

COMUNE DI ARIGNANO

PROVINCIA DI TORINO

Progetto esecutivo per il rifacimento della copertura dell'edificio sede di associazioni di Via Roma

Progettista

ING. PIETRO LUIGI BAFFA

VIA GEN. CARLO ALBERTO
DALLA CHIESA, 8

10023 CHIERI (TO)

TEL/FAX 011.941.48.60

TEL. 335/6157160

C.F. BFFPRL51H06D862B

Sindaco

Collaboratori

ing. VIVIANA CAPPUZZO

L'impresa

Oggetto

Relazione strutturale

Data

Febbraio 2013

Allegato

1 S

1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'analisi della struttura in oggetto e' stata fatta utilizzando i metodi usuali della Scienza delle Costruzioni ed in conformita' alle normative e leggi vigenti:

- Decreto Ministeriale 14/01/2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni" (Gazzetta ufficiale 04/02/2008 n. 29)
- Ministero delle infrastrutture e dei trasporti: D.M. 14/09/2005 (S.O. n. 159 alla Gazzetta Ufficiale 23 settembre 2005, n. 222) : "Norme tecniche per le costruzioni. Allegato 11/3 - Materiali e prodotti per uso strutturale - Norme tecniche per le costruzioni - 2005".
- Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 e O.P.C.M. n. 3431
- D.G.R. n. 64 del 23/12/2003 e D.G.R. n. 61-11017 del 17/11/2003 (Costruzioni in zona sismica);
- D.G.R. 11-13058 del 19/01/10.
- D.G.R. 4-3084 del 12/12/11 (zona sismica 4).
- Norme UNI EN1990-1-1:2004, Eurocodice 0 Parte 1-1, Basi di calcolo
- Norme UNI EN1991-1-1:2004, Eurocodice 1 Parte 1-1, Azioni sulle strutture
- Norme UNI EN1995-1-1:2009, Eurocodice 5 Parte 1-1, Progettazione delle strutture in legno

2. IL MODELLO MATEMATICO DI CALCOLO DIMENSIONALE

L'analisi della risposta strutturale all'azione dei carichi di base e delle sue probabili combinazioni, è stata eseguita mediante il metodo dell'equilibrio o degli spostamenti.

La maggiore parte delle analisi è stata eseguita mediante elaborazione assistita da computer con procedure interattive grafiche e software indirizzato all'ingegneria civile redatto e controllato in accordo alle CNR-UNI 10024/86 "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo".

Lo schema statico è stato sottoposto ad indagine, mediante l'ausilio di elaboratore elettronico, nei confronti delle azioni statiche e sismiche; i risultati di tali indagini sono esposti nella relazione di calcolo allegata.

La struttura e' stata schematizzata escludendo il contributo degli elementi aventi rigidezza e resistenza trascurabili a fronte dei principali. E' quindi stata considerata l'orditura a telaio tridimensionale, i solai ed i setti verticali ad elevata rigidezza (vano ascensore, setti in cls).

I plinti di fondazione vengono assimilati a vincoli elastici di cui e' fornita la costante di rigidezza.

Le travi di fondazione sono schematizzate come poggianti su vincoli elastici distribuiti.

MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

La struttura e' modellata con il metodo degli elementi finiti, applicato a sistemi tridimensionali. Gli elementi utilizzati sono sia monodimensionali (trave con eventuali sconnessioni interne), che bidimensionali (piastre e membrane triangolari e quadrangolari). I vincoli sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidezza elastica, oppure come elementi asta poggianti su suolo elastico. Le sezioni oggetto di verifica nelle travi sono stampate a passo costante; dei gusci si conoscono le sollecitazioni nel baricentro dell'elemento stesso.

SCHEMATIZZAZIONE DELLE AZIONI

In accordo con le sopracitate normative, sono state considerate nei calcoli le seguenti azioni:

- pesi propri strutturali
- carichi permanenti portati dalla struttura
- carichi variabili sui solai, neve, vento.
- forze di piano simulanti il sisma, ricavate tramite analisi statica/dinamica
- distorsioni termiche

Le condizioni ed i casi di carico prese in conto nei calcoli sono specificate nella stampa dei dati di input.

MODELLAZIONE DELLE AZIONI

Le azioni sono state modellate tramite opportuni carichi concentrati e distribuiti su nodi ed aste.

MODELLAZIONE DEI MATERIALI

I materiali costituenti la struttura sono considerati elastici e con comportamento lineare. Le loro caratteristiche sono specificate nella stampa dei dati di input.

TIPO DI ANALISI

Le analisi strutturali condotte sono statiche in regime lineare. Il metodo di calcolo e' ad elementi finiti. Il calcolo sismico e' stato effettuato tramite analisi statica/dinamica. La verifica delle membrature in cemento armato viene eseguita considerando tutte le caratteristiche di sollecitazione.

INDIVIDUAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica di travi e pilastri in cemento armato si e' fatto ricorso all'elaboratore elettronico utilizzando il seguente programma di calcolo: DOLMEN WIN (R), versione 3.1 del 2001 prodotto, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino, Via Drovetti 9/F.

Questa procedura e' sviluppata in ambiente Windows, ed e' stata scritta utilizzando i linguaggi Fortran e C. DOLMEN WIN permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono la trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, ed il guscio, sia rettangolare che triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidezza elastica.

A supporto del programma e' fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

- **GRADO DI AFFIDABILITA' DEL CODICE**

L' affidabilità del codice di calcolo e' garantita dall'esistenza di un' ampia documentazione di supporto, come indicato nel paragrafo precedente. La presenza di un modulo CAD per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura. Al termine dell'elaborazione viene inoltre valutata la qualità della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione.

- **MOTIVAZIONE DELLA SCELTA DEL CODICE**

DOLMEN WIN permette in campo elastico lineare un'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura, tenendo conto del comportamento irrigidente di setti anche complessi e solai considerati con la loro effettiva rigidità. E' possibile inoltre scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando mesh via via più dettagliate.

