



**CMP** Analisi Strutturale

---

# **Namirial**

DOCUMENTO  
DI VALIDAZIONE

**Codice di calcolo**

# **CMP**

## **Analisi Strutturale**

### **DOCUMENTO DI VALIDAZIONE**

FASE: <b>STUDI</b>			DOCUMENTO: <b>VALIDAZIONE CMP</b>		
DATA: <b>02 gennaio 2025</b>			FILE: 1814-00 - S.ST.00.01-Validazione CMP-12.docx	ELAB N° : <b>S.ST.00.01</b>	
rev. 12	02/01/25	Aggiornamenti ver. 36.0.0.0	Snt	Lbr	Lbr
rev. 11	10/02/24	Aggiornamenti ver. 35.0.0.0	Snt	Lbr	Lbr
rev. 10	14/09/21	Aggiornamenti ver. 33.0.0.0	Brg	Cmr	Lbr
rev. 9	18/12/20	Aggiornamenti ver. 32.0.0.0	Brg	Cmr	Lbr
rev. 8	19/03/19	Aggiornamenti ver. 30.0.2.1	Frn	Cmr	Lbr
rev. 7	09/03/18	Emissione ver. 30.0.0.0	Frn	Cmr	Lbr
rev. 0	15/10/10	EMMISSIONE	Rbn	Rvz	Lbr
revisione	data	motivo della revisione:	redatto da:	controllato da:	approvato da:



# INDICE

1	ORIGINE DEL CODICE DI CALCOLO .....	5
2	COMPONENTI DI TERZE PARTI.....	6
2.1	SOLUTORE FEM .....	6
3	CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO .....	7
4	VALIDAZIONE CMP: INVILUPPI.....	8
4.1	MODELLO MONODIMENSIONALE.....	8
4.2	MODELLO BIDIMENSIONALE.....	34
5	VALIDAZIONE CMP: VERIFICHE .....	63
5.1	CALCESTRUZZO ARMATO.....	63
5.1.1	VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE C.A. A SLU, FLESSIONE RETTA .....	63
5.1.2	VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE C.A. A SLU, PRESSO-FLESSIONE RETTA CON PICCOLA ECCENTRICITÀ.....	67
5.1.3	VERIFICA A TAGLIO DI UNA SETTO IN C.A. A SLU.....	71
5.1.4	VERIFICA A PUNZONAMENTO EC2 .....	75
5.2	ACCIAIO.....	85
5.2.1	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE DI UNA SEZIONE IN ACCIAIO.....	85
5.2.2	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE E TAGLIO DI UNA SEZIONE IN ACCIAIO .....	90
5.2.3	VERIFICA DI STABILITÀ DELLE MEMBRATURE COMPRESSE IN ACCIAIO .....	96
5.2.4	VERIFICA DI STABILITÀ FLESSO TORSIONALE DI ELEMENTI IN ACCIAIO.....	103
5.2.5	VERIFICA STABILITÀ DI MEMBRATURE UNIFORMI IN ACCIAIO SOGGETTE A FLESSIONE E COMPRESSIONE ASSIALE.....	109
5.3	LEGNO.....	119
5.3.1	VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE E TAGLIO DI UNA SEZIONE IN LEGNO .....	119
5.3.2	VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO DI UNA SEZIONE IN LEGNO..	125
5.3.3	VERIFICA DI RESISTENZA A TENSOFLESSIONE E TAGLIO DI UNA SEZIONE IN LEGNO....	132
5.3.4	VERIFICA DI STABILITÀ DI UN'ASTA COMPRESA IN LEGNO .....	138
5.3.5	VERIFICA DI STABILITÀ A PRESSOFLESSIONE RETTA DI UNA SEZIONE IN LEGNO.....	143
5.3.6	CALCOLO E VERIFICA DI UN PANNELLO XLAM.....	155
6	GERARCHIA DELLE RESISTENZE.....	173
6.1	VERIFICA DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE PER ELEMENTO TRAVE.....	173
7	VALIDAZIONE CMP: METODO DELLA RIGIDEZZA NOMINALE .....	199
7.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO NUMERICO .....	200
7.1.1	VERIFICHE DI RESISTENZA.....	214
7.2	VERIFICHE DI STABILITÀ PER ELEMENTI SNELLI .....	216
7.2.1	VERIFICHE DI INSTABILITÀ - METODO "COMPLETO" .....	217
7.2.2	VERIFICHE DI INSTABILITÀ - METODO "SEMPLIFICATO" .....	221
7.2.3	VERIFICHE SOLO SE NECESSARIE - CALCOLO PRECISO DEL COEFFICIENTE C .....	224
7.2.4	VERIFICHE SOLO SE NECESSARIE - C SEMPLIFICATO .....	228
7.2.5	VERIFICHE SU ELEMENTI FORMATI DA UN NUMERO DI BEAM SUPERIORE A 1 .....	233
7.2.6	DIFFERENZE NUMERICHE TRA METODO "COMPLETO" E METODO "SEMPLIFICATO" .....	236
8	VALIDAZIONE CMP: ANALISI MODALE CON EFFETTI DEL II ORDINE .....	240
8.1	ANALISI SPETTRALE LINEARE E ANALISI CON EFFETTI DEL II ORDINE .....	241
8.2	CONFRONTO TRA ANALISI DINAMICA LINEARE, MODALE NON LINEARE E INSTABILITÀ EULERIANA.....	253
8.3	FILE DI INPUT PER XFINEST .....	258
9	VALIDAZIONE CMP: AZIONE DEL VENTO RADENTE .....	263
9.1	MODELLO MONODIMENSIONALE 1.....	263
9.2	MODELLO BIDIMENSIONALE 1 .....	267
9.3	MODELLO BIDIMENSIONALE 2.....	271



10	VALIDAZIONE CMP: AZIONE DEL VENTO NORMALE E RADENTE CON CIRCOLARE 2019 .....	276
10.1	MODELLO TRIDIMENSIONALE .....	276
11	VALIDAZIONE CMP: MURATURE .....	286
11.1	MODELLO TRILITE .....	286
11.2	MODELLO PARETE 2D .....	290
11.3	MODELLO EDIFICIO MONOCELLULA .....	295
ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE (PUSHOVER) .....		300
11.4	CONFRONTO TRA I RISULTATI DELL'ANALISI STATICA NON LINEARE CONDOTTA CON CMP E QUELLI DEL CASO DI STUDIO DEL PROF. GHERSI .....	303
11.4.1	MATERIALI UTILIZZATI .....	303
11.4.2	NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI .....	304
11.4.3	CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO E COMBINAZIONE SISMICA .....	304
11.4.4	SFORZI NORMALI SUI PILASTRI – PREDIMENSIONAMENTO E VALUTAZIONI SULLA RISULTANTE DEI CARICHI VERTICALI NEL MODELLO .....	305
11.4.5	ANALISI MODALE .....	307
11.4.6	DESCRIZIONE DELLE ANALISI PUSHOVER CONDOTTE .....	307
11.4.7	CURVE DI CAPACITÀ .....	308
11.4.8	EVOLUZIONE DELLE CERNIERE PLASTICHE .....	310
11.5	ESECUZIONE DELLE VERIFICHE .....	312
11.5.1	DOMANDE .....	312
11.5.2	VERIFICHE DI ROTAZIONE ALLA CORDA .....	314
11.5.3	VERIFICHE A TAGLIO .....	320
11.5.4	RESOCONTO DELLE VERIFICHE PER IL LANCIO 2 (DIR. Y) .....	325
11.5.5	CALCOLO DELLE ACCELERAZIONI DI RIFERIMENTO .....	327
11.5.6	CURVA DI VULNERABILITA' .....	327
11.5.7	RESOCONTO FINALE .....	328
12	CALCOLO ACCELERAZIONI DI PIANO SU ELEMENTI NON STRUTTURALI .....	331
12.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO NUMERICO .....	331
12.2	CALCOLO DELLE ACCELERAZIONI DI PIANO .....	332
12.2.1	FORMULAZIONE GENERALE [C7.2.3] .....	332
12.2.2	FORMULAZIONE SEMPLIFICATA [C7.2.5] .....	335
12.2.3	FORMULAZIONE SEMPLIFICATA PER STRUTTURE A TELAIO [C7.2.11] .....	338
12.3	CONFRONTO RISULTATI .....	340
13	CALCOLO DELLE RIGIDEZZA DI PIANO E VERIFICA DELLA DEFORMABILITÀ TORSIONALE ...	342
13.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO NUMERICO .....	342
13.2	CALCOLO MANUALE DELLE RIGIDEZZE DI PIANO .....	346
13.2.1	CALCOLO DELLA RIGIDEZZA FLESSIONALE .....	347
13.2.2	CALCOLO DELLA RIGIDEZZA TORSIONALE .....	348
13.2.3	CALCOLO DEL RAPPORTO $R/L_s$ .....	349
13.3	CALCOLO DELLE RIGIDEZZE DI PIANO CON CMP .....	350
14	VERIFICHE DI DUTTILITÀ .....	355
14.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO NUMERICO .....	356
14.2	ESECUZIONE DELLE VERIFICHE DI DUTTILITÀ .....	357
14.2.1	CALCOLO DEL CONFINAMENTO .....	357
14.2.2	CALCOLO DELLE DOMANDA DI DUTTILITÀ .....	364
14.2.3	DETERMINAZIONE DELLE CAPACITÀ DELLA SEZIONE .....	365
14.2.4	ESECUZIONE DELLE VERIFICHE DI DUTTILITÀ .....	368
15	VERIFICA DEI NODI TRAVE-PILASTRO IN C.A. ....	371
15.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO NUMERICO .....	372
15.2	ESECUZIONE DELLE VERIFICHE PER NODI NUOVI .....	373
15.2.1	NODO NON INTERAMENTE CONFINATO - VERIFICA NODO N.111 CON NUMERO DI STAFFE EFFETTIVO .....	373



15.2.2	NODO NON INTERAMENTE CONFINATO - VERIFICA NODO N.111 CON NUMERO DI STAFFE INTERO.....	383
15.2.3	NODO INTERAMENTE CONFINATO “COME PER ALTA DUTTILITÀ” - VERIFICA NODO N.87.....	385
15.2.4	NODO INTERAMENTE CONFINATO “CON TAGLIO DA ANALISI CON FATTORE Q” - VERIFICA NODO N.87.....	392
15.2.5	NODO INTERAMENTE CONFINATO “CONTROLLO INDIRETTO” - VERIFICA DEL NODO N.87.....	396
15.3	ESECUZIONE DELLE VERIFICHE PER NODI ESISTENTI.....	399
15.3.1	VERIFICA DEL NODO N.111 – MATERIALE ESISTENTE.....	400



# VALIDAZIONE CMP



# 1 ORIGINE DEL CODICE DI CALCOLO

Titolo: **CMP Analisi Strutturale**

Produttore: Namirial S.p.A.

Via Caduti sul Lavoro n.4, 60019 SENIGALLIA (AN)

Distributore: Namirial S.p.A.

Via Caduti sul Lavoro n.4, 60019 SENIGALLIA (AN)



## 2 COMPONENTI DI TERZE PARTI

### 2.1 SOLUTORE FEM

Titolo: **XFinest**

Produttore: Ce.A.S. S.r.l. – Viale Giustiniano, 10 – 20129 MILANO

Distributore: Harpaceas S.r.l. – V.le Richard, 1 – 20143 MILANO





### 3 CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO

**CMP Analisi Strutturale** è un pre/post-processore grafico per analisi ad elementi finiti, che consente di eseguire tutte le operazioni inerenti la modellazione agli elementi finiti e la relativa analisi dei risultati: costruire il modello geometrico della struttura, assegnare proprietà, carichi, vincoli e tutti i dati di completamento necessari per l'esecuzione di analisi statiche e dinamiche; visualizzare graficamente i risultati dell'analisi (sollecitazioni, deformate ecc...); progettare le sezioni e le armature per travi, pilastri, solette, pareti; fornire le proprietà statiche di sezioni di forma qualsiasi composte da differenti materiali e armate in modo generico; eseguire, anche in automatico su tutta la struttura, le verifiche di resistenza a presso/tenso-flessione deviata e di stabilità per le aste in calcestruzzo, acciaio e altri materiali; visualizzare i risultati delle verifiche anche in modo aggregato sulla struttura analizzata.

Sono supportati elementi finiti monodimensionali, bidimensionali, tridimensionali (brick) ed elementi denominati "Solaio" ed aventi funzione di aree di carico.

L'analisi del problema ad elementi finiti è svolta mediante codice di calcolo di terze parti (XFinest).

Le verifiche di resistenza possono essere svolte secondo i metodi alle tensioni ammissibili e semiprobabilistico agli stati limite, secondo le seguenti normative:

- DM 16/01/1996
- Ordinanza P.C.M. n. 3274 e ss.mm.ii.
- DM 14/09/2005
- DM 14/01/2008
- DM 17/01/2018
- Eurocodici

In caso di utilizzo di procedure, criteri, valori di riferimento non prescritti delle normative sopra indicate, si è fatto riferimento alle relative circolari applicative o ad altri documenti e bibliografia di comprovata validità.

**CMP Analisi Strutturale** può essere collegato come post-processore ai seguenti programmi di calcolo:

- **SAP 2000** prodotto da Computer and Structures Inc. – Berkeley, California 94704, USA, distribuito in Italia da C.S.I Italia S.r.l. – Galleria San Marco 4, 33170 Pordenone;
- **Straus7** prodotto da Strand7 Pty Ltd - 65 York Street, Sydney, NSW 2000, Australia, distribuito in Italia da HSH srl - Via N.Tommaseo, 13 - 35131 Padova;
- **PC.E.** prodotto e distribuito in Italia da Aedes Software s.n.c. – Via Ferrante Aporti, 32 - 56028 San Miniato Basso (PI).



## 4 VALIDAZIONE CMP: INVILUPPI

Al fine di individuare le componenti massime e minime per ogni singola membratura, CMP permette di realizzare involuppi delle sollecitazioni di calcolo secondo il DM 2008 punto 2.5.3 "Combinazioni di calcolo".

Per la verifica dell'attendibilità dei risultati degli involuppi eseguiti automaticamente da CMP sono stati creati due modelli esemplificativi, uno monodimensionale ed uno bidimensionale.

Per ognuno di essi è stato effettuato un confronto tra le massime sollecitazioni desunte con i due approcci: mediante l'involuppo automatico eseguito da CMP, e mediante l'esecuzione del calcolo delle sollecitazioni effettuato per ogni singola combinazione dei carichi elementari.

Nel primo caso si considerano per semplicità combinazioni con coefficienti di valore 0 o 1, tipica del metodo delle tensioni ammissibili; nel secondo caso si considerano invece i coefficienti moltiplicativi  $\gamma_F$  ed i coefficienti di combinazione  $\psi_0$  previsti per gli stati limite ultimi.

La validità dei risultati ottenuti tramite involuppo automatico è apparsa evidente alla luce della coincidenza dei dati ottenuti seguendo le due differenti strade.

### 4.1 MODELLO MONODIMENSIONALE

**Data:** 27/04/2010

**Programma:** CMP 24

**Versione:** 24.0.1.3 del 24/04/2010

**File:** [CMP: Inv\_Beam\_MonoDim.cmp, Inv\_Beam\_MonoDim\_Comb.cmp]

**Scopo:** confronto tra le massime sollecitazioni ottenute con la procedura automatica di involuppo e quelle ottenute dall'esame di tutte le combinazioni possibili su trave continua.

