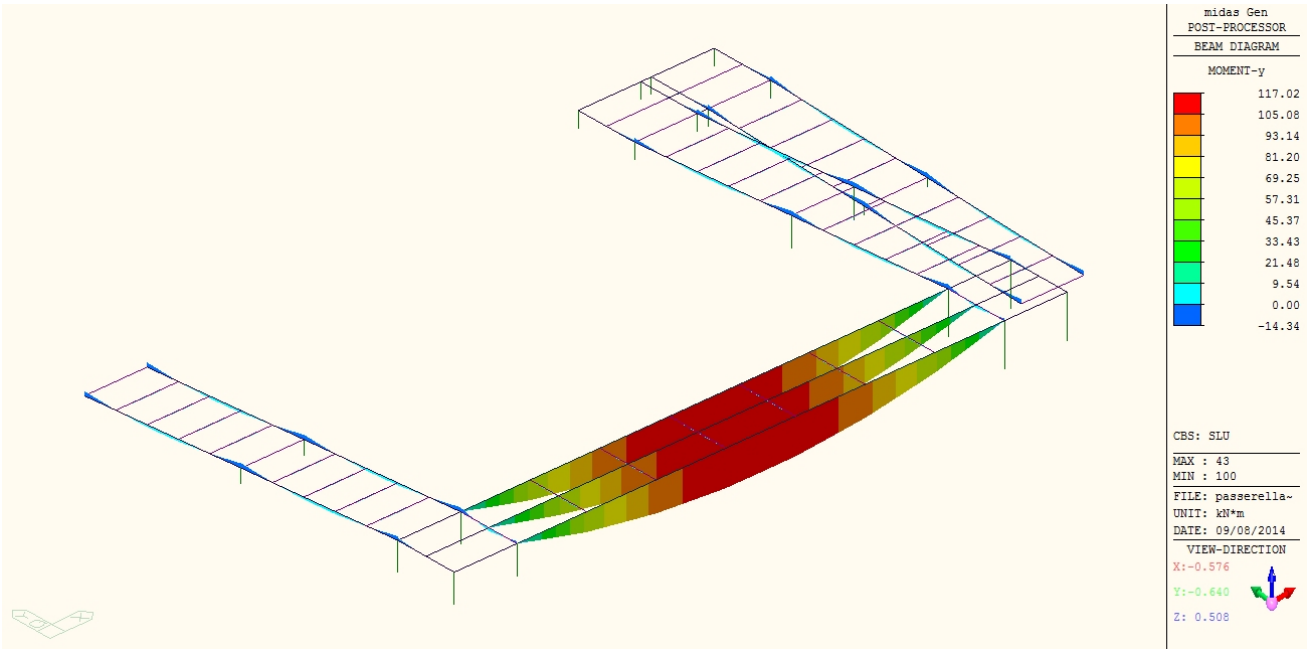


Figura 74 My

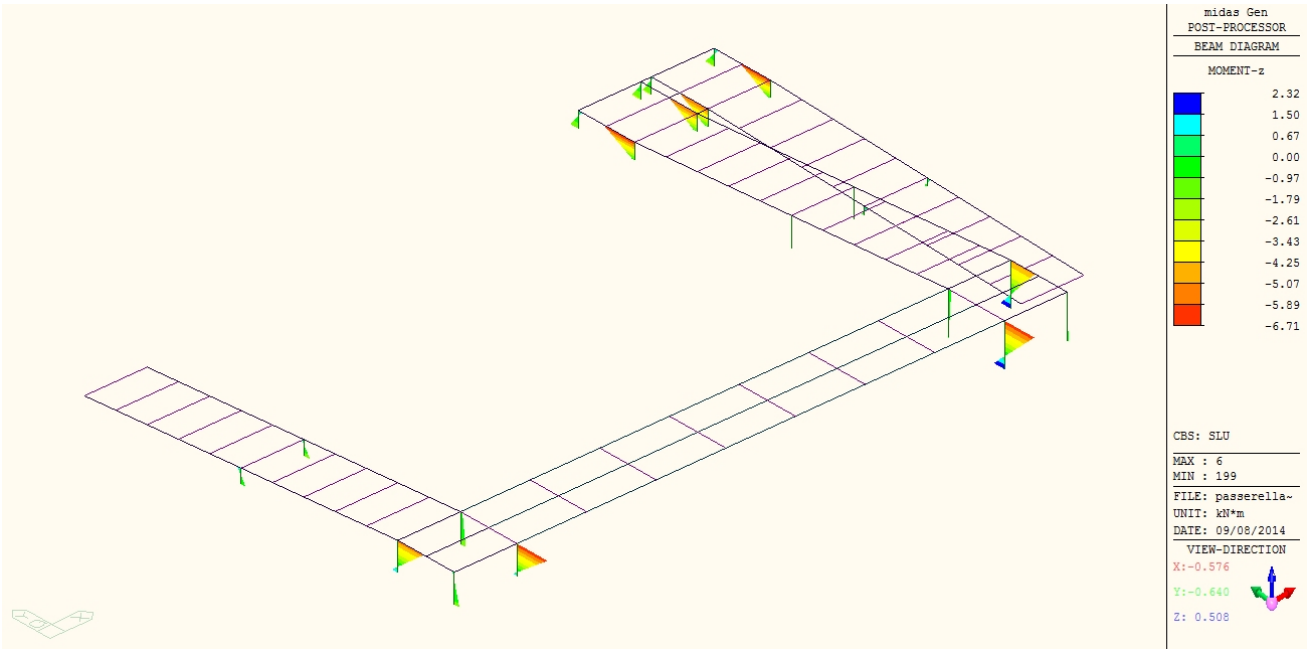


Figura 75 Mz

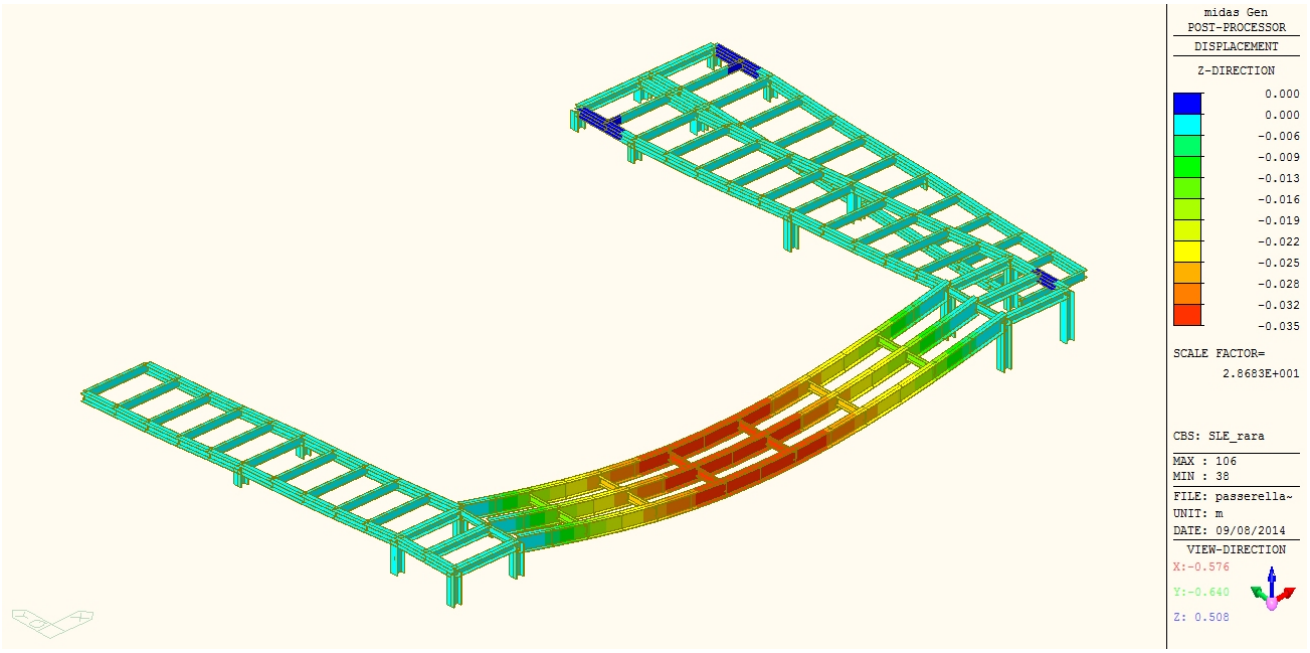


Figura 76 deformata verticale alla sle rara

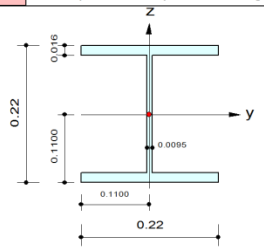
19.2.1. Verifica degli elementi strutturali

midas Gen **Steel Checking Result**

Company		Project Title	
Author		File Name	C:\...\passerella pedonale.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 4
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : HEB220 (No:1)
(Rolled : HEB220).
Member Length : 0.80000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -53.754 (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments My = 0.03067, Mz = -6.5740
End Moments Myi = 0.02746, Myj = 0.03067 (for Lb)
Myi = 0.02746, Myj = 0.03067 (for Ly)
Mzi = 0.82408, Mzj = -6.5740 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 9.24754 (LCB: 1, POS:I)
Fzz = -0.0040 (LCB: 1, POS:I)

Depth	0.22000	Web Thick	0.00950
Top F Width	0.22000	Top F Thick	0.01600
Bot.F Width	0.22000	Bot.F Thick	0.01600
Area	0.00910	Asz	0.00209
Qyb	0.04221	Qzb	0.00605
Iyy	0.00008	Izz	0.00003
Ybar	0.11000	Zbar	0.11000
Wely	0.00074	Welz	0.00026
ry	0.09430	rz	0.05590