- **VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO**

Il modello di calcolo adottato e' da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura da' origine a sollecitazioni simmetriche.

- **GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI**

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con calcolazioni di massima eseguite manualmente porta ad confermare la validità dei risultati.

Il calcolo viene eseguito tramite programma di calcolo automatico su un modello tridimensionale della struttura.

3. RELAZIONE SUI MATERIALI

3.1 LEGNO

Si userà legno Abete classe S2.

Le verifiche, a favore di sicurezza, sono state condotte per legno di classe S3.

Classi di servizio = 1

È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.

Coefficiente del materiale $\gamma_M = 1,50$ - legno massiccio

Valori caratteristici :

Flessione (asse y)	$f_{m,k,y}$	=	17.00	N/mm ²
Flessione (asse z)	$f_{m,k}$	=	17.00	N/mm ²
Trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	=	10.00	N/mm ²
Trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	=	0.40	N/mm ²
Compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	=	18.00	N/mm ²
Compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	=	2.90	N/mm ²
Taglio	$f_{v,k}$	=	1.90	N/mm ²

Modulo elastico medio parallelo alle fibre :	$E_{0,mean}$	=	9 500	N/mm ²
Modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre :	$E_{0,05}$	=	6 400	N/mm ²
Modulo di taglio medio :	G_{mean}	=	590	N/mm ²

Massa volumica media :	ρ_m	=	415	kg/m ³
------------------------	----------	---	-----	-------------------

4. CRITERI DI CALCOLO

I calcoli e le verifiche sono condotti con il criterio semiprobabilistico degli STATI LIMITE, conformemente alle prescrizioni della normativa vigente.

I calcoli e le verifiche sono condotti con il **criterio semiprobabilistico degli Stati Limite** secondo i metodi dell' "Eurocodice 5", con le prescrizioni del Decreto Ministeriale 14/01/2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", e della sezione III del D.M. del 16 gennaio 1996, della circolare 15 ottobre 1996 (DAN) , del D.M. 14/09/2005 "Norme tecniche per le costruzioni".

ARIGNANO : comune in zona 4

4.1 ANALISI DEI CARICHI

4.1.1 PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI

Il peso proprio degli elementi in legno: massa volumica media $\rho_m = 415 \text{ kg/m}^3$

4.1.2 CARICHI PERMANENTI

Tegole in cotto	0.50	kN/m ²
Orditura secondaria	0.15	kN/m ²
Perlinato	0.10	kN/m ²
Impermeabilizzazione	0.15	kN/m ²
anelli isolanti	0.10	kN/m ²
Carico Permanente (totale)	1.00	kN/m ²

4.1.3 SOVRACCARICHI DI ESERCIZIO

Quali sovraccarichi di esercizio, comprensivi degli effetti dinamici ordinari, sono stati adottati, ai sensi del *Prospetto 3.I.II*

Categoria	Ambienti	q _k [kN/m ²]	Q _k [kN]	H _k [kN/m]
H	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00

4.1.4 CARICO NEVE

Unità di misura : m ; KN/mq ; KN/m

ARIGNANO : Zona 0

Altitudine [m]: 321

Periodo di Ritorno [anni]: 50

q_{sk} (carico neve al suolo) = 1.6602

COPERTURA A DUE FALDE

alfa1 (inclinazione della falda1 [°]) = 30

alfa2 (inclinazione della falda2 [°]) = 30

	mu	qs	qe
mu1(alfa1)	.8	1.3282	.781
0.5mu1(alfa1)	.4	.6641	.098
mu1(alfa2)	.8	1.3282	.781
0.5mu1(alfa2)	.4	.6641	.098

Il carico neve sulla copertura sarà pari a circa 1,33 kN/m²

4.2 AZIONE SISMICA

4.2.1 ANALISI LINEARE STATICA"

(cap. 7.3.3.2)

Il calcolo verrà effettuato attraverso l' "Analisi lineare statica".

Analisi sismica - Statica lineare - (NTC 2008)

DATI PROGETTO

Edificio sito in località ARIGNANO (long. 7.902 lat. 45.040300)

Categoria del suolo di fondazione = C

Coeff. di amplificazione stratigrafica S_s = 1.500

Coeff. di amplificazione topografica S_T = 1.000

S = 1.500

Vita nominale dell'opera VN = 50 anni

Coefficiente d'uso CU = 1.0

Periodo di riferimento VR = 50.0

PVR : probabilità di superamento in VR = 10 %

Tempo di ritorno = 475

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :

ag 0.432 [g/10]

Fo 2.711

TC* 0.280

Edificio con struttura in muratura :

Fattore di struttura q = 2.880

q = q₀ * KR dove :

q₀ = 2.00 * 1.8

KR = 0.8 (Edifici non regolari in altezza)

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 1.452

Coeff. lambda = 1.0000

Sd = 0.070

Numero condizioni generanti carichi sismici : 3
 Cond. 001 : Peso proprio _____ con coeff. 1.000
 Cond. 002 : Permanente _____ con coeff. 1.000
 Cond. 003 : A: Variazione _____ con coeff. 0.300

Condizioni di carico sismico generate:
 Cond. 006 : Sisma X
 Cond. 007 : Sisma Y
 Cond. 008 : Torcente add. X
 Cond. 009 : Torcente add. Y

Carichi sismici :

Piani cm	Pesi kN	C. distr.	Forze di piano kN	Torc. di piano X kNm	Torc. di piano Y kNm	Bari c. X cm	Bari c. Y cm
80.0	7.29	0.0382	0.28	0.0	0.1	418.0	0.0
245.0	4.93	0.1170	0.58	0.0	0.0	418.0	0.0