È stato creato un modello costituito da una trave rettilinea sviluppata lungo l'asse X e composta da 12 elementi beam della lunghezza di 1m ciascuno. Ad ogni beam è stata attribuita una sezione non armata di calcestruzzo C25/30 di dimensioni 30x30 cm. Ai nodi 1, 4, 7, 10, 13 sono stati assegnati i seguenti vincoli:

nodo 1: tutte e 3 le traslazioni, rotazioni attorno agli assi X e Z del sistema di riferimento globale

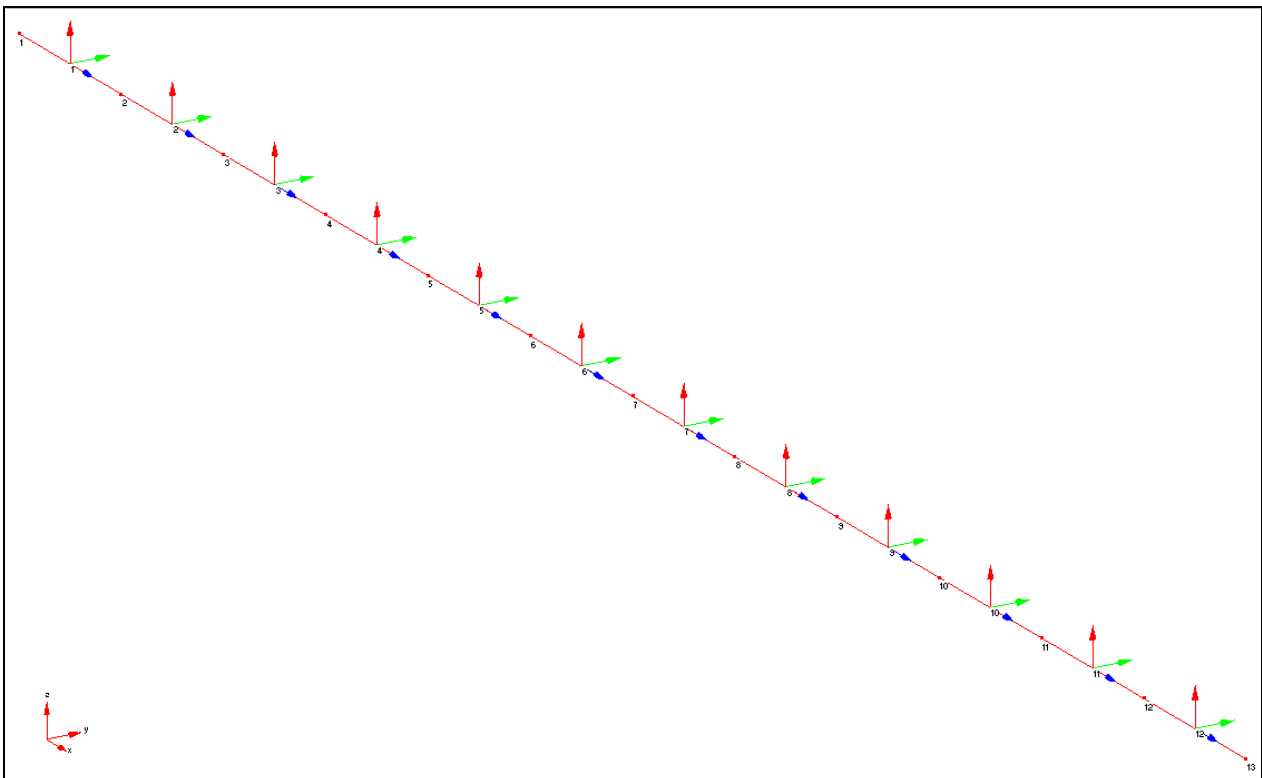
nodi 4-7-10-13: traslazioni lungo gli assi Y e Z, rotazioni attorno agli assi X e Z del sistema di riferimento globale

I restanti nodi non hanno vincoli esterni, per cui sono attivi tutti e 6 i gradi di libertà.

(nell'immagine di seguito; vincoli per nodo 1 e per nodi 4, 7, 10, 13)

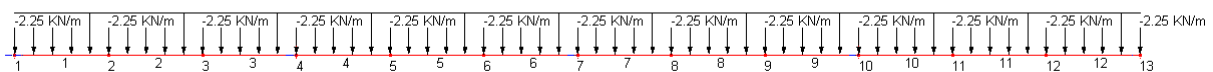


È qui di seguito riportato lo schema del modello utilizzato, con annessi i numeri identificativi di ciascun nodo e beam, le terne locali di riferimento di ciascun beam, nonché la terna globale di riferimento:



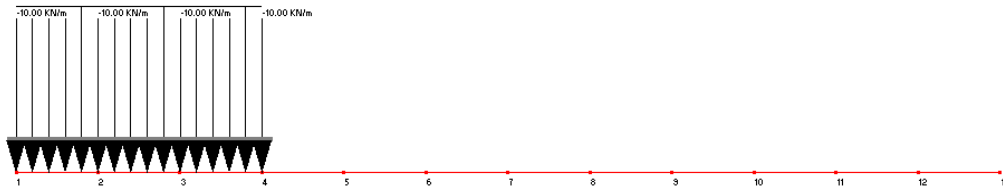
Alla struttura sono state attribuite le cinque sotto elencate condizioni di carico elementari:

**CdC 1- peso proprio:**

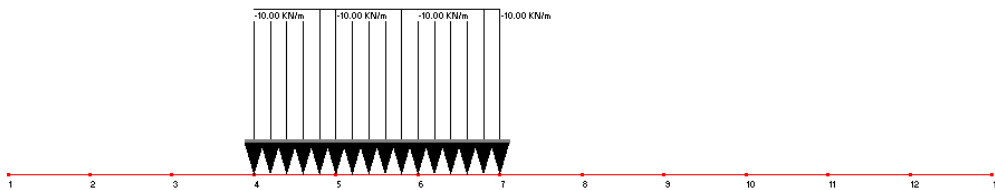




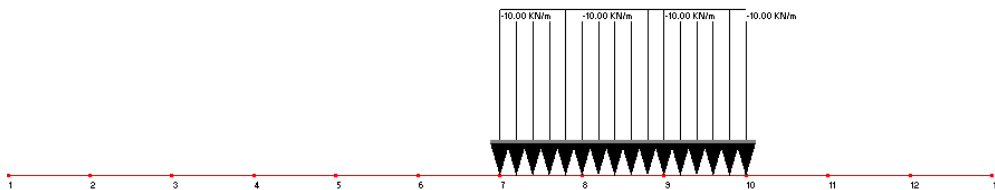
**CdC 2:**



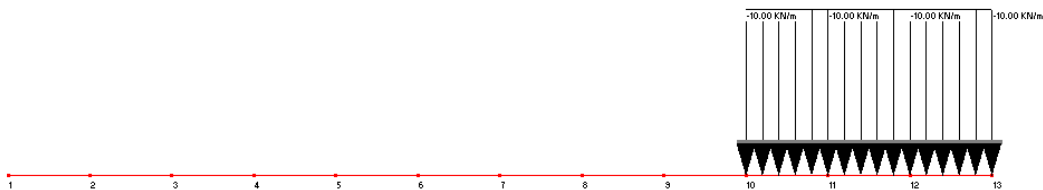
**CdC 3:**



**CdC 4:**



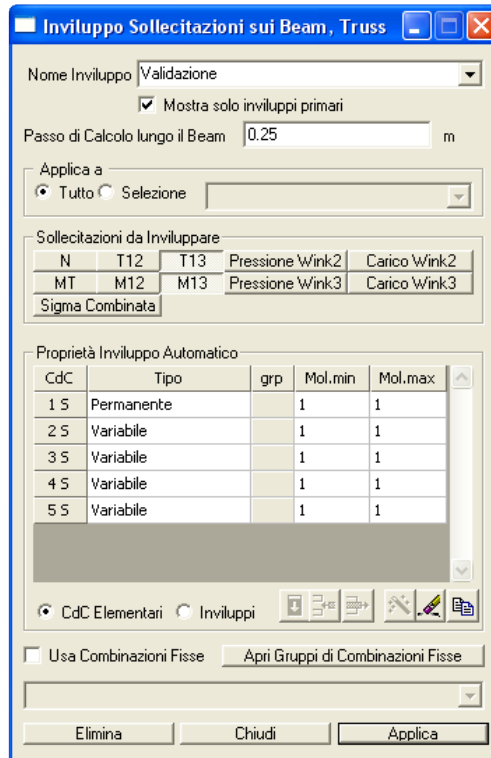
**CdC 5:**



Si procede alla ricerca degli involuppi in automatico mediante la semplice specifica delle sollecitazioni da massimizzare (nel caso in esame il momento flettente  $M_{13}$  ed il taglio  $T_{13}$ ) e della tipologia delle condizioni di carico elementari analizzate. In particolare si considera come carico permanente il peso proprio CdC1 e come sovraccarico variabile le restanti CdC elementari 2,3,4,5. Ad ogni CdC elementare è attribuito un moltiplicatore minimo ed uno massimo (ad entrambi è stato

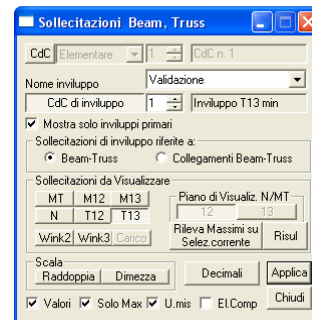
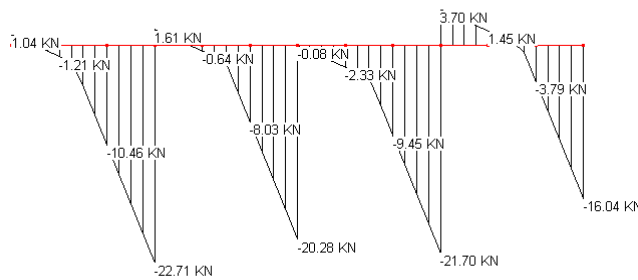


assegnato per semplicità il valore 1). Il passo di calcolo delle sollecitazioni lungo il beam è stato attribuito pari a 0.25 m.



I risultati ottenuti sono riportati di seguito:

**Inviluppo T13 min:**



**Tab. 1**

Beam	(m)X	(kN)N	(kN)T12	(kN)T13	(kNm)MT	(kNm)M12	(kNm)M13	Combinazione				
1	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	1,044643	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	1	0	1	0	1
1	0,25	0,00E+00	0,00E+00	0,482143	0,00E+00	0,00E+00	0,190848	1	0	1	0	1
1	0,5	0,00E+00	0,00E+00	-0,080357	0,00E+00	0,00E+00	0,241071	1	0	1	0	1
1	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-0,642857	0,00E+00	0,00E+00	0,150669	1	0	1	0	1



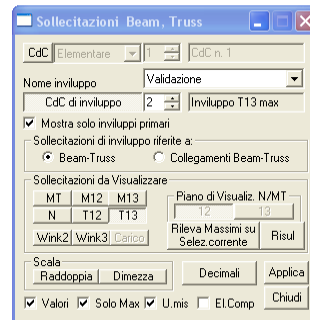
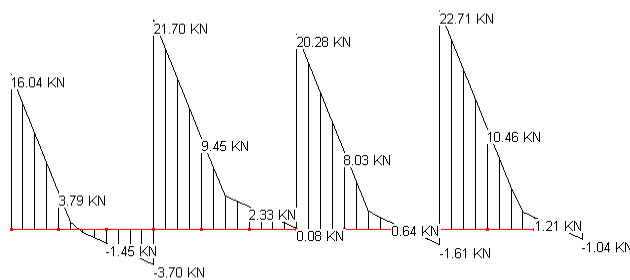
1	1	0,00E+00	0,00E+00	-1,205357	0,00E+00	0,00E+00	-0,080357	1	0	1	0	1
2	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-1,205357	0,00E+00	0,00E+00	-0,080357	1	0	1	0	1
2	0,25	0,00E+00	0,00E+00	-1,767857	0,00E+00	0,00E+00	-0,452009	1	0	1	0	1
2	0,5	0,00E+00	0,00E+00	-4,339286	0,00E+00	0,00E+00	7,272321	1	1	1	0	1
2	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-7,401786	0,00E+00	0,00E+00	5,804688	1	1	1	0	1
2	1	0,00E+00	0,00E+00	-10,46428	0,00E+00	0,00E+00	3,571429	1	1	1	0	1
3	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-10,46428	0,00E+00	0,00E+00	3,571429	1	1	1	0	1
3	0,25	0,00E+00	0,00E+00	-13,52678	0,00E+00	0,00E+00	0,572545	1	1	1	0	1
3	0,5	0,00E+00	0,00E+00	-16,58928	0,00E+00	0,00E+00	-3,191964	1	1	1	0	1
3	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-19,65178	0,00E+00	0,00E+00	-7,722098	1	1	1	0	1
<b>3</b>	<b>1</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>-22,71428</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>-13,01785</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	<b>1</b>
4	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	1,607142	0,00E+00	0,00E+00	-0,964286	1	0	0	0	1
4	0,25	0,00E+00	0,00E+00	1,044642	0,00E+00	0,00E+00	-0,632813	1	0	0	0	1
4	0,5	0,00E+00	0,00E+00	0,482142	0,00E+00	0,00E+00	-0,441964	1	0	0	0	1
4	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-0,080358	0,00E+00	0,00E+00	-0,391741	1	0	0	0	1
4	1	0,00E+00	0,00E+00	-0,642858	0,00E+00	0,00E+00	-0,482143	1	0	0	0	1
5	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-0,642857	0,00E+00	0,00E+00	-0,482143	1	0	0	0	1
5	0,25	0,00E+00	0,00E+00	-1,205357	0,00E+00	0,00E+00	-0,71317	1	0	0	0	1
5	0,5	0,00E+00	0,00E+00	-1,901786	0,00E+00	0,00E+00	5,544643	1	0	1	1	
5	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-4,964286	0,00E+00	0,00E+00	4,686384	1	0	1	1	
5	1	0,00E+00	0,00E+00	-8,026786	0,00E+00	0,00E+00	3,0625	1	0	1	1	
6	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-8,026786	0,00E+00	0,00E+00	3,0625	1	0	1	1	
6	0,25	0,00E+00	0,00E+00	-11,08928	0,00E+00	0,00E+00	0,672991	1	0	1	1	
6	0,5	0,00E+00	0,00E+00	-14,15178	0,00E+00	0,00E+00	-2,482143	1	0	1	1	
6	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-17,21428	0,00E+00	0,00E+00	-6,402902	1	0	1	1	
6	1	0,00E+00	0,00E+00	-20,27678	0,00E+00	0,00E+00	-11,08928	1	0	1	1	
7	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-0,080357	0,00E+00	0,00E+00	1,767857	1	1	0	0	1
7	0,25	0,00E+00	0,00E+00	-0,642857	0,00E+00	0,00E+00	1,677455	1	1	0	0	1
7	0,5	0,00E+00	0,00E+00	-1,205357	0,00E+00	0,00E+00	1,446429	1	1	0	0	1
7	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-1,767857	0,00E+00	0,00E+00	1,074777	1	1	0	0	1
7	1	0,00E+00	0,00E+00	-2,330357	0,00E+00	0,00E+00	0,5625	1	1	0	0	1
8	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-2,330357	0,00E+00	0,00E+00	0,5625	1	1	0	0	1
8	0,25	0,00E+00	0,00E+00	-2,892857	0,00E+00	0,00E+00	-0,090402	1	1	0	0	1
8	0,5	0,00E+00	0,00E+00	-3,455357	0,00E+00	0,00E+00	-0,883929	1	1	0	0	1
8	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-6,383929	0,00E+00	0,00E+00	4,532366	1	1	0	1	1
8	1	0,00E+00	0,00E+00	-9,446429	0,00E+00	0,00E+00	2,553571	1	1	0	1	1
9	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-9,446428	0,00E+00	0,00E+00	2,553571	1	1	0	1	1
9	0,25	0,00E+00	0,00E+00	-12,50892	0,00E+00	0,00E+00	-0,190848	1	1	0	1	1
9	0,5	0,00E+00	0,00E+00	-15,57142	0,00E+00	0,00E+00	-3,700893	1	1	0	1	1
9	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-18,63392	0,00E+00	0,00E+00	-7,976562	1	1	0	1	1
9	1	0,00E+00	0,00E+00	-21,69642	0,00E+00	0,00E+00	-13,01785	1	1	0	1	1
10	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	3,696428	0,00E+00	0,00E+00	-0,964286	1	0	1		
10	0,25	0,00E+00	0,00E+00	3,133928	0,00E+00	0,00E+00	-0,110491	1	0	1		
10	0,5	0,00E+00	0,00E+00	2,571428	0,00E+00	0,00E+00	0,602678	1	0	1		
10	0,75	0,00E+00	0,00E+00	2,008928	0,00E+00	0,00E+00	1,175223	1	0	1		
10	1	0,00E+00	0,00E+00	1,446428	0,00E+00	0,00E+00	1,607143	1	0	1		
11	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	1,446428	0,00E+00	0,00E+00	1,607143	1	0	1		