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.80000, Lz = 0.80000, Lb = 0.80000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 34.2 < 200.0 (Memb:207, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nc_Rd = 53.75/2383.33 = 0.023 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 0.031/216.857 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 6.574/102.520 = 0.064 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.087 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.008 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

Story Hight/ 300.0 = 0.0027 > 0.0000 (Memb:4, LCB: 2, Dir-Y)..... O.K

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 09/08/2014 10:30

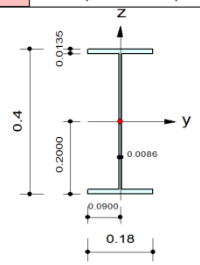
midas Gen

Steel Checking Result

Company		Project Title	
Author		File Name	C:\...\passerella pedonale.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 13
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : IPE400 (No:2)
(Rolled : IPE400).
Member Length : 14.0000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -0.0235 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = 117.023, Mz = 0.00000
End Moments Myi = 116.600, Myj = 116.600 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = -0.0024, Mzj = 0.00125 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -0.0033 (LCB: 1, POS:3/4)
Fzz = -29.097 (LCB: 1, POS:I)

Depth	0.40000	Web Thick	0.00860
Top F Width	0.18000	Top F Thick	0.01350
Bot.F Width	0.18000	Bot.F Thick	0.01350
Area	0.00845	Asz	0.00344
Qyb	0.07200	Qzb	0.00405
Iyy	0.00023	Izz	0.00001
Ybar	0.09000	Zbar	0.20000
Wely	0.00116	Welz	0.00015
ry	0.16467	rz	0.04036

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 14.0000, Lz = 2.00000, Lb = 0.00000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 85.0 < 200.0 (Memb:13, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nc_Rd = 0.02/2213.10 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 117.023/342.571 = 0.342 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.0000/59.0849 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.342 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.045 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 400.0 = 0.0350 > 0.0346 (Memb:10, LCB: 2, POS: 7.0m, Dir-Z)..... O.K

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 09/08/2014 10:30

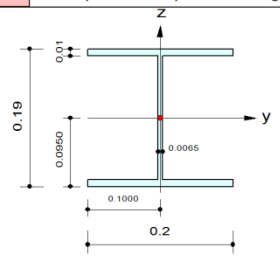
midas Gen

Steel Checking Result

Company		Project Title	
Author		File Name	C:\...\passerella pedonale.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 123
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : HEA200 (No:3)
(Rolled : HEA200).
Member Length : 10.0281