4.2.2 DESCRIZIONE CASI DI CARICO

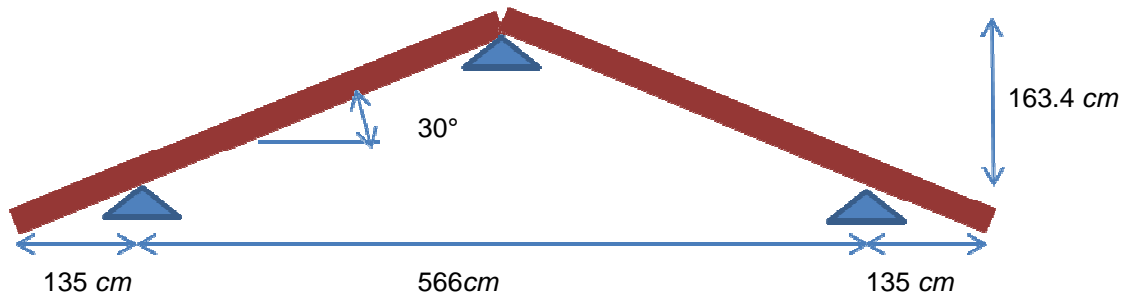
NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SISMAX SLU	nessuna	somma	6	1.000	±		
				8	1.000	±		
2	SISMAX SLU	nessuna	somma	7	1.000	±		
				9	1.000	±		
3	SLU con SISMAX	S. L. U.	somma	1	1.000	+	2	1.000
				2	1.000	+		
				3	0.300	+		
4	SLU con SISMAX	S. L. U.	somma	1	1.000	+	3	1.000
				2	1.000	+		
				3	0.300	+		
5	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
6	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.500	+		
				4	0.200	+		
7	Quasi Perm	Quasi Perm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.300	+		
8	SLU (ist)	S. L. U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	+		
9	SLU (breve)	S. L. U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				5	1.500	+		
10	SLU (perm)	S. L. U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		

5. VERIFICA DEI PUNTONI DEL TETTO IN LEGNO

Verifiche sulla struttura: Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14-01-2008

Dati di progetto :

* Caratteristiche geometriche



Luce capriata :	566	cm		
Interasse capriate :	112	cm		
Pendenza :	30	°		
Lunghezza del puntone :	327	cm		
Interasse correnti :	112	cm		
Sezione puntone :	base b=	20	cm	altezza h= 22 cm

* Caratteristiche legname utilizzato:

Legno massiccio : S3 **Abete**

Classe di servizio : 1

Classe di durata della combinazione di carico per SLU :

permanente : $K_{mod} = 0.60$

breve durata : $K_{mod} = 0.90$

istantanea : $K_{mod} = 1.00$

Coefficiente parziale di sicurezza per la proprietà del materiale :

$\gamma_m = 1.5$ legno massiccio

Valore di calcolo : $X_d = k_{mod} * X_k / \gamma_m$

VALORI DI RESISTENZA	Valori caratteristici		Valori di Progetto				
			$K_{mod} =$	0.60	0.9	1.00	
Flessione (asse y)	$f_{m,k,y}$	17.00	$f_{m,d,y}$	6.80	10.20	11.33	N/mm^2
Flessione (asse z)	$f_{m,k,z}$	17.00	$f_{m,d,z}$	6.80	10.20	11.33	N/mm^2
Trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	10.00	$f_{t,0,d}$	4.00	6.00	6.67	N/mm^2
Trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.40	$f_{t,90,d}$	0.16	0.24	0.27	N/mm^2
Compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	18.00	$f_{c,0,d}$	7.20	10.80	12.00	N/mm^2
Compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.90	$f_{c,90,d}$	1.16	1.74	1.93	N/mm^2
Taglio	$f_{v,k}$	1.90	$f_{v,d}$	0.76	1.14	1.27	N/mm^2

Valori del Modulo elastico :

- Modulo elastico medio parallelo alle fibre : $E_{0,mean} = 9\ 500\ N/mm^2$

- Modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre : $E_{0,05} = 6\ 400\ N/mm^2$

- Modulo di taglio medio : $G_{mean} = 590\ N/mm^2$

Massa volumica media :

$\rho_m = 415\ kg/m^3$

*** Analisi dei carichi**

- Peso proprio puntone :	0.22	<i>kN/m</i>	
- Tegole in cotto	0.50	<i>kN/m²</i>	
- Orditura secondaria	0.15	<i>kN/m²</i>	
- Perlinato	0.10	<i>kN/m²</i>	
- Impermeabilizzazione	0.15	<i>kN/m²</i>	
- Pannelli isolanti	0.10	<i>kN/m²</i>	
- Carico Permanente (totale)	1.00	<i>kN/m²</i>	
- Carico Variabile in copertura :	0.50	<i>kN/m²</i>	
- Carico Neve al suolo :	1.66	<i>kN/m²</i>	per il comune di Arignano
- Carico neve sulle falde "istantaneo" :	1.33	<i>kN/m²</i>	
- Carico neve sulle falde "breve durata" :	0.97	<i>kN/m²</i>	

Verifica agli stati limite ultimi

Dall'analisi statica della capriata, di cui le tabelle di calcolo nell'allegato alla presente verifica, si sono determinate le sollecitazioni di progetto riportate nelle seguenti tabelle :

*** Combinazione di carico I :**

Si considera l'effetto simultaneo dei carichi permanenti e variabili a "breve durata".

Puntone	V _d [kN]	N _d [kN]	M _d [kN*m]
Breve durata	7.71	3.659	4.698

- Verifica a taglio del puntone

Verifica a "breve durata"	τ _d	f _{v,d}		
	0.26	1.14		
τ _d / f _{v,d} = (1,5 * T _d / A) / f _{v,d} =		0.23	< 1	verificato !

- Verifica a presso flessione del puntone

Verifica a "breve durata"	σ _{c,0,d}	f _{c,0,d}	σ _{m,d}	f _{m,d}
	0.08	10.80	2.91	10.20
(σ _{c,0,d} / f _{c,0,d}) ² + (σ _{m,d} / f _{m,d}) =		0.29	< 1	verificato !