CMP Analisi Strutturale - DOCUMENTO DI VALIDAZIONE



11	0,25	0,00E+00	0,00E+00	0,883928	0,00E+00	0,00E+00	1,898437	1	0	1		
11	0,5	0,00E+00	0,00E+00	0,321428	0,00E+00	0,00E+00	2,049107	1	0	1		
11	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-0,732143	0,00E+00	0,00E+00	10,485491	1	0	1	0	1
11	1	0,00E+00	0,00E+00	-3,794643	0,00E+00	0,00E+00	9,919643	1	0	1	0	1
12	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-3,794643	0,00E+00	0,00E+00	9,919643	1	0	1	0	1
12	0,25	0,00E+00	0,00E+00	-6,857143	0,00E+00	0,00E+00	8,58817	1	0	1	0	1
12	0,5	0,00E+00	0,00E+00	-9,919643	0,00E+00	0,00E+00	6,491071	1	0	1	0	1
12	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-12,98214	0,00E+00	0,00E+00	3,628348	1	0	1	0	1
12	1	0,00E+00	0,00E+00	-16,04464	0,00E+00	0,00E+00	-7,01E-08	1	0	1	0	1

**Inviluppo T13 max:**



**Tab. 2**

Beam	(m)X	(kN)N	(kN)T12	(kN)T13	(kNm)MT	(kNm)M12	(kNm)M13	Combinazione				
1	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	16,044642	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	1	1	0	1	
1	0,25	0,00E+00	0,00E+00	12,982142	0,00E+00	0,00E+00	3,628348	1	1	0	1	
1	0,5	0,00E+00	0,00E+00	9,919642	0,00E+00	0,00E+00	6,491071	1	1	0	1	
1	0,75	0,00E+00	0,00E+00	6,857142	0,00E+00	0,00E+00	8,588169	1	1	0	1	
1	1	0,00E+00	0,00E+00	3,794642	0,00E+00	0,00E+00	9,919642	1	1	0	1	
2	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	3,794643	0,00E+00	0,00E+00	9,919643	1	1	0	1	
2	0,25	0,00E+00	0,00E+00	0,732143	0,00E+00	0,00E+00	10,485491	1	1	0	1	
2	0,5	0,00E+00	0,00E+00	-0,321429	0,00E+00	0,00E+00	2,049107	1	0	0	1	
2	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-0,883929	0,00E+00	0,00E+00	1,898437	1	0	0	1	
2	1	0,00E+00	0,00E+00	-1,446429	0,00E+00	0,00E+00	1,607143	1	0	0	1	
3	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-1,446428	0,00E+00	0,00E+00	1,607143	1	0	0	1	
3	0,25	0,00E+00	0,00E+00	-2,008928	0,00E+00	0,00E+00	1,175223	1	0	0	1	
3	0,5	0,00E+00	0,00E+00	-2,571428	0,00E+00	0,00E+00	0,602679	1	0	0	1	
3	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-3,133928	0,00E+00	0,00E+00	-0,110491	1	0	0	1	
3	1	0,00E+00	0,00E+00	-3,696428	0,00E+00	0,00E+00	-0,964286	1	0	0	1	
4	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	21,696428	0,00E+00	0,00E+00	-13,01785	1	1	1	0	1
4	0,25	0,00E+00	0,00E+00	18,633928	0,00E+00	0,00E+00	-7,976562	1	1	1	0	1
4	0,5	0,00E+00	0,00E+00	15,571428	0,00E+00	0,00E+00	-3,700893	1	1	1	0	1
4	0,75	0,00E+00	0,00E+00	12,508928	0,00E+00	0,00E+00	-0,190848	1	1	1	0	1
4	1	0,00E+00	0,00E+00	9,446428	0,00E+00	0,00E+00	2,553571	1	1	1	0	1
5	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	9,446428	0,00E+00	0,00E+00	2,553571	1	1	1	0	1
5	0,25	0,00E+00	0,00E+00	6,383928	0,00E+00	0,00E+00	4,532366	1	1	1	0	1

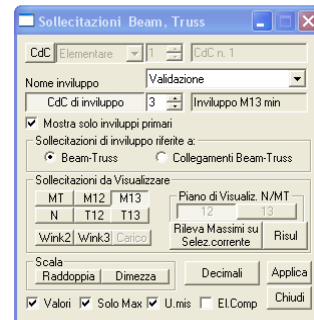
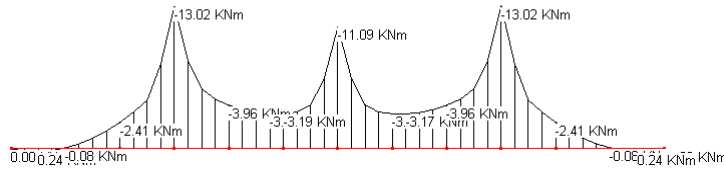


5	0,5	0,00E+00	0,00E+00	3,455357	0,00E+00	0,00E+00	-0,883929	1	1	0	0	1
5	0,75	0,00E+00	0,00E+00	2,892857	0,00E+00	0,00E+00	-0,090402	1	1	0	0	1
5	1	0,00E+00	0,00E+00	2,330357	0,00E+00	0,00E+00	0,5625	1	1	0	0	1
6	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	2,330357	0,00E+00	0,00E+00	0,5625	1	1	0	0	1
6	0,25	0,00E+00	0,00E+00	1,767857	0,00E+00	0,00E+00	1,074777	1	1	0	0	1
6	0,5	0,00E+00	0,00E+00	1,205357	0,00E+00	0,00E+00	1,446429	1	1	0	0	1
6	0,75	0,00E+00	0,00E+00	0,642857	0,00E+00	0,00E+00	1,677455	1	1	0	0	1
6	1	0,00E+00	0,00E+00	0,080357	0,00E+00	0,00E+00	1,767857	1	1	0	0	1
7	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	20,276786	0,00E+00	0,00E+00	-11,08928	1	0	1	1	
7	0,25	0,00E+00	0,00E+00	17,214286	0,00E+00	0,00E+00	-6,402902	1	0	1	1	
7	0,5	0,00E+00	0,00E+00	14,151786	0,00E+00	0,00E+00	-2,482143	1	0	1	1	
7	0,75	0,00E+00	0,00E+00	11,089286	0,00E+00	0,00E+00	0,672991	1	0	1	1	
7	1	0,00E+00	0,00E+00	8,026786	0,00E+00	0,00E+00	3,0625	1	0	1	1	
8	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	8,026786	0,00E+00	0,00E+00	3,0625	1	0	1	1	
8	0,25	0,00E+00	0,00E+00	4,964286	0,00E+00	0,00E+00	4,686384	1	0	1	1	
8	0,5	0,00E+00	0,00E+00	1,901786	0,00E+00	0,00E+00	5,544643	1	0	1	1	
8	0,75	0,00E+00	0,00E+00	1,205357	0,00E+00	0,00E+00	-0,71317	1	0	1		
8	1	0,00E+00	0,00E+00	0,642857	0,00E+00	0,00E+00	-0,482143	1	0	1		
9	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,642857	0,00E+00	0,00E+00	-0,482143	1	0	1		
9	0,25	0,00E+00	0,00E+00	0,080357	0,00E+00	0,00E+00	-0,391741	1	0	1		
9	0,5	0,00E+00	0,00E+00	-0,482143	0,00E+00	0,00E+00	-0,441964	1	0	1		
9	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-1,044643	0,00E+00	0,00E+00	-0,632812	1	0	1		
9	1	0,00E+00	0,00E+00	-1,607143	0,00E+00	0,00E+00	-0,964286	1	0	1		
<b>10</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>22,714284</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>-13,01785</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	<b>1</b>	<b>1</b>
10	0,25	0,00E+00	0,00E+00	19,651784	0,00E+00	0,00E+00	-7,722098	1	1	0	1	1
10	0,5	0,00E+00	0,00E+00	16,589284	0,00E+00	0,00E+00	-3,191965	1	1	0	1	1
10	0,75	0,00E+00	0,00E+00	13,526784	0,00E+00	0,00E+00	0,572544	1	1	0	1	1
10	1	0,00E+00	0,00E+00	10,464284	0,00E+00	0,00E+00	3,571427	1	1	0	1	1
11	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	10,464286	0,00E+00	0,00E+00	3,571429	1	1	0	1	1
11	0,25	0,00E+00	0,00E+00	7,401786	0,00E+00	0,00E+00	5,804688	1	1	0	1	1
11	0,5	0,00E+00	0,00E+00	4,339286	0,00E+00	0,00E+00	7,272322	1	1	0	1	1
11	0,75	0,00E+00	0,00E+00	1,767857	0,00E+00	0,00E+00	-0,452009	1	1	0	1	
11	1	0,00E+00	0,00E+00	1,205357	0,00E+00	0,00E+00	-0,080357	1	1	0	1	
12	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	1,205357	0,00E+00	0,00E+00	-0,080357	1	1	0	1	
12	0,25	0,00E+00	0,00E+00	0,642857	0,00E+00	0,00E+00	0,15067	1	1	0	1	
12	0,5	0,00E+00	0,00E+00	0,080357	0,00E+00	0,00E+00	0,241071	1	1	0	1	
12	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-0,482143	0,00E+00	0,00E+00	0,190848	1	1	0	1	
12	1	0,00E+00	0,00E+00	-1,044643	0,00E+00	0,00E+00	-7,12E-08	1	1	0	1	





**Inviluppo M13 min:**



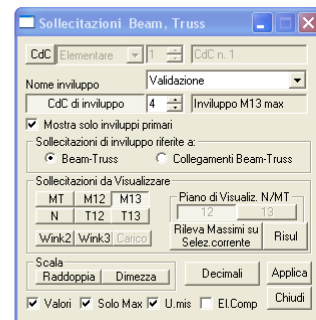
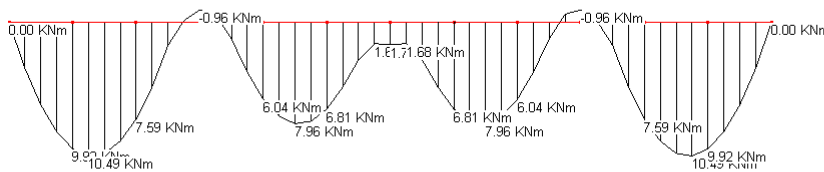
**Tab. 3**

Beam	(m)X	(kN)N	(kN)T12	(kN)T13	(kNm)MT	(kNm)M12	<b>(kNm)M13</b>	Combinazione				
1	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	2,651785	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	1				
1	0,25	0,00E+00	0,00E+00	0,482143	0,00E+00	0,00E+00	0,190848	1	0	1	0	1
1	0,5	0,00E+00	0,00E+00	-0,080357	0,00E+00	0,00E+00	0,241071	1	0	1	0	1
1	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-0,642857	0,00E+00	0,00E+00	0,150669	1	0	1	0	1
1	1	0,00E+00	0,00E+00	-1,205357	0,00E+00	0,00E+00	-0,080357	1	0	1	0	1
2	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-1,205357	0,00E+00	0,00E+00	-0,080357	1	0	1	0	1
2	0,25	0,00E+00	0,00E+00	-1,767857	0,00E+00	0,00E+00	-0,452009	1	0	1	0	1
2	0,5	0,00E+00	0,00E+00	-2,330357	0,00E+00	0,00E+00	-0,964286	1	0	1	0	1
2	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-2,892857	0,00E+00	0,00E+00	-1,617188	1	0	1	0	1
2	1	0,00E+00	0,00E+00	-3,455357	0,00E+00	0,00E+00	-2,410714	1	0	1	0	1
3	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-3,455357	0,00E+00	0,00E+00	-2,410714	1	0	1	0	1
3	0,25	0,00E+00	0,00E+00	-4,017857	0,00E+00	0,00E+00	-3,344866	1	0	1	0	1
3	0,5	0,00E+00	0,00E+00	-4,580357	0,00E+00	0,00E+00	-4,419643	1	0	1	0	1
3	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-19,65178	0,00E+00	0,00E+00	-7,722098	1	1	1	0	1
<b>3</b>	<b>1</b>	0,00E+00	0,00E+00	-22,71428	0,00E+00	0,00E+00	<b>-13,01785</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	<b>1</b>
<b>4</b>	<b>0,00E+00</b>	0,00E+00	0,00E+00	21,696428	0,00E+00	0,00E+00	<b>-13,01785</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	<b>1</b>
4	0,25	0,00E+00	0,00E+00	18,633928	0,00E+00	0,00E+00	-7,976562	1	1	1	0	1
4	0,5	0,00E+00	0,00E+00	5,705357	0,00E+00	0,00E+00	-5,464286	1	1	0	0	1
4	0,75	0,00E+00	0,00E+00	2,464285	0,00E+00	0,00E+00	-4,510045	1	1	0	1	
4	1	0,00E+00	0,00E+00	1,901785	0,00E+00	0,00E+00	-3,964286	1	1	0	1	
5	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	1,901786	0,00E+00	0,00E+00	-3,964286	1	1	0	1	
5	0,25	0,00E+00	0,00E+00	1,339286	0,00E+00	0,00E+00	-3,559152	1	1	0	1	
5	0,5	0,00E+00	0,00E+00	0,776786	0,00E+00	0,00E+00	-3,294643	1	1	0	1	
5	0,75	0,00E+00	0,00E+00	0,214286	0,00E+00	0,00E+00	-3,170759	1	1	0	1	
5	1	0,00E+00	0,00E+00	-0,348214	0,00E+00	0,00E+00	-3,1875	1	1	0	1	
6	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-0,348214	0,00E+00	0,00E+00	-3,1875	1	1	0	1	
6	0,25	0,00E+00	0,00E+00	-0,910714	0,00E+00	0,00E+00	-3,344866	1	1	0	1	
6	0,5	0,00E+00	0,00E+00	-4,017857	0,00E+00	0,00E+00	-3,977679	1	0	0	1	
6	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-17,21428	0,00E+00	0,00E+00	-6,402902	1	0	1	1	
6	1	0,00E+00	0,00E+00	-20,27678	0,00E+00	0,00E+00	-11,08928	1	0	1	1	
7	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	20,276786	0,00E+00	0,00E+00	-11,08928	1	0	1	1	