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -6.8747 (LCB: 1, POS:1/2)
Bending Moments My = -14.150, Mz = 0.02479
End Moments Myi = -0.2443, Myj = -13.869 (for Lb)
Myi = -12.892, Myj = -13.869 (for Ly)
Mzi = -0.0184, Mzj = 0.02026 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -0.0494 (LCB: 1, POS:J)
Fzz = -14.109 (LCB: 1, POS:1/2)

Depth	0.19000	Web Thick	0.00650
Top F Width	0.20000	Top F Thick	0.01000
Bot.F Width	0.20000	Bot.F Thick	0.01000
Area	0.00538	Asz	0.00124
Qyb	0.03130	Qzb	0.00500
Iyy	0.00004	Izz	0.00001
Ybar	0.10000	Zbar	0.09500
Wely	0.00039	Welz	0.00013
ry	0.08280	rz	0.04980

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 5.01404, Lz = 1.00281, Lb = 1.00281
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 60.6 < 200.0 (Memb:92, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nc_Rd = 6.87/1409.05 = 0.005 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 14.150/112.619 = 0.126 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.0248/52.8512 = 0.000 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.132 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.052 < 1.000 ..... O.K

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 09/08/2014 10:30

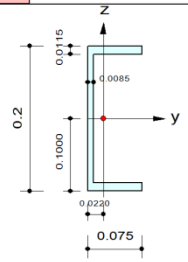
midas Gen

Steel Checking Result

Company		Project Title	
Author		File Name	C:\...\passerella pedonale.mgb

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
Unit System : kN, m
Member No : 11
Material : S275 (No:1)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name : UPN200 (No:5)
(Rolled : UPN200).
Member Length : 1.80000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -9.0438 (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments My = -12.333, Mz = 0.01673
End Moments Myi = 9.00325, Myj = -12.333 (for Lb)
Myi = -6.5747, Myj = -12.333 (for Ly)
Mzi = -0.0191, Mzj = 0.01673 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -0.0398 (LCB: 1, POS:1/2)
Fzz = 29.4260 (LCB: 1, POS:J)

Depth	0.20000	Web Thick	0.00850
Top F Width	0.07500	Top F Thick	0.01150
Bot.F Width	0.07500	Bot.F Thick	0.01150
Area	0.00322	Asz	0.00170
Qyb	0.01348	Qzb	0.00140
Iyy	0.00002	Izz	0.00000
Ybar	0.02201	Zbar	0.10000
Wely	0.00019	Welz	0.00003
ry	0.07700	rz	0.02140

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.80000, Lz = 0.90000, Lb = 0.00000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
KL/r = 84.1 < 200.0 (Memb:158, LCB: 1)..... O.K
Axial Resistance
N_Ed/Nc_Rd = 9.044/843.333 = 0.011 < 1.000 ..... O.K
Bending Resistance
M_Edy/M_Rdy = 12.3325/59.7143 = 0.207 < 1.000 ..... O.K
M_Edz/M_Rdz = 0.0167/15.2021 = 0.001 < 1.000 ..... O.K
Combined Resistance
RNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]
Rmax1 = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta
Rcom = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), Rbend = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd
Rc_LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rc_LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1)
Rb_LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*Msdz)/(Wplz*fy/Gamma_M1)
Rmax = MAX[RNRd, Rmax1, (Rcom+Rbend), MAX(Rc_LT1+Rb_LT1, Rc_LT2+Rb_LT2)] = 0.218 < 1.000 .. O.K
Shear Resistance
V_Edy/Vy_Rd = 0.000 < 1.000 ..... O.K
V_Edz/Vz_Rd = 0.113 < 1.000 ..... O.K

5. Deflection Checking Results

L/ 400.0 = 0.0045 > 0.0004 (Memb:12, LCB: 2, POS: 0.9m, Dir-Z)..... O.K

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2014

Print Date/Time : 09/08/2014 10:30