- Verifica di stabilità del puntone

I coefficienti di instabilità sono riassunti nella seguente tabella :

Carico critico di colonna	asse y-y	asse z-z
l _{ef} mm	3268	1120
i mm	64	58
λ	51	19
σ _{crit} N/mm ²	23.86	167.85
λ _{rel}	0.87	0.33
β _c	0.20	0.20
k	0.90	0.54
k _c	0.90	1.02

Carico critico di trave	
l _{ef} mm	1120
σ _{crit} N/mm ²	813.42
λ _{rel,m}	0.16

k_{crit} = 1.00 se λ_{rel,m} ≤ 0.75
k_{crit} = 1.44 se 0.75 < λ_{rel,m} ≤ 1.4
k_{crit} = 40.90 se λ_{rel,m} > 1.4

k _{crit}	1.00
-------------------	------

$\beta_c = 0.2$ (legno massiccio)/ 0.1 (legno lamellare)

Verifica a "breve durata" :							
$\sigma_{c,0,d}$	$k_{c,y}$	$k_{c,z}$	$f_{c,0,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	k_{crit}	$f_{m,y,d}$	k_m
0.08	0.90	1.02	10.80	2.91	1.00	10.20	0.70
$(\sigma_{c,0,d}/k_{c,y}/f_{c,0,d}) + (\sigma_{m,y,d}/k_{crit}/f_{m,y,d}) =$				0.29	< 1	verificato !	
$(\sigma_{c,0,d}/k_{c,z}/f_{c,0,d}) + k_m * (\sigma_{m,y,d}/k_{crit}/f_{m,y,d}) =$				0.21	< 1	verificato !	

*** Combinazione di carico II :**

Si considera l'effetto simultaneo dei carichi permanenti e variabili a "durata istantanea".

Puntone	V_d [kN]	N_d [kN]	M_d [kN*m]
Istantanea	6.818	4.04	5.35

- Verifica a taglio del puntone

Verifica "istantanea"	τ_d	$f_{v,d}$			
	0.23	1.27			
$\tau_d / f_{v,d} = (1,5 * T_d / A) / f_{v,d} =$			0.18	< 1	verificato !

- Verifica a presso flessione del puntone

Verifica "istantanea"	$\sigma_{c,0,d}$	$f_{c,0,d}$	$\sigma_{m,d}$	$f_{m,d}$			
	0.09	12.00	3.32	11.33			
$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + (\sigma_{m,d} / f_{m,d}) < 1$					0.29	< 1	verificato !

- Verifica di stabilità del puntone

I coefficienti di instabilità sono riassunti nella seguente tabella :

Carico critico di colonna		asse y-y	asse z-z
l_{ef}	mm	3268	1120
i	mm	64	58
λ		51	19
σ_{crit}	N/mm ²	23.86	167.85
λ_{rel}		0.87	0.33
β_c		0.20	0.20
k		0.90	0.54
k_c		0.90	1.02

Carico critico di trave		
l_{ef}	mm	1120
σ_{crit}	N/mm ²	813.42
$\lambda_{rel,m}$		0.16

se $\lambda_{rel,m} \leq 0.75$
 $k_{crit} = 1.00$

se $0.75 < \lambda_{rel,m} \leq 1.4$
 $k_{crit} = 1.44$

se $\lambda_{rel,m} > 1.4$
 $k_{crit} = 40.90$

k_{crit}	1.00
------------	------

$\beta_c = 0.2$ (legno massiccio)/ 0.1 (legno lamellare)

Verifica "istantanea" :							
$\sigma_{c,0,d}$	$k_{c,y}$	$k_{c,z}$	$f_{c,0,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	k_{crit}	$f_{m,y,d}$	k_m
0.09	0.90	1.02	12.00	3.32	1.00	11.33	0.70
$(\sigma_{c,0,d}/k_{c,y}/f_{c,0,d}) + (\sigma_{m,y,d}/k_{crit}/f_{m,y,d}) =$				0.30	< 1	verificato !	
$(\sigma_{c,0,d}/k_{c,z}/f_{c,0,d}) + k_m * (\sigma_{m,y,d}/k_{crit}/f_{m,y,d}) =$				0.21	< 1	verificato !	

*** Combinazione di carico III :**

Si considera l'effetto dei soli carichi permanenti

Puntone	V _d [kN]	N _d [kN]	M _d [kN*m]
Carichi permanenti	3.408	1.617	2.077

- Verifica a taglio del puntone

Verifica coi carichi permanenti	τ _d	f _{v,d}	
	0.12	0.76	
τ _d / f _{v,d} = (1,5 * T _d / A) / f _{v,d} < 1	0.15	< 1	verificato !

- Verifica a presso flessione del puntone

Verifica coi carichi permanenti	σ _{c,0,d}	f _{c,0,d}	σ _{m,d}	f _{m,d}
	0.04	7.20	1.29	6.80
(σ _{c,0,d} / f _{c,0,d}) ² + (σ _{m,d} / f _{m,d}) < 1	0.19	< 1	verificato !	

- Verifica di stabilità del puntone

I coefficienti di instabilità sono riassunti nella seguente tabella :

Carico critico di colonna	asse y-y	asse z-z
l _{ef} mm	3268	1120
i mm	64	58
λ	51	19
σ _{crit} N/mm ²	23.86	167.85
λ _{rel}	0.87	0.33
β _c	0.20	0.20
k	0.90	0.54
k _c	0.90	1.02

Carico critico di trave	
l _{ef} mm	1120
σ _{crit} N/mm ²	813.42
λ _{rel,m}	0.16

se
k_{crit} = 1.00 λ_{rel,m} ≤ 0.75
k_{crit} = 1.44 se 0.75 < λ_{rel,m} ≤ 1.4
k_{crit} = 40.90 se λ_{rel,m} > 1.4

k _{crit}	1.00
-------------------	------

β_c = 0.2 (legno massiccio) / 0.1 (legno lamellare)

Verifica coi carichi permanenti :							
σ _{c,0,d}	k _{c,y}	k _{c,z}	f _{c,0,d}	σ _{m,y,d}	k _{crit}	f _{m,y,d}	k _m
0.04	0.90	1.02	7.20	1.29	1.00	6.80	0.70
(σ _{c,0,d} / k _{c,y} / f _{c,0,d}) + (σ _{m,y,d} / k _{crit} / f _{m,y,d}) =				0.20	< 1	verificato !	
(σ _{c,0,d} / k _{c,z} / f _{c,0,d}) + k _m * (σ _{m,y,d} / k _{crit} / f _{m,y,d}) =				0.14	< 1	verificato !	