7	0,25	0,00E+00	0,00E+00	17,214286	0,00E+00	0,00E+00	-6,402902	1	0	1	1	
7	0,5	0,00E+00	0,00E+00	4,017857	0,00E+00	0,00E+00	-3,977679	1	0	1		
7	0,75	0,00E+00	0,00E+00	0,910714	0,00E+00	0,00E+00	-3,344866	1	0	1	0	1
7	1	0,00E+00	0,00E+00	0,348214	0,00E+00	0,00E+00	-3,1875	1	0	1	0	1
8	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,348214	0,00E+00	0,00E+00	-3,1875	1	0	1	0	1
8	0,25	0,00E+00	0,00E+00	-0,214286	0,00E+00	0,00E+00	-3,170759	1	0	1	0	1
8	0,5	0,00E+00	0,00E+00	-0,776786	0,00E+00	0,00E+00	-3,294643	1	0	1	0	1
8	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-1,339286	0,00E+00	0,00E+00	-3,559152	1	0	1	0	1
8	1	0,00E+00	0,00E+00	-1,901786	0,00E+00	0,00E+00	-3,964286	1	0	1	0	1
9	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-1,901786	0,00E+00	0,00E+00	-3,964286	1	0	1	0	1
9	0,25	0,00E+00	0,00E+00	-2,464286	0,00E+00	0,00E+00	-4,510045	1	0	1	0	1
9	0,5	0,00E+00	0,00E+00	-5,705357	0,00E+00	0,00E+00	-5,464286	1	1	0	0	1
9	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-18,63392	0,00E+00	0,00E+00	-7,976562	1	1	0	1	1
<b>9</b>	<b>1</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>-21,69642</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>-13,01785</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	<b>1</b>	<b>1</b>
<b>10</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>22,714284</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>-13,01785</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	<b>1</b>	<b>1</b>
10	0,25	0,00E+00	0,00E+00	19,651784	0,00E+00	0,00E+00	-7,722098	1	1	0	1	1
10	0,5	0,00E+00	0,00E+00	4,580357	0,00E+00	0,00E+00	-4,419643	1	1	0	1	
10	0,75	0,00E+00	0,00E+00	4,017857	0,00E+00	0,00E+00	-3,344866	1	1	0	1	
10	1	0,00E+00	0,00E+00	3,455357	0,00E+00	0,00E+00	-2,410715	1	1	0	1	
11	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	3,455357	0,00E+00	0,00E+00	-2,410714	1	1	0	1	
11	0,25	0,00E+00	0,00E+00	2,892857	0,00E+00	0,00E+00	-1,617188	1	1	0	1	
11	0,5	0,00E+00	0,00E+00	2,330357	0,00E+00	0,00E+00	-0,964286	1	1	0	1	
11	0,75	0,00E+00	0,00E+00	1,767857	0,00E+00	0,00E+00	-0,452009	1	1	0	1	
11	1	0,00E+00	0,00E+00	1,205357	0,00E+00	0,00E+00	-0,080357	1	1	0	1	
12	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	1,205357	0,00E+00	0,00E+00	-0,080357	1	1	0	1	
12	0,25	0,00E+00	0,00E+00	0,642857	0,00E+00	0,00E+00	0,15067	1	1	0	1	
12	0,5	0,00E+00	0,00E+00	0,080357	0,00E+00	0,00E+00	0,241071	1	1	0	1	
12	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-0,482143	0,00E+00	0,00E+00	0,190848	1	1	0	1	
12	1	0,00E+00	0,00E+00	-14,03571	0,00E+00	0,00E+00	-1,04E-07	1	1	0	1	1

**Inviluppo M13 max:**



**Tab. 4**

Beam	(m)X	(kN)N	(kN)T12	(kN)T13	(kNm)MT	(kNm)M12	<b>(kNm)M13</b>	Combinazione
1	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	2,651785	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	1



1	0,25	0,00E+00	0,00E+00	12,982142	0,00E+00	0,00E+00	3,628348	1	1	0	1	
1	0,5	0,00E+00	0,00E+00	9,919642	0,00E+00	0,00E+00	6,491071	1	1	0	1	
1	0,75	0,00E+00	0,00E+00	6,857142	0,00E+00	0,00E+00	8,588169	1	1	0	1	
1	1	0,00E+00	0,00E+00	3,794642	0,00E+00	0,00E+00	9,919642	1	1	0	1	
2	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	3,794643	0,00E+00	0,00E+00	9,919643	1	1	0	1	
<b>2</b>	<b>0,25</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>0,732143</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>10,485491</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	<b>1</b>	
2	0,5	0,00E+00	0,00E+00	-2,330357	0,00E+00	0,00E+00	10,285714	1	1	0	1	
2	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-5,392857	0,00E+00	0,00E+00	9,320313	1	1	0	1	
2	1	0,00E+00	0,00E+00	-8,455357	0,00E+00	0,00E+00	7,589286	1	1	0	1	
3	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-8,455357	0,00E+00	0,00E+00	7,589286	1	1	0	1	
3	0,25	0,00E+00	0,00E+00	-11,51785	0,00E+00	0,00E+00	5,092634	1	1	0	1	
3	0,5	0,00E+00	0,00E+00	-14,58035	0,00E+00	0,00E+00	1,830357	1	1	0	1	
3	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-3,133928	0,00E+00	0,00E+00	-0,110491	1	0	0	1	
3	1	0,00E+00	0,00E+00	-3,696428	0,00E+00	0,00E+00	-0,964286	1	0	0	1	
4	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	1,607142	0,00E+00	0,00E+00	-0,964286	1	0	0	1	
4	0,25	0,00E+00	0,00E+00	1,044642	0,00E+00	0,00E+00	-0,632813	1	0	0	1	
4	0,5	0,00E+00	0,00E+00	10,348214	0,00E+00	0,00E+00	1,321428	1	0	1	1	
4	0,75	0,00E+00	0,00E+00	9,964285	0,00E+00	0,00E+00	3,927455	1	0	1	0	1
4	1	0,00E+00	0,00E+00	6,901785	0,00E+00	0,00E+00	6,035714	1	0	1	0	1
5	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	6,901785	0,00E+00	0,00E+00	6,035714	1	0	1	0	1
5	0,25	0,00E+00	0,00E+00	3,839285	0,00E+00	0,00E+00	7,378348	1	0	1	0	1
5	0,5	0,00E+00	0,00E+00	0,776785	0,00E+00	0,00E+00	7,955357	1	0	1	0	1
5	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-2,285715	0,00E+00	0,00E+00	7,766741	1	0	1	0	1
5	1	0,00E+00	0,00E+00	-5,348215	0,00E+00	0,00E+00	6,8125	1	0	1	0	1
6	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-5,348214	0,00E+00	0,00E+00	6,8125	1	0	1	0	1
6	0,25	0,00E+00	0,00E+00	-8,410714	0,00E+00	0,00E+00	5,092634	1	0	1	0	1
6	0,5	0,00E+00	0,00E+00	-8,928571	0,00E+00	0,00E+00	2,941964	1	1	1	0	1
6	0,75	0,00E+00	0,00E+00	0,642857	0,00E+00	0,00E+00	1,677455	1	1	0	0	1
6	1	0,00E+00	0,00E+00	0,080357	0,00E+00	0,00E+00	1,767857	1	1	0	0	1
7	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-0,080357	0,00E+00	0,00E+00	1,767857	1	1	0	0	1
7	0,25	0,00E+00	0,00E+00	-0,642857	0,00E+00	0,00E+00	1,677455	1	1	0	0	1
7	0,5	0,00E+00	0,00E+00	8,928571	0,00E+00	0,00E+00	2,941964	1	1	0	1	1
7	0,75	0,00E+00	0,00E+00	8,410714	0,00E+00	0,00E+00	5,092634	1	1	0	1	
7	1	0,00E+00	0,00E+00	5,348214	0,00E+00	0,00E+00	6,8125	1	1	0	1	
8	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	5,348214	0,00E+00	0,00E+00	6,8125	1	1	0	1	
8	0,25	0,00E+00	0,00E+00	2,285714	0,00E+00	0,00E+00	7,766741	1	1	0	1	
8	0,5	0,00E+00	0,00E+00	-0,776786	0,00E+00	0,00E+00	7,955357	1	1	0	1	
8	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-3,839286	0,00E+00	0,00E+00	7,378348	1	1	0	1	
8	1	0,00E+00	0,00E+00	-6,901786	0,00E+00	0,00E+00	6,035714	1	1	0	1	
9	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-6,901785	0,00E+00	0,00E+00	6,035714	1	1	0	1	
9	0,25	0,00E+00	0,00E+00	-9,964285	0,00E+00	0,00E+00	3,927455	1	1	0	1	
9	0,5	0,00E+00	0,00E+00	-10,34821	0,00E+00	0,00E+00	1,321429	1	0	1	1	
9	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-1,044643	0,00E+00	0,00E+00	-0,632812	1	0	1		
9	1	0,00E+00	0,00E+00	-1,607143	0,00E+00	0,00E+00	-0,964286	1	0	1		
10	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	3,696428	0,00E+00	0,00E+00	-0,964286	1	0	1		
10	0,25	0,00E+00	0,00E+00	3,133928	0,00E+00	0,00E+00	-0,110491	1	0	1		
10	0,5	0,00E+00	0,00E+00	14,580356	0,00E+00	0,00E+00	1,830357	1	0	1	0	1

## CMP Analisi Strutturale - DOCUMENTO DI VALIDAZIONE

VALIDAZIONE CMP

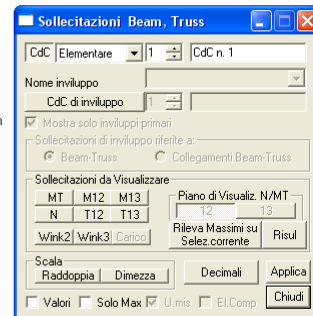
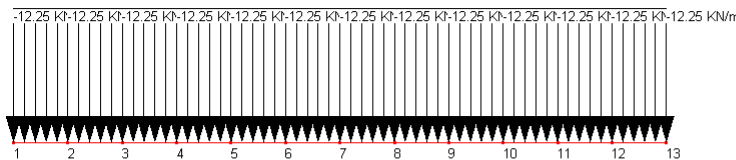


10	0,75	0,00E+00	0,00E+00	11,517856	0,00E+00	0,00E+00	5,092633	1	0	1	0	1
10	1	0,00E+00	0,00E+00	8,455356	0,00E+00	0,00E+00	7,589285	1	0	1	0	1
11	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	8,455357	0,00E+00	0,00E+00	7,589286	1	0	1	0	1
11	0,25	0,00E+00	0,00E+00	5,392857	0,00E+00	0,00E+00	9,320313	1	0	1	0	1
11	0,5	0,00E+00	0,00E+00	2,330357	0,00E+00	0,00E+00	10,285714	1	0	1	0	1
<b>11</b>	<b>0,75</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>-0,732143</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>0,00E+00</b>	<b>10,485491</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	<b>1</b>
11	1	0,00E+00	0,00E+00	-3,794643	0,00E+00	0,00E+00	9,919643	1	0	1	0	1
12	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	-3,794643	0,00E+00	0,00E+00	9,919643	1	0	1	0	1
12	0,25	0,00E+00	0,00E+00	-6,857143	0,00E+00	0,00E+00	8,58817	1	0	1	0	1
12	0,5	0,00E+00	0,00E+00	-9,919643	0,00E+00	0,00E+00	6,491071	1	0	1	0	1
12	0,75	0,00E+00	0,00E+00	-12,98214	0,00E+00	0,00E+00	3,628348	1	0	1	0	1
12	1	0,00E+00	0,00E+00	-3,053571	0,00E+00	0,00E+00	-3,69E-08	1	0	1		

Per ogni sollecitazione sono stati evidenziati i valori massimi, il punto della struttura in cui si trovano, nonché la combinazione di carichi elementari che li ha generati.

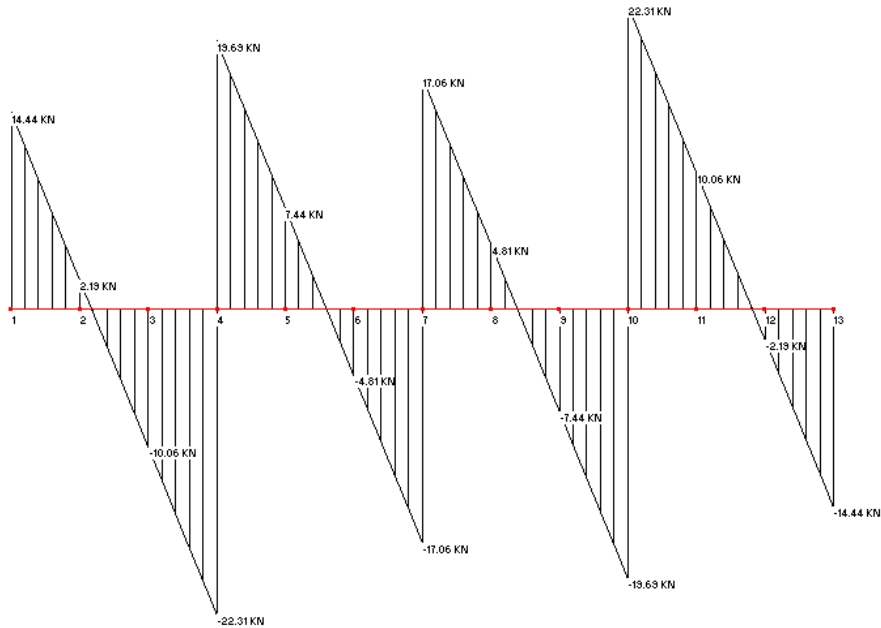
Per verificare l'esattezza degli inviluppi compiuti in automatico da CMP è stata poi considerata separatamente ogni singola possibile combinazione dei carichi elementari attribuiti alla struttura. Per ognuna di esse CMP ha calcolato le sollecitazioni T13 e M13.