- Perlinato	0.10	kN/m^2	
- Impermeabilizzazione	0.15	kN/m^2	
- Pannelli isolanti	0.10	kN/m^2	
- Carico Permanente (totale)	1.00	kN/m^2	
- Carico Variabile in copertura :	0.50	kN/m^2	
- Carico Neve al suolo :	1.66	kN/m^2	per il comune di Arignano
- Carico neve sulle falde "istantaneo" :	1.33	kN/m^2	
- Carico neve sulle falde "breve durata" :	0.97	kN/m^2	

Verifica agli stati limite ultimi

* Combinazione di carico I :

Si considera l'effetto simultaneo dei carichi permanenti e variabili :

$$G_k = 0.52 + 1.00 \times 2.7 = 3.22 \quad kN/m$$

$$Q_k = 0.97 \times 2.7 = 2.61 \quad kN/m \quad \text{"breve durata"}$$

$$F_{d,I} = \gamma_g * G_k + \gamma_q * Q_k = 8.10 \quad kN/m$$

Il momento massimo in mezzaria vale :

$$M_{d,I} = F_{d,I} * L^2 / 8 = 34.06 \quad kN*m$$

Il taglio agli appoggi vale :

$$T_{d,I} = F_{d,I} * L / 2 = 23.49 \quad kN$$

Trave	V_d [kN]	N_d [kN]	M_d [kN*m]
Breve durata	23.49	0	34.06

- Verifica a taglio

Verifica a "breve durata"	τ_d	$f_{v,d}$	
	0.34	1.14	
$\tau_d / f_{v,d} = (1,5 * T_d / A) / f_{v,d} < 1$	0.29	< 1	verificato !

- Verifica a presso flessione

Verifica a "breve durata"	$\sigma_{c,0,d}$	$f_{c,0,d}$	$\sigma_{m,d}$	$f_{m,d}$
	0.00	10.80	5.56	10.20
$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + (\sigma_{m,d} / f_{m,d}) < 1$	0.55	< 1	verificato !	

* Combinazione di carico II :

Si considera l'effetto simultaneo dei carichi permanenti e variabili :

$$G_k = 0.52 + 1.00 \times 2.7 = 3.22 \quad kN/m$$

$$Q_k = 1.33 \times 2.7 = 3.59 \quad kN/m \quad \text{"istantaneo"}$$

$$F_{d,II} = \gamma_g * G_k + \gamma_q * Q_k = 6.18 \quad kN/m$$

Il momento massimo in mezzaria vale :

$$M_{d,II} = F_{d,II} * L^2 / 8 = 25.99 \quad kN*m$$

Il taglio agli appoggi vale :

$$T_{d,II} = F_{d,II} * L / 2 = 17.93 \quad kN$$

Trave	V _d [kN]	N _d [kN]	M _d [kN*m]
Carico istantaneo	17.93	0	25.99

- Verifica a taglio

Verifica "istantanea"	τ_d	$f_{v,d}$	
	0.26	1.27	
$\tau_d / f_{v,d} = (1,5 * T_d / A) / f_{v,d} < 1$			
	0.20	< 1	verificato !

- Verifica a presso flessione

Verifica "istantanea"	$\sigma_{c,0,d}$	$f_{c,0,d}$	$\sigma_{m,d}$	$f_{m,d}$
	0.00	12.00	4.24	11.33
$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + (\sigma_{m,d} / f_{m,d}) < 1$				
	0.37	< 1	verificato !	

*** Combinazione di carico III :**

Si considera l'effetto dei soli carichi permanenti

$$G_k = 0.52 + 1.00 \times 2.7 = 3.22 \quad kN/m$$

$$Q_k = 0.00 \quad kN/m$$

$$F_{d,l} = \gamma_g * G_k + \gamma_q * Q_k = 4.19 \quad kN/m$$

Il momento massimo in mezzaria vale :

$$M_{d,l} = F_{d,l} * L^2 / 8 = 17.62 \quad kN*m$$

Il taglio agli appoggi vale :

$$T_{d,l} = F_{d,l} * L / 2 = 12.15 \quad kN$$

Trave	V _d [kN]	N _d [kN]	M _d [kN*m]
Carichi permanenti	12.15	0	17.62

- Verifica a taglio

Verifica coi carichi permanenti	τ_d	$f_{v,d}$	
	0.17	0.76	
$\tau_d / f_{v,d} = (1,5 * T_d / A) / f_{v,d} < 1$			
	0.23	< 1	verificato !

- Verifica a presso flessione

Verifica coi carichi permanenti :	$\sigma_{c,0,d}$	$f_{c,0,d}$	$\sigma_{m,d}$	$f_{m,d}$
	0.00	7.20	2.88	6.80
$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + (\sigma_{m,d} / f_{m,d}) < 1$				
	0.42	< 1	verificato !	