**Combinazione 1 ( 1 1 1 1 1 ) :**

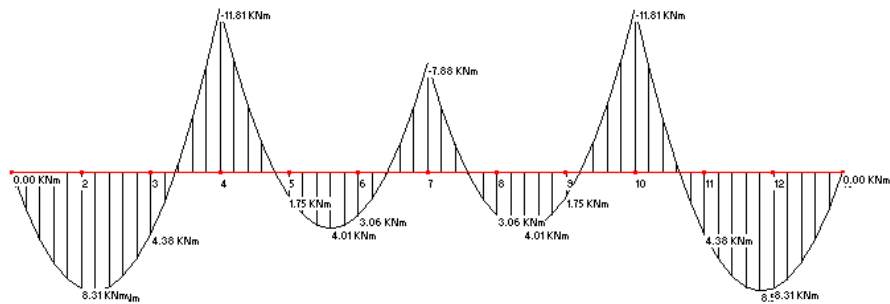




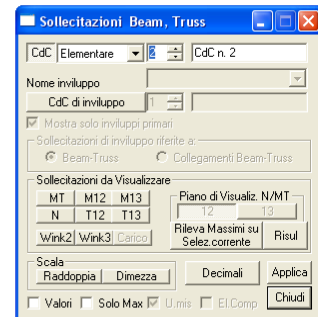
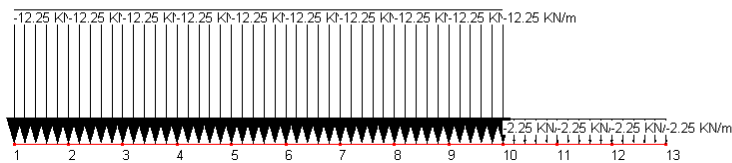
**Taglio13**



**Momento13**

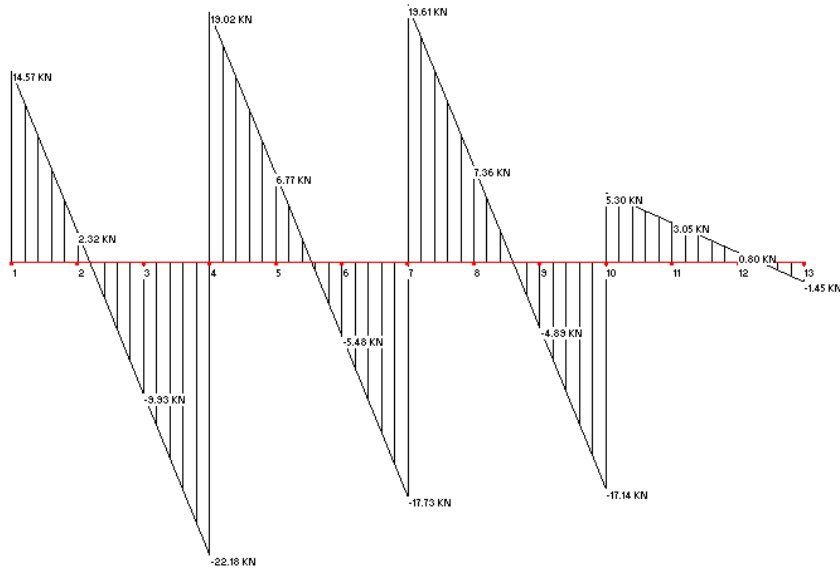


**Combinazione 2 ( 1 1 1 1 0 ) :**

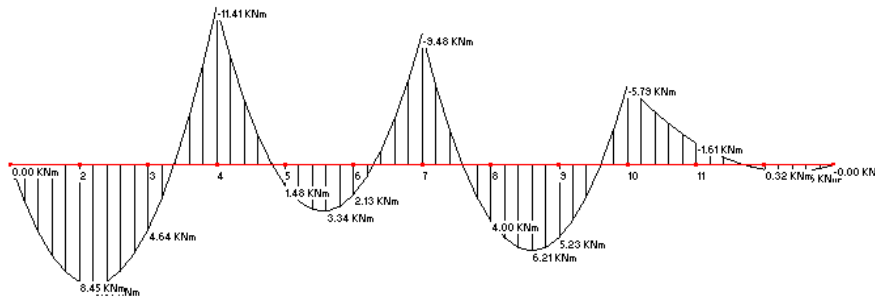




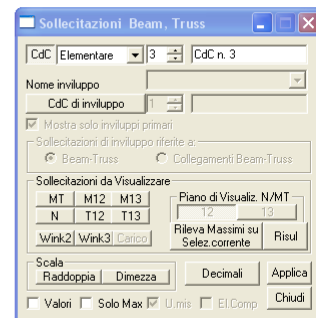
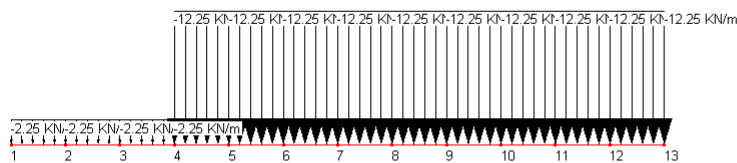
**Taglio13**



**Momento13**

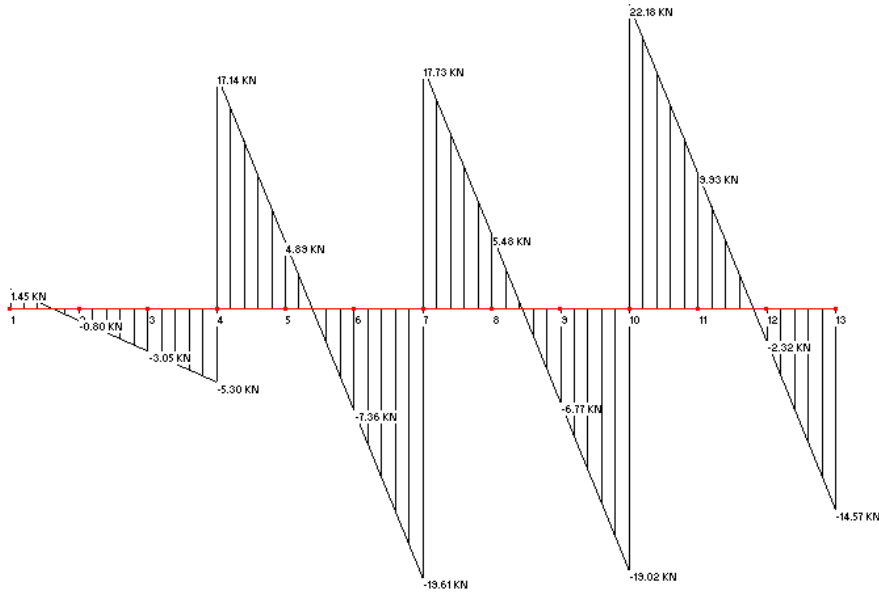


**Combinazione 3 ( 1 0 1 1 1 ) :**

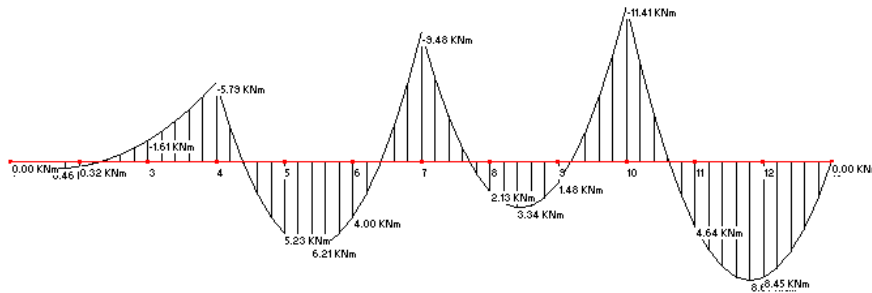




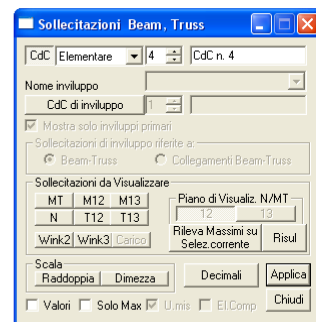
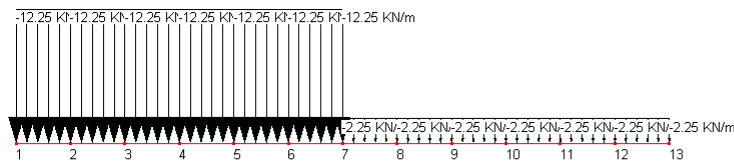
**Taglio13**



**Momento13**

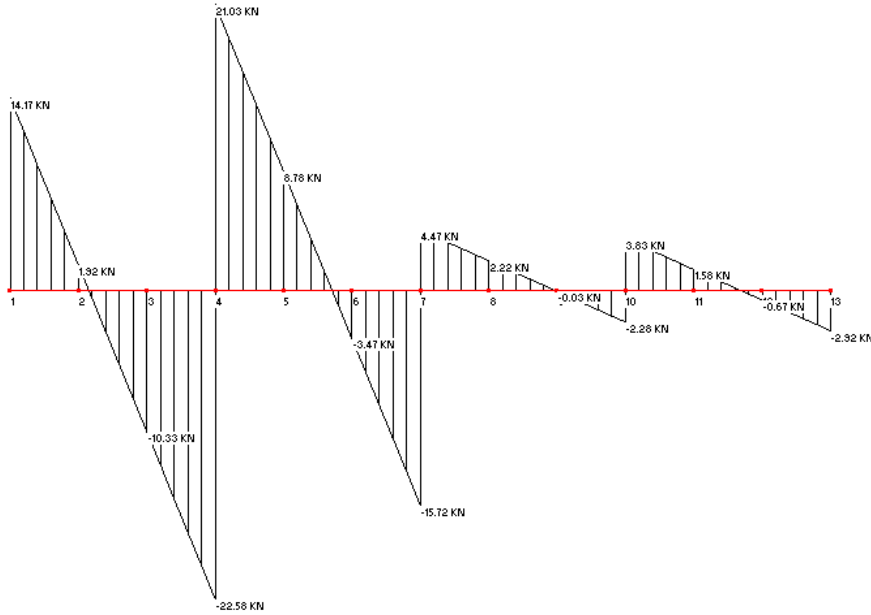


**Combinazione 4 ( 1 1 1 0 0 ) :**

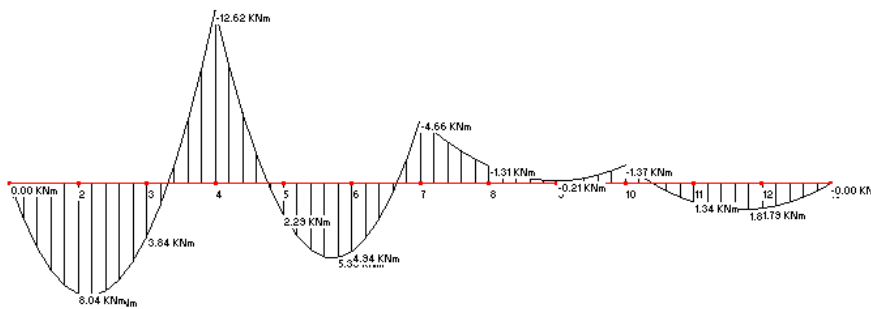




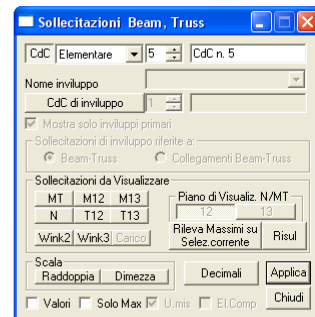
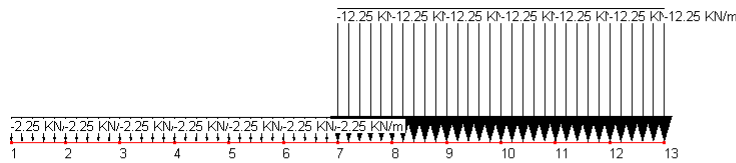
**Taglio13**



**Momento13**



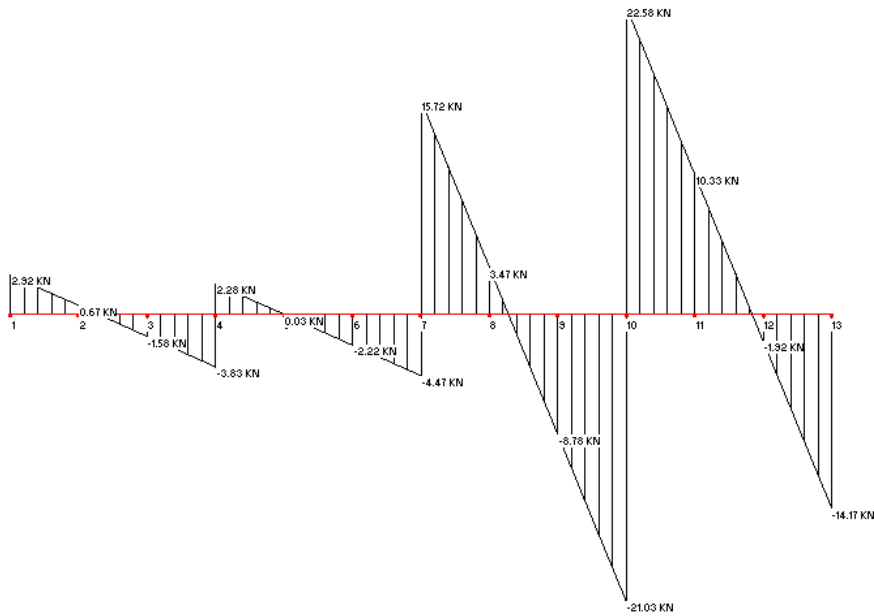
**Combinazione 5 ( 1 0 0 1 1 ) :**



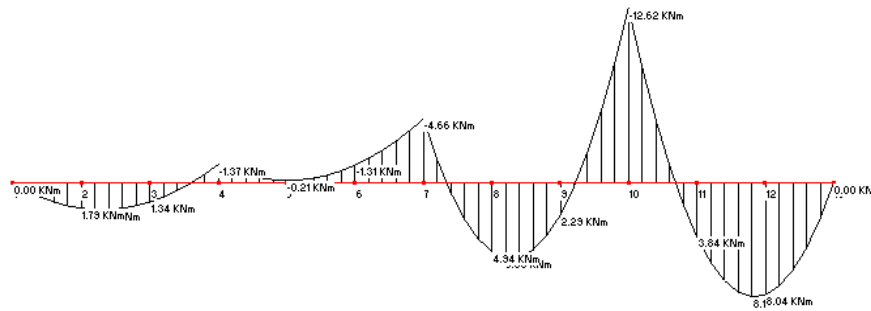




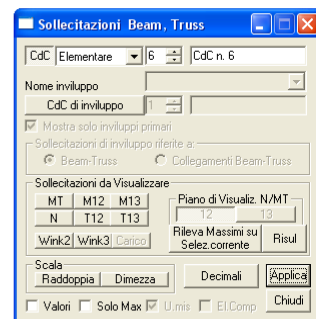
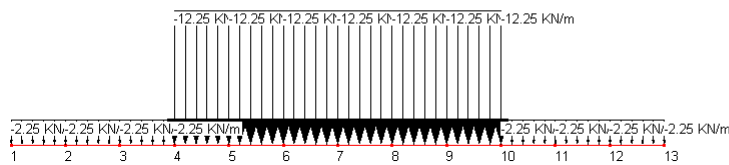
**Taglio13**



**Momento13**

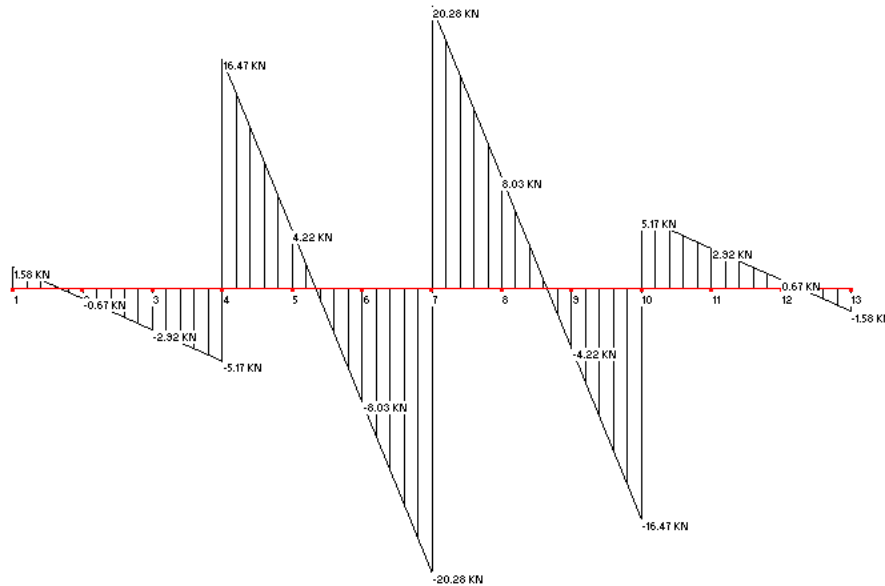


**Combinazione 6 ( 1 0 1 1 0 ) :**

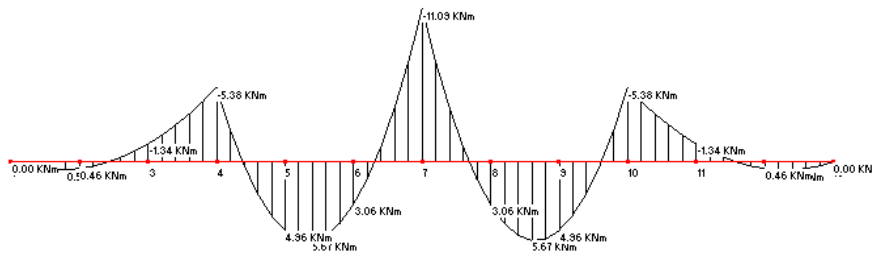




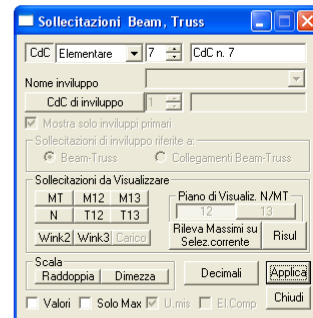
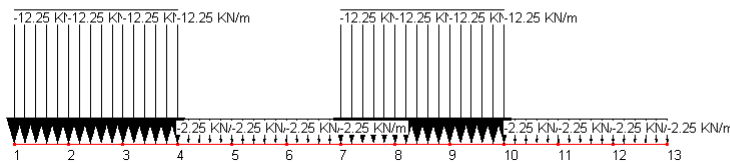
**Taglio13**



**Momento13**

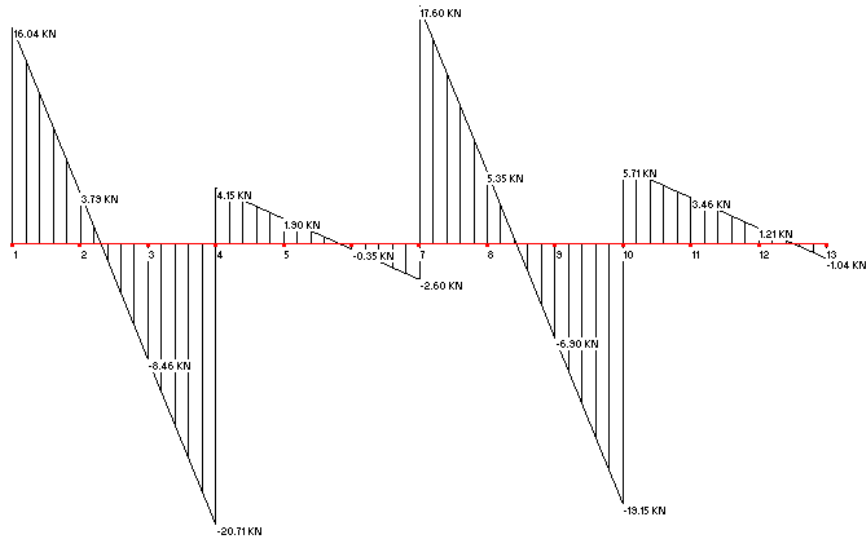


**Combinazione 7 (1 1 0 1 0) :**

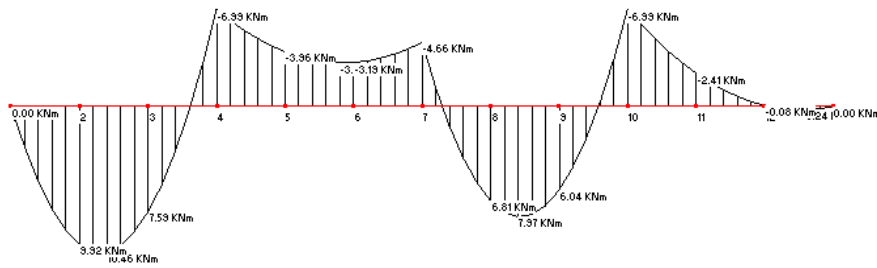




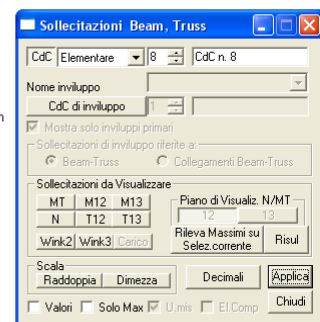
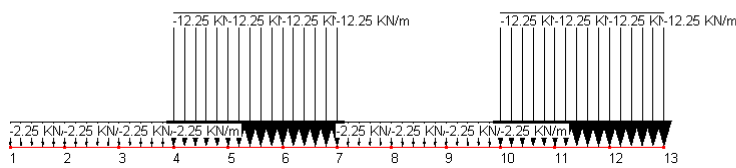
**Taglio13**



**Momento13**

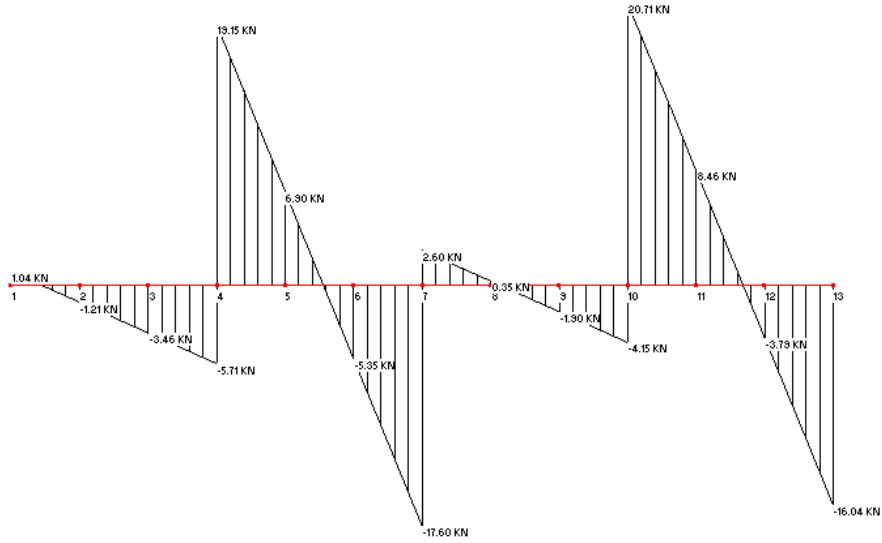


**Combinazione 8 ( 1 0 1 0 1 ) :**

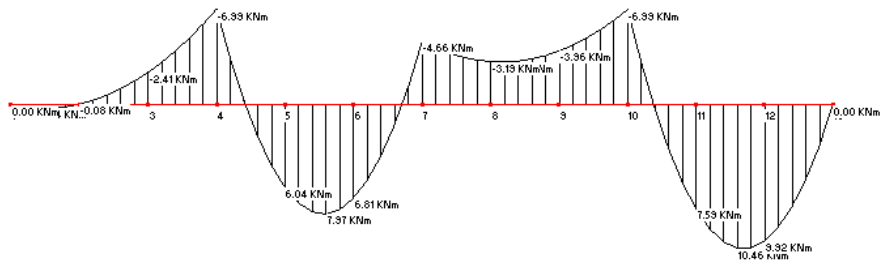




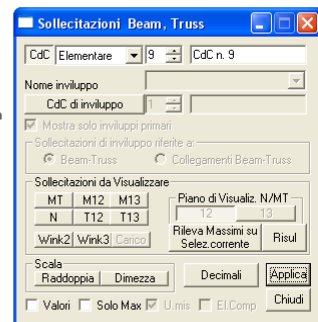
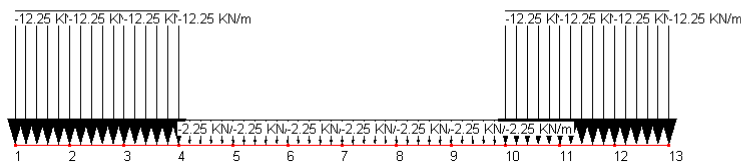
**Taglio13**



**Momento13**

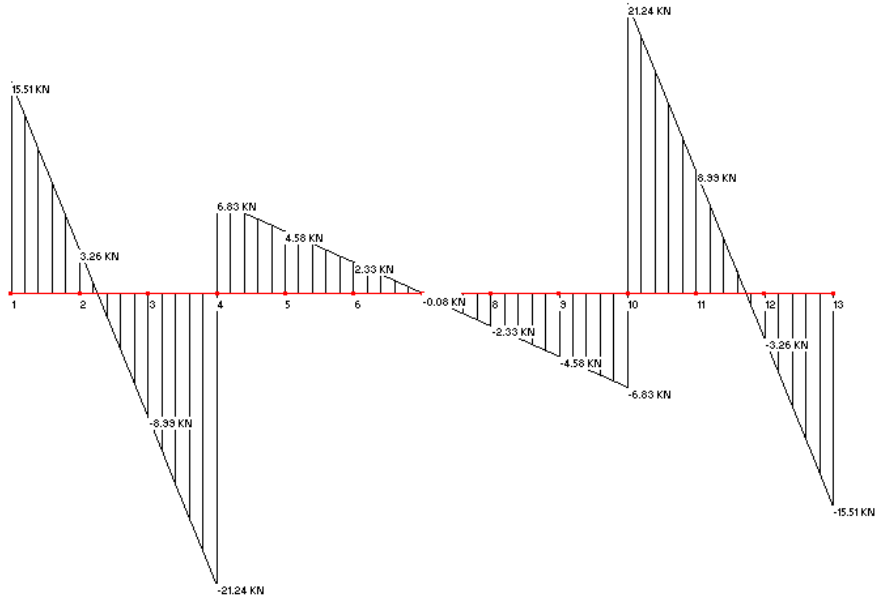


**Combinazione 9 ( 1 1 0 0 1 ) :**

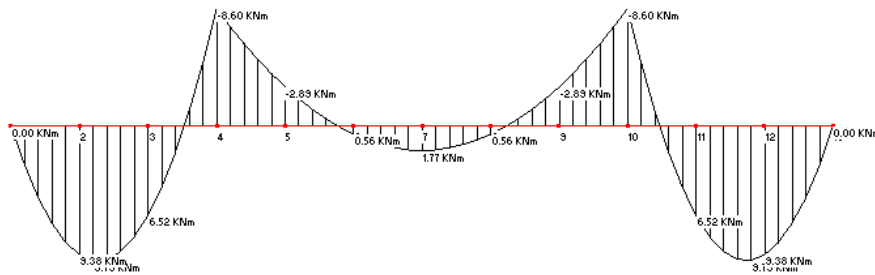




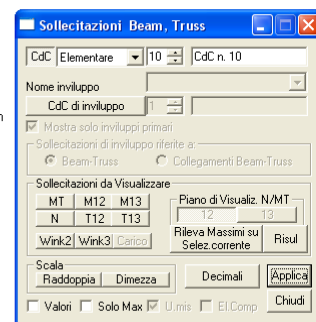
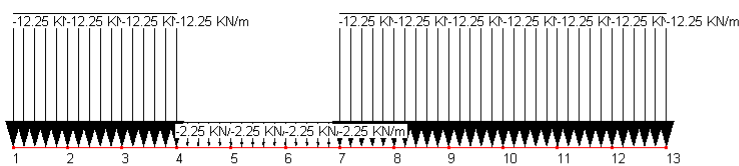
**Taglio13**



**Momento13**

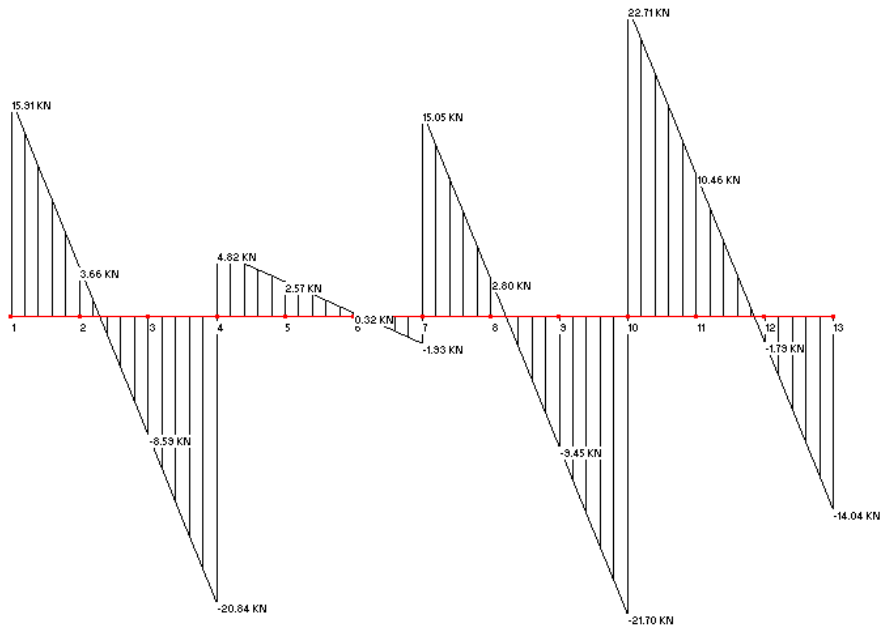


**Combinazione 10 (1 1 0 1 1) :**

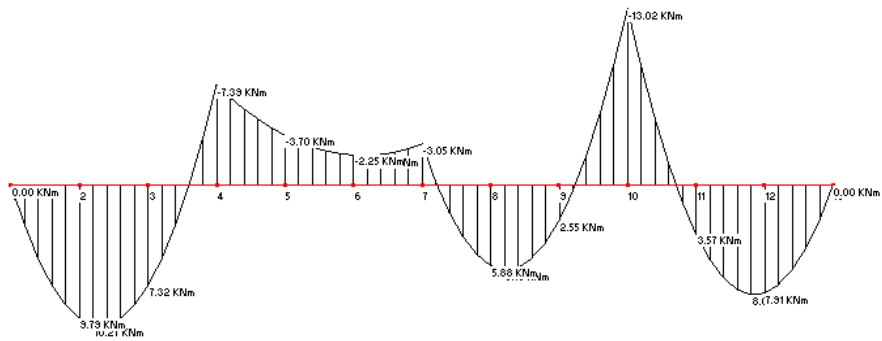




**Taglio13**

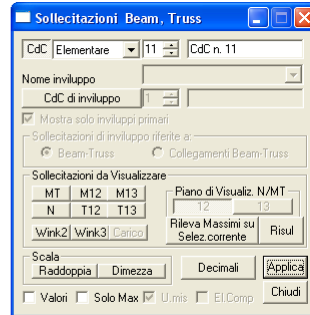
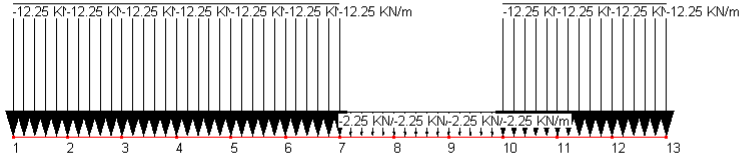