Verifica agli stati limite di servizio

Caratteristiche geometriche della sezione :

Luce trave tra gli appoggi : $L = 580 \text{ cm}$

Sezione trave : *base* $b = 30 \text{ cm}$

altezza $h = 35 \text{ cm}$

Area sezione $A = 1.05E+05 \text{ mm}^2$

Momento di inerzia della sezione $J = 1.07E+09 \text{ mm}^4$

Carichi permanenti e variabili :

$$G_k = 0.52 + 1.00 \times 2.7 = 3.22 \quad kN/m$$

$$Q_k = 1.33 \times 2.7 = 1.33 \quad kN/m \quad \text{"istantaneo"}$$

Freccia istantanea per i carichi permanenti :

$$u_{1,ist} = (5/384) * (g_k * L^4 / E_{0,mean} / J) + X * (g_k * L^2 / 8 / G_{mean} / A) = 4.9 \text{ mm}$$

Freccia istantanea per i carichi variabili :

$$u_{2,ist} = (5/384) * (q_k * L^4 / E_{0,mean} / J) + X * (q_k * L^2 / 8 / G_{mean} / A) = 2.0 \text{ mm} < L/300 = 19.3 \text{ mm} \text{ verificato !}$$

Freccia netta finale :

$$u_{net,fin} = u_{1,ist} * (1 + k_{def}) + u_{2,ist} * (1 + \Psi_2 * k_{def}) = 10.2 \text{ mm} < L/200 = 29.0 \text{ mm} \text{ verificato !}$$

Le verifiche in esercizio risultano soddisfatte.

ALLEGATO DATI STRUTTURA

Uni ta` di mi sura :
 LUNGHEZZE : cm
 SUPERFICI : m2
 DATI SEZIONALI : cm
 ANGOLI : gradi
 FORZE : kN
 MOMENTI : kNm
 CARICHI LINEARI : kN/m
 CARICHI SUPERFICI : kN/m2
 TENSIONI : N/mm2
 PESI DI VOLUME : kN/m3
 COEFF. DI WINKLER: daN/cm3
 RIGIDENZE VINCOLI : kN/cm - kNm/rad

NODI --|-----|-----|-----|-----|-----| num. = 5
 Nome Coord. X Coord. Y Coord. Z
 1 0.000 0.000 0.000
 2 135.000 0.000 80.000
 3 418.000 0.000 245.000
 4 701.000 0.000 80.000
 5 836.000 0.000 0.000

ASTE--|-----|-----|-----|-----|-----| num. = 4
 Nome Proprieta` Nodo iniz. Nodo fin. Rilasci in. Rilasci fin. Orient.
 1 1 1 2 2 0.0
 2 1 2 3 3 0.0
 3 1 3 4 RxRyRz 0.0
 4 1 4 5 0.0

PROPRIETA` ASTE--|-----|-----|-----|-----|-----| num. = 1
 Nome Materiale Base Altezza Area Area tag. Y Area tag. Z
 Kw vertic. Kw orizz. J tors. J fless. Y J fless. Z
 1 3 20.00 22.00 4.40000E+02 3.66667E+02 3.66667E+02
 0.000000 0.000000 2.69787E+04 1.46667E+04 1.77467E+04

MATERIALI -----|-----|-----|-----|-----| num. = 1
 Nome Mod. elast. Coeff. nu Mod. tang. Peso spec. Dil. te.
 3 1.05000E+04 2.50000E-01 3.50000E+02 4.90332E+00 0.00000E+00

VINCOLI -----|-----|-----|-----|-----| num. = 3
 Nodo Rigid. X Rigid. Y Rigid. Z Rigid. RX Rigid. RY Rigid. RZ
 2 bloccato bloccato bloccato libero libero libero
 4 bloccato bloccato bloccato libero libero libero
 3 bloccato bloccato bloccato libero libero libero

CARICHI NODI -----|-----|-----|-----|-----| num. = 8
 Nome Nodo Di rezione Intensi ta`
 1 - 6 : Forze Sismiche (Analisi Semplificata)
 7 - 8 : Momenti Torcenti Addizionali

CARICHI ASTE-----|-----|-----|-----|-----| num. = 20
 Nome Asta Dir Tip RIF Parametro 1 Parametro 2 Parametro 3 Parametro 4
 9 Permanente 1 Z FD glo -1.120
 10 Permanente 2 Z FD glo -1.120
 11 Permanente 3 Z FD glo -1.120
 12 Permanente 4 Z FD glo -1.120
 13 Var_Copertura 1 Z FD glo -0.560
 14 Var_Copertura 4 Z FD glo -0.560
 15 Var_Copertura 2 Z FD glo -0.560
 16 Var_Copertura 3 Z FD glo -0.560
 17 Neve_istantaneo_ 1 Z FD glo -1.500
 18 Neve_istantaneo_ 4 Z FD glo -1.500
 19 Neve_istantaneo_ 2 Z FD glo -1.500
 20 Neve_istantaneo_ 3 Z FD glo -1.500
 21 Neve_breve 1 Z FD glo -1.090
 22 Neve_breve 2 Z FD glo -1.090
 23 Neve_breve 3 Z FD glo -1.090
 24 Neve_breve 4 Z FD glo -1.090

PESI PROPRI ASTE--|-----|-----|-----|-----|-----|
 Cond. Nome Carichi Aste
 1 25-28 1-4

CARICHI DI LINEA |-----|-----|-----|-----| num. = 0
 Nome numero coordinata Intensi ta`
 inizio fine Cond. Di rez. inizio fine Descrizi one

CONDIZIONI DI CARICO-----|-----|-----|-----| num. = 9
 Nome
 1 Peso_proprio_____ N. carichi : 4
 Lista carichi : 25-28
 2 Permanente_____ N. carichi : 4
 Lista carichi : 9-12
 3 A: Var_abitazione_____ N. carichi : 4
 Lista carichi : 13-16
 4 Neve_(istantaneo) N. carichi : 4
 Lista carichi : 17-20
 5 Neve_(breve) N. carichi : 4
 Lista carichi : 21-24
 6 Sisma_X N. carichi : 3
 Lista carichi : 1-3
 7 Sisma_Y N. carichi : 3
 Lista carichi : 4-6
 8 Torcente_add._X N. carichi : 0

Lista carichi:

9 Torcente_add._Y N. carichi: 2
Lista carichi: 7-8

RISULTANTI DEI CARICHI (punto di applicazione nell'origine degli assi):

cond.	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	0.000000E+00	0.000000E+00	-2.090630E+00	0.000000E+00	8.738833E+00	0.000000E+00
2	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.085306E+01	0.000000E+00	4.536580E+01	0.000000E+00
3	0.000000E+00	0.000000E+00	-5.426531E+00	0.000000E+00	2.268290E+01	0.000000E+00
4	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.453535E+00	0.000000E+00	6.075777E+01	0.000000E+00
5	0.000000E+00	0.000000E+00	-1.056236E+01	0.000000E+00	4.415064E+01	0.000000E+00
6	8.548340E-01	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	1.634998E+00	0.000000E+00
7	0.000000E+00	8.548340E-01	0.000000E+00	-1.634998E+00	0.000000E+00	3.573208E+00
8	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00
9	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	0.000000E+00	7.878483E-02

SOLLECITAZIONI ASTE

* Combinazione di carico I :

Si considera l'effetto simultaneo dei carichi "breve".