**Momento13**

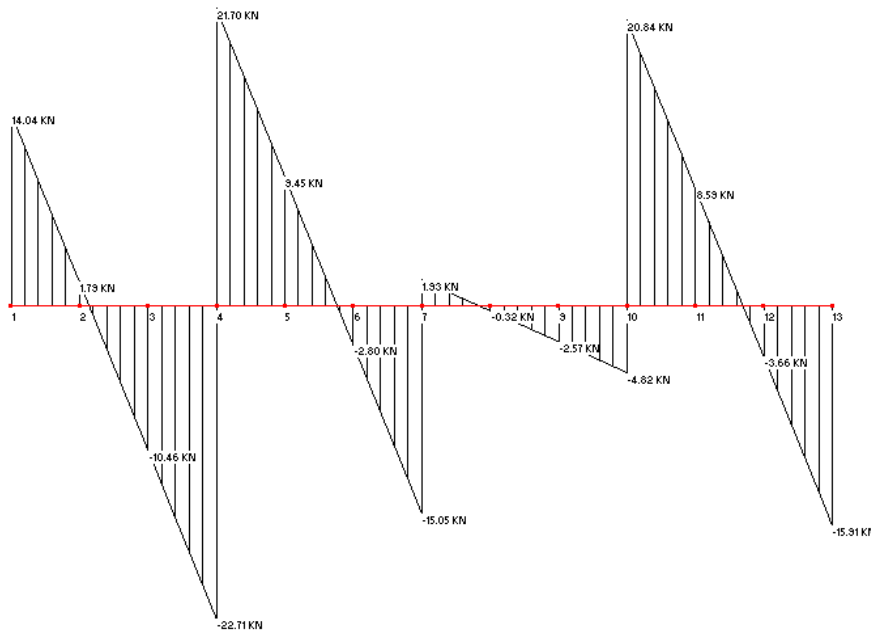




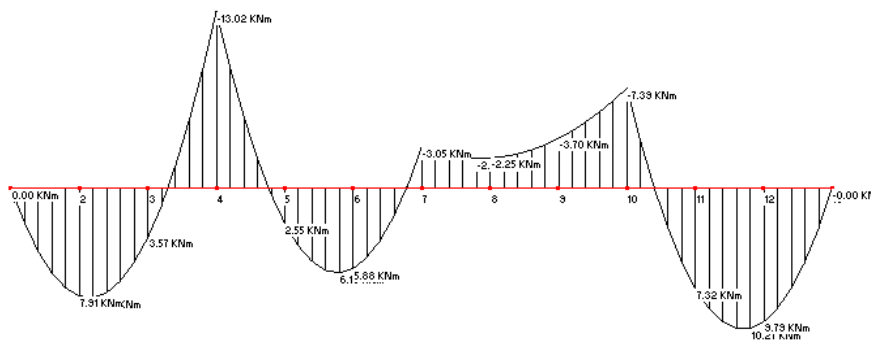
**Combinazione 11 ( 1 1 1 0 1 ) :**



**Taglio13**

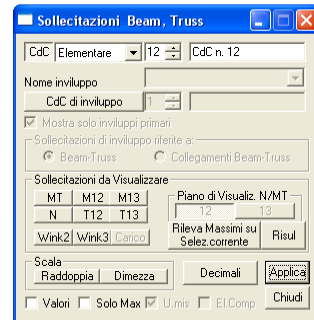
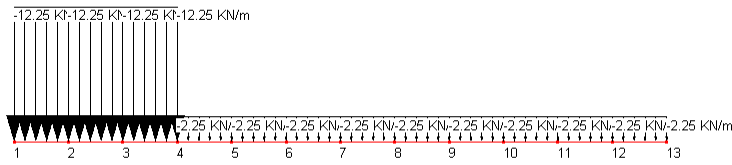


**Momento13**

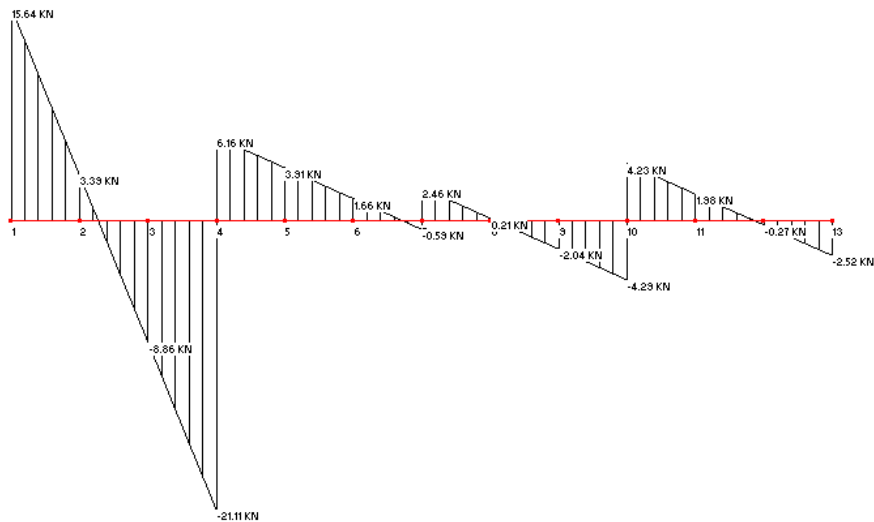




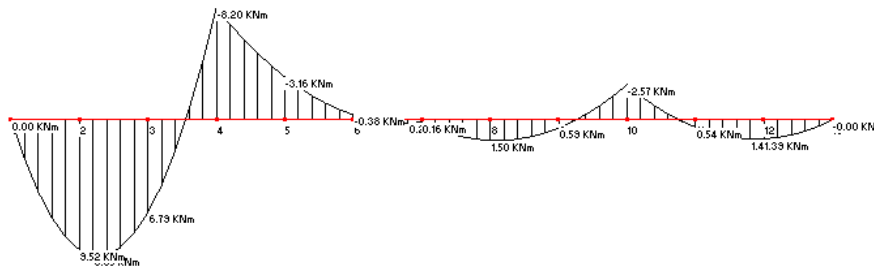
**Combinazione 12 ( 1 1 0 0 0 ) :**



**Taglio13**



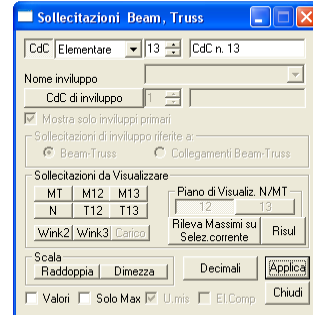
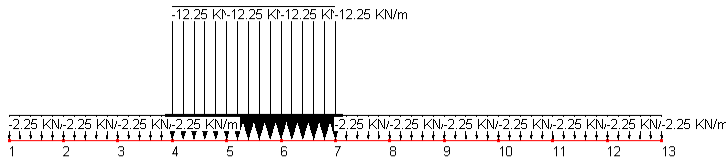
**Momento13**



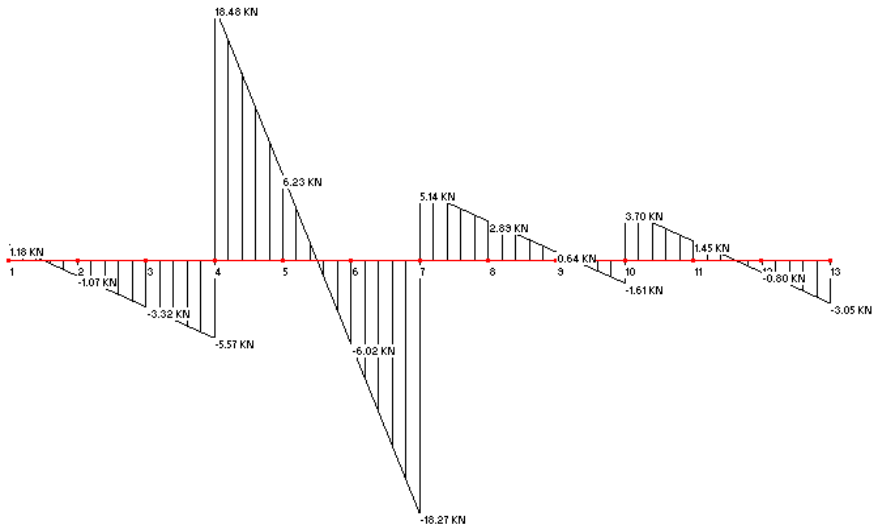




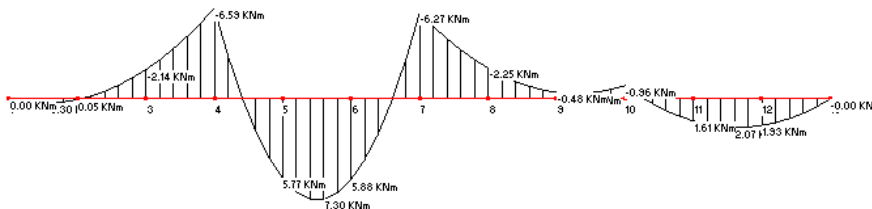
**Combinazione 13 (1 0 1 0 0)**



**Taglio13**

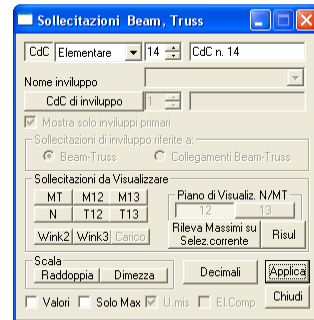
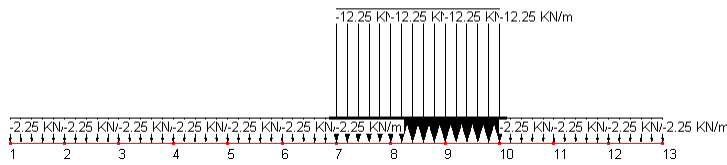


**Momento13**

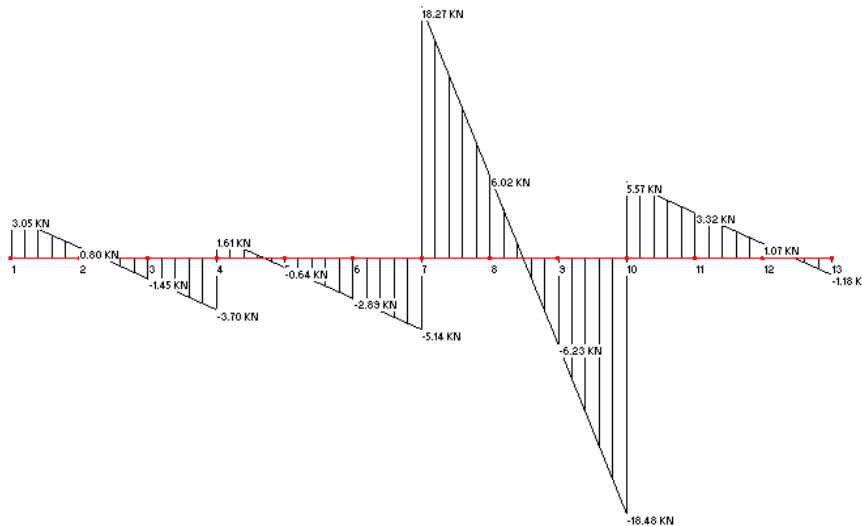




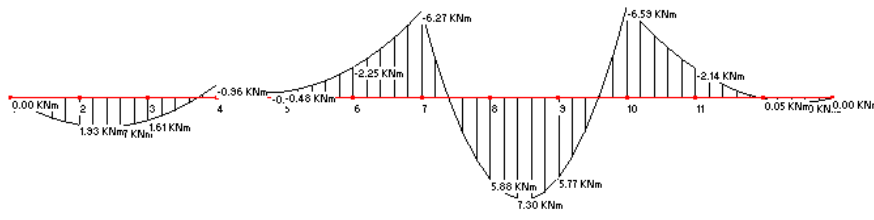
**Combinazione 14 ( 1 0 0 1 0 ) :**



**Taglio13**

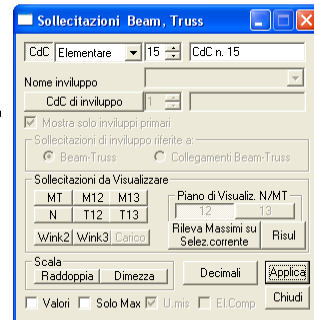
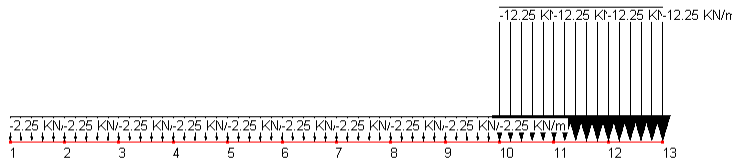