CASO DI CARICO : 9 SLU (breve) COMBINAZIONE

N. 4 CONDIZIONI ANALISI STATICA

1	Peso proprio	+	1.30
2	Permanente	+	1.50
3	A: Variazioni	+	1.50
5	Neve (breve)	+	1.50

1) +1.30*c001 +1.50*c002 +1.50*c003 +1.50*c005

Unità di misura: Prog e frecce [cm]; NORM, TYY, TZZ [kN]

MZZ, MYY, TORS [kNm]						
Asta	1	nodi	1	2		
PROGR.	NORM	TYY	TZZ	TORS	MYY	MZZ
0.	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00000	0.00000
20.	0.444	-0.748	0.000	0.00000	0.00000	-0.07341
39.	0.887	-1.497	0.000	0.00000	0.00000	-0.29364
59.	1.331	-2.245	0.000	0.00000	0.00000	-0.66068
78.	1.774	-2.994	0.000	0.00000	0.00000	-1.17455
98.	2.218	-3.742	0.000	0.00000	0.00000	-1.83523
118.	2.661	-4.491	0.000	0.00000	0.00000	-2.64274
137.	3.105	-5.239	0.000	0.00000	0.00000	-3.59706
157.	3.548	-5.988	0.000	0.00000	0.00000	-4.69820
Asta	2	nodi	2	3		
PROGR.	NORM	TYY	TZZ	TORS	MYY	MZZ
0.	-3.659	7.710	0.000	0.00000	0.00000	-4.69820
41.	-2.744	6.141	0.000	0.00000	0.00000	-1.86217
82.	-1.830	4.572	0.000	0.00000	0.00000	0.33136
123.	-0.915	3.003	0.000	0.00000	0.00000	1.88239
164.	0.000	1.434	0.000	0.00000	0.00000	2.79091
205.	0.915	-0.135	0.000	0.00000	0.00000	3.05694
246.	1.830	-1.704	0.000	0.00000	0.00000	2.68046
287.	2.744	-3.273	0.000	0.00000	0.00000	1.66148
328.	3.659	-4.842	0.000	0.00000	0.00000	0.00000
Asta	3	nodi	3	4		
PROGR.	NORM	TYY	TZZ	TORS	MYY	MZZ
0.	3.659	4.842	0.000	0.00000	0.00000	0.00000
41.	2.744	3.273	0.000	0.00000	0.00000	1.66148
82.	1.830	1.704	0.000	0.00000	0.00000	2.68046
123.	0.915	0.135	0.000	0.00000	0.00000	3.05694
164.	0.000	-1.434	0.000	0.00000	0.00000	2.79091
205.	-0.915	-3.003	0.000	0.00000	0.00000	1.88239
246.	-1.830	-4.572	0.000	0.00000	0.00000	0.33136
287.	-2.744	-6.141	0.000	0.00000	0.00000	-1.86217
328.	-3.659	-7.710	0.000	0.00000	0.00000	-4.69820
Asta	4	nodi	4	5		
PROGR.	NORM	TYY	TZZ	TORS	MYY	MZZ
0.	3.548	5.988	0.000	0.00000	0.00000	-4.69820
20.	3.105	5.239	0.000	0.00000	0.00000	-3.59706
39.	2.661	4.491	0.000	0.00000	0.00000	-2.64274
59.	2.218	3.742	0.000	0.00000	0.00000	-1.83523
78.	1.774	2.994	0.000	0.00000	0.00000	-1.17455
98.	1.331	2.245	0.000	0.00000	0.00000	-0.66068
118.	0.887	1.497	0.000	0.00000	0.00000	-0.29364
137.	0.444	0.748	0.000	0.00000	0.00000	-0.07341
157.	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00000	0.00000

* Combinazione di carico II :

Si considera l'effetto simultaneo dei carichi "istantaneo".

CASO DI CARICO : 8 SLU (ist) COMBINAZIONE

N. 4 CONDIZIONI ANALISI STATICA

1	Peso proprio	+	1.30
2	Permanente	+	1.50
3	A: Variazioni	+	1.50
4	Neve (istantaneo)	+	1.50

1) +1.30*c001 +1.50*c002 +1.50*c003 +1.50*c004

Unità di misura: Prog e frecce [cm]; NORM, TYY, TZZ [kN]

MZZ, MYY, TORS [kNm]						
Asta	1	nodi	1	2		
PROGR.	NORM	TYY	TZZ	TORS	MYY	MZZ
0.	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00000	0.00000
20.	0.505	-0.852	0.000	0.00000	0.00000	-0.08359
39.	1.010	-1.705	0.000	0.00000	0.00000	-0.33435

59.	1.515	-2.557	0.000	0.00000	0.00000	-0.75229
78.	2.020	-3.409	0.000	0.00000	0.00000	-1.33741
98.	2.525	-4.261	0.000	0.00000	0.00000	-2.08970
118.	3.030	-5.114	0.000	0.00000	0.00000	-3.00917
137.	3.535	-5.966	0.000	0.00000	0.00000	-4.09581
157.	4.040	-6.818	0.000	0.00000	0.00000	-5.34963
Asta 2 nodi 2 3						
PROGR.	NORM	TYY	TZZ	TORS	MYY	MZZ
0.	-4.167	8.779	0.000	0.00000	0.00000	-5.34963
41.	-3.125	6.993	0.000	0.00000	0.00000	-2.12037
82.	-2.083	5.206	0.000	0.00000	0.00000	0.37730
123.	-1.042	3.420	0.000	0.00000	0.00000	2.14339
164.	0.000	1.633	0.000	0.00000	0.00000	3.17789
205.	1.042	-0.154	0.000	0.00000	0.00000	3.48080
246.	2.083	-1.940	0.000	0.00000	0.00000	3.05212
287.	3.125	-3.727	0.000	0.00000	0.00000	1.89185
328.	4.167	-5.513	0.000	0.00000	0.00000	0.00000
Asta 3 nodi 3 4						
PROGR.	NORM	TYY	TZZ	TORS	MYY	MZZ
0.	4.167	5.513	0.000	0.00000	0.00000	0.00000
41.	3.125	3.727	0.000	0.00000	0.00000	1.89185
82.	2.083	1.940	0.000	0.00000	0.00000	3.05212
123.	1.042	0.154	0.000	0.00000	0.00000	3.48080
164.	0.000	-1.633	0.000	0.00000	0.00000	3.17789
205.	-1.042	-3.420	0.000	0.00000	0.00000	2.14339
246.	-2.083	-5.206	0.000	0.00000	0.00000	0.37730
287.	-3.125	-6.993	0.000	0.00000	0.00000	-2.12037
328.	-4.167	-8.779	0.000	0.00000	0.00000	-5.34963
Asta 4 nodi 4 5						
PROGR.	NORM	TYY	TZZ	TORS	MYY	MZZ
0.	4.040	6.818	0.000	0.00000	0.00000	-5.34963
20.	3.535	5.966	0.000	0.00000	0.00000	-4.09581
39.	3.030	5.114	0.000	0.00000	0.00000	-3.00917
59.	2.525	4.261	0.000	0.00000	0.00000	-2.08970
78.	2.020	3.409	0.000	0.00000	0.00000	-1.33741
98.	1.515	2.557	0.000	0.00000	0.00000	-0.75229
118.	1.010	1.705	0.000	0.00000	0.00000	-0.33435
137.	0.505	0.852	0.000	0.00000	0.00000	-0.08359
157.	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00000	0.00000

* Combinazione di carico III :

Si considera l'effetto simultaneo dei carichi "permanente".

CASO DI CARICO : 10 SLU (perm) COMBINAZIONE

N.	2 CONDIZIONI ANALISI STATICA
1	Peso proprio + 1.30
2	Permanente + 1.50

1) +1.30*c001 +1.50*c002

Unità di misura: Prog e frecce [cm]; NORM, TYY, TZZ [kN]

MZZ, MYY, TORS [kNm]						
Asta 1 nodi 1 2						
PROGR.	NORM	TYY	TZZ	TORS	MYY	MZZ
0.	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00000	0.00000
20.	0.196	-0.331	0.000	0.00000	0.00000	-0.03245
39.	0.392	-0.662	0.000	0.00000	0.00000	-0.12979
59.	0.588	-0.992	0.000	0.00000	0.00000	-0.29202
78.	0.784	-1.323	0.000	0.00000	0.00000	-0.51915
98.	0.980	-1.654	0.000	0.00000	0.00000	-0.81117
118.	1.176	-1.985	0.000	0.00000	0.00000	-1.16809
137.	1.372	-2.316	0.000	0.00000	0.00000	-1.58989
157.	1.568	-2.647	0.000	0.00000	0.00000	-2.07660
Asta 2 nodi 2 3						
PROGR.	NORM	TYY	TZZ	TORS	MYY	MZZ
0.	-1.617	3.408	0.000	0.00000	0.00000	-2.07660
41.	-1.213	2.714	0.000	0.00000	0.00000	-0.82308
82.	-0.809	2.021	0.000	0.00000	0.00000	0.14646
123.	-0.404	1.327	0.000	0.00000	0.00000	0.83201
164.	0.000	0.634	0.000	0.00000	0.00000	1.23358
205.	0.404	-0.060	0.000	0.00000	0.00000	1.35116
246.	0.809	-0.753	0.000	0.00000	0.00000	1.18476
287.	1.213	-1.447	0.000	0.00000	0.00000	0.73437
328.	1.617	-2.140	0.000	0.00000	0.00000	0.00000
Asta 3 nodi 3 4						
PROGR.	NORM	TYY	TZZ	TORS	MYY	MZZ
0.	1.617	2.140	0.000	0.00000	0.00000	0.00000
41.	1.213	1.447	0.000	0.00000	0.00000	0.73437
82.	0.809	0.753	0.000	0.00000	0.00000	1.18476
123.	0.404	0.060	0.000	0.00000	0.00000	1.35116
164.	0.000	-0.634	0.000	0.00000	0.00000	1.23358
205.	-0.404	-1.327	0.000	0.00000	0.00000	0.83201
246.	-0.809	-2.021	0.000	0.00000	0.00000	0.14646
287.	-1.213	-2.714	0.000	0.00000	0.00000	-0.82308
328.	-1.617	-3.408	0.000	0.00000	0.00000	-2.07660
Asta 4 nodi 4 5						
PROGR.	NORM	TYY	TZZ	TORS	MYY	MZZ
0.	1.568	2.647	0.000	0.00000	0.00000	-2.07660
20.	1.372	2.316	0.000	0.00000	0.00000	-1.58989
39.	1.176	1.985	0.000	0.00000	0.00000	-1.16809
59.	0.980	1.654	0.000	0.00000	0.00000	-0.81117
78.	0.784	1.323	0.000	0.00000	0.00000	-0.51915
98.	0.588	0.992	0.000	0.00000	0.00000	-0.29202
118.	0.392	0.662	0.000	0.00000	0.00000	-0.12979
137.	0.196	0.331	0.000	0.00000	0.00000	-0.03245
157.	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00000	0.00000