**Momento13**

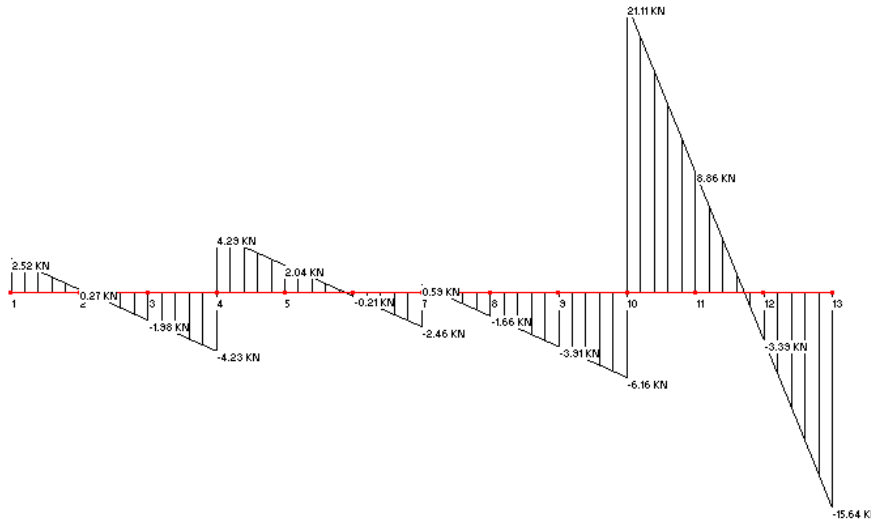




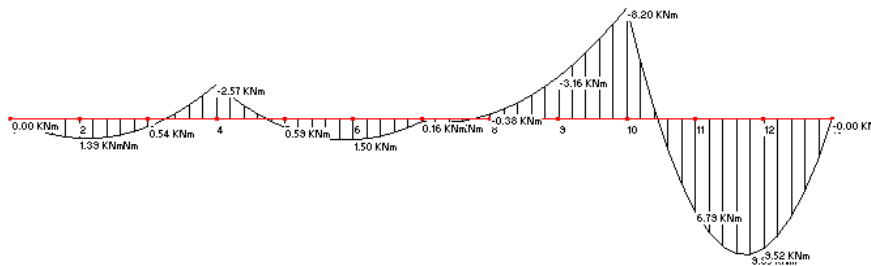
**Combinazione 15 ( 1 0 0 1 ) :**



**Taglio13**



**Momento13**



Dall'analisi delle sollecitazioni corrispondenti alle quindici combinazioni dei carichi esaminate si ricava quali di esse danno luogo rispettivamente a T13 min, T13 max, M13 min, M13 max:

**T13 min** = -22.71 kN al nodo 4 nella combinazione 11 ( 1 1 1 0 1 )



**T13 max** = 22.71 kN al nodo 10 nella combinazione 10 (1 1 0 1 1)

**M13 min** = -13.02 kNm ai nodi 10 e 4 nelle combinazioni rispettivamente 10 (1 1 0 1 1) e 11 (1 1 1 0 1)

**M13 max** = 10.49 kNm nelle combinazioni 7 (1 1 0 1 0) e 8 (1 0 1 0 1) alle progressive 0.25 m e 0.75 m rispettivamente dei beam 2 e 11.

Confrontando questi valori con quelli evidenziati nelle tabelle 1, 2, 3, 4, risulta immediata la perfetta corrispondenza tra le massime sollecitazioni date dall'involuppo e dal calcolo eseguito per ogni combinazione.

## 4.2 MODELLO BIDIMENSIONALE

**Data:** 01/05/2010

**Programma:** CMP 24

**Versione:** 24.0.1.3 del 24/04/2010

**File:** [CMP: Inv\_Beam\_BiDim\_Comb.cmp]

**Scopo:** confronto tra le massime sollecitazioni ottenute con la procedura automatica di involuppo e quelle ottenute dall'esame di tutte le combinazioni possibili su un portale semplice

### Descrizione del problema:

Per il modello bidimensionale si considera un portale composto da due piedritti verticali (beam con lunghezza = 5 m) ed un'asta orizzontale (suddivisa in due beam di lunghezza = 2 m). Ad ogni beam si attribuisce una sezione non armata di calcestruzzo Rck 35 di dimensioni 30x40 cm per i pilastri e 30x50 cm per la trave. Il portale si sviluppa sul piano XZ. Ai nodi sono stati attribuiti i seguenti vincoli:

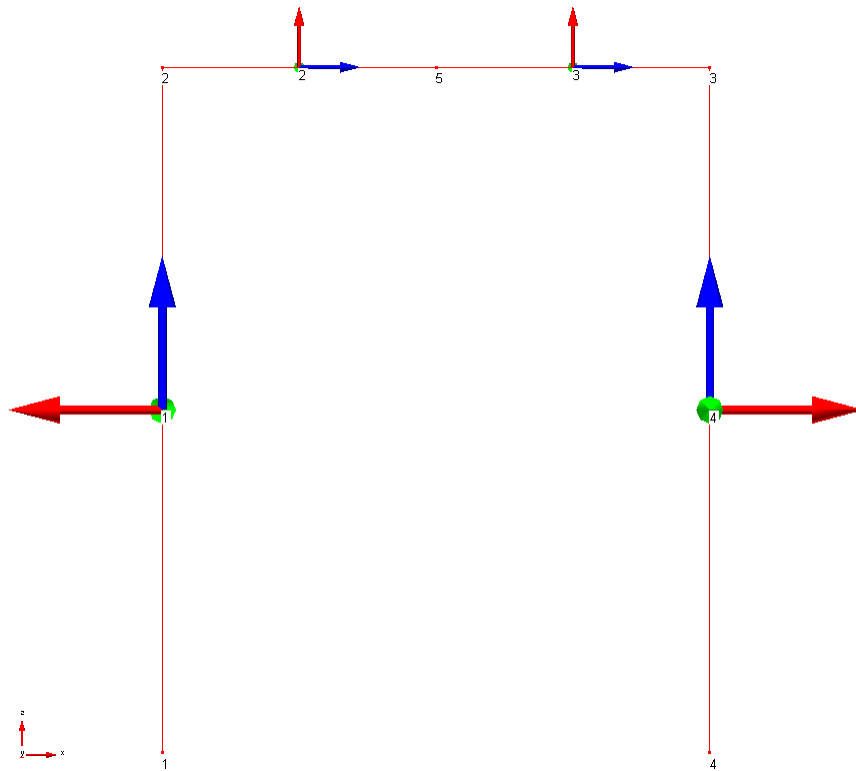
nodì 2 e 3: traslazione lungo l'asse Y, rotazione attorno all'asse X e all'asse Z rispetto al SdR globale.



nodì 1 e 4: sono stati vincolati tutti i gradi di libertà.



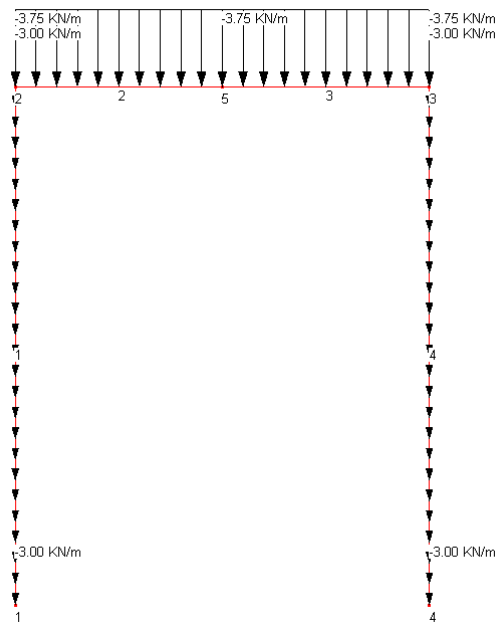
Di seguito è mostrato lo schema del modello utilizzato, con annessi i numeri identificativi di ciascun nodo e beam, le terne locali di riferimento di ciascun beam, nonché la terna globale di riferimento:



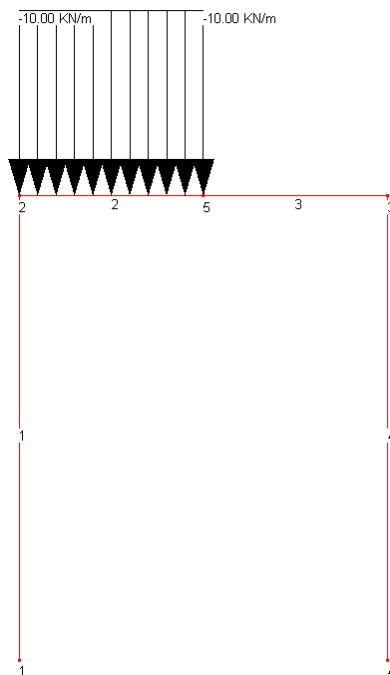
Alla struttura sono state attribuite cinque condizioni di carico elementari quali



**CdC 1- [1S Permanente]**

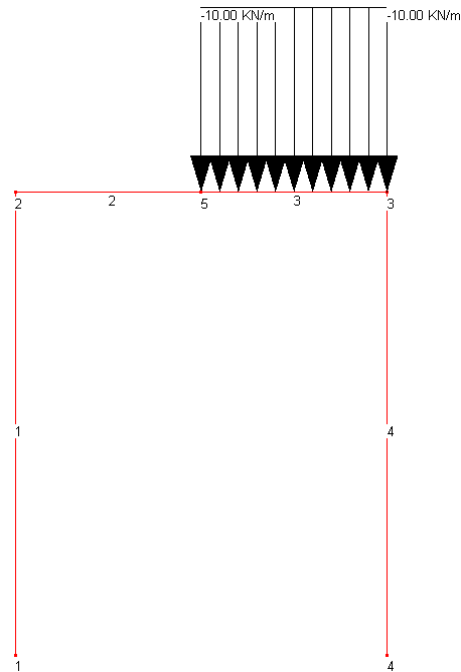


**CdC 2-[2S Variabile A]**

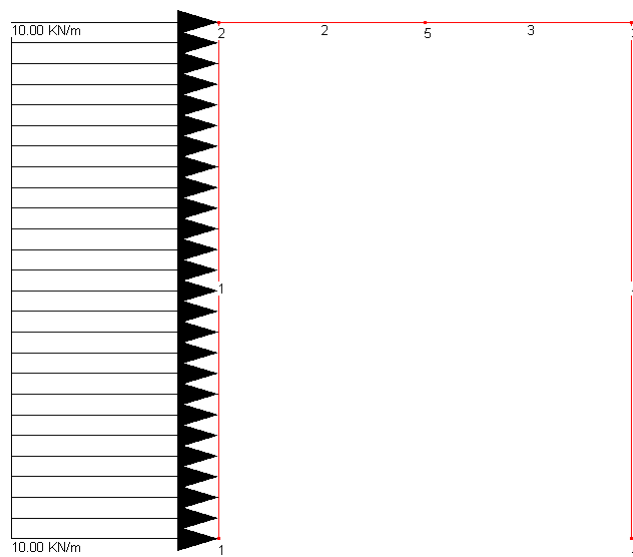




**CdC 3-[3S Variabile B]**

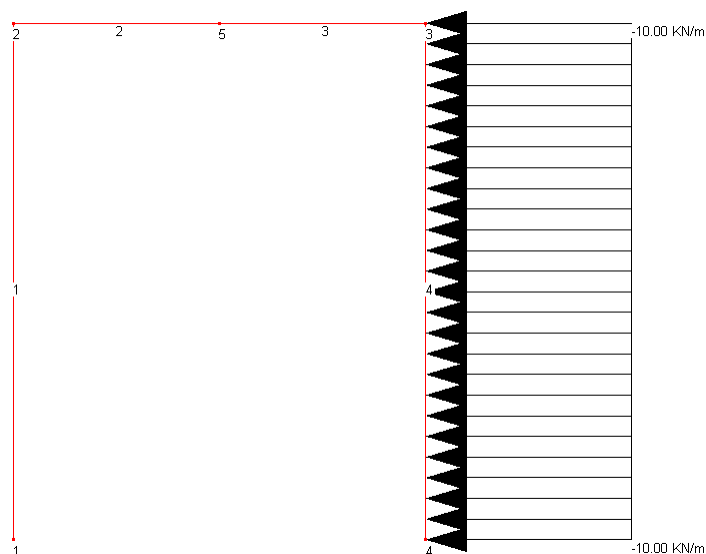


**CdC 4-[4S Vento 1]**





### CdC 5-[5S Vento 2]



### Approccio Manuale

Per la combinazione allo stato limite ultimo si considerano i coefficienti parziali ( $\gamma_{G1}$ , e  $\gamma_{Qi}$ ) desunti dal D.M. 14/01/2008, Tabella 2.6.I, colonna A1-STR, per la determinazione degli effetti delle azioni sulla struttura.

1. Per i carichi permanenti ovvero per la sola CdC [1S Permanente] si assumono i seguenti coeff.  
 $\gamma_{G1} = 1 - 1.3$
2. Per i carichi Variabili ovvero per [2S Variabile A, 3S Variabile B] si assumono i seguenti coeff.  
 $\gamma_{Qi} = 0 - 1.5$
3. Per i carichi Vento ovvero per [4S Vento 1, 5S Vento 2] si assumono i seguenti coeff.  
 $\gamma_{Qi} = 0 - 1.5$

In funzione della categoria dell'azione di sollecitazione, assumiamo i seguenti coefficienti di combinazione per le CdC.

1. Per i carichi Variabili ovvero per [2S Variabile A, 3S Variabile B] si assume la Categoria B Uffici con coeff. pari a:  
 $\psi_{0j} = 0.7$
2. Per i carichi Vento ovvero per [4S Vento 1, 5S Vento 2] si assume la categoria Vento con coeff. pari a:  
 $\psi_{0j} = 0.6$

Le due CdC per l'azione del vento si considerano non contemporanee.

Considerando la combinazione fondamentale delle azioni prevista dal DM2008 per lo stato limite ultimo (SLU), si ottengono le seguenti combinazioni:





Combinazione	1S	2S	3S	4S	5S
Comb.1	1	1.5	1.5	0	0
Comb.2	1	1.5	1.5	0.9	0
Comb.3	1	1.5	1.5	0	0.9
Comb.4	1	1.5	0	0	0
Comb.5	1	1.5	0	0.9	0
Comb.6	1	1.5	0	0	0.9
Comb.7	1	0	1.5	0	0
Comb.8	1	0	1.5	0.9	0
Comb.9	1	0	1.5	0	0.9
Comb.10	1	1.05	1.05	0	0
Comb.11	1	1.05	1.05	1.5	0
Comb.12	1	1.05	1.05	0	1.5
Comb.13	1	1.05	0	0	0
Comb.14	1	1.05	0	1.5	0
Comb.15	1	1.05	0	0	1.5
Comb.16	1	0	1.05	0	0
Comb.17	1	0	1.05	1.5	0
Comb.18	1	0	1.05	0	1.5
Comb.19	1	0	0	0	0
Comb.20	1	0	0	0.9	0
Comb.21	1	0	0	1.5	0
Comb.22	1	0	0	0	0.9
Comb.23	1	0	0	0	1.5
Comb.24	1.3	1.5	1.5	0	0
Comb.25	1.3	1.5	1.5	0.9	0
Comb.26	1.3	1.5	1.5	0	0.9
Comb.27	1.3	1.5	0	0	0
Comb.28	1.3	1.5	0	0.9	0
Comb.29	1.3	1.5	0	0	0.9
Comb.30	1.3	0	1.5	0	0
Comb.31	1.3	0	1.5	0.9	0
Comb.32	1.3	0	1.5	0	0.9
Comb.33	1.3	1.05	1.05	0	0
Comb.34	1.3	1.05	1.05	1.5	0
Comb.35	1.3	1.05	1.05	0	1.5
Comb.36	1.3	1.05	0	0	0
Comb.37	1.3	1.05	0	1.5	0
Comb.38	1.3	1.05	0	0	1.5
Comb.39	1.3	0	1.05	0	0
Comb.40	1.3	0	1.05	1.5	0
Comb.41	1.3	0	1.05	0	1.5

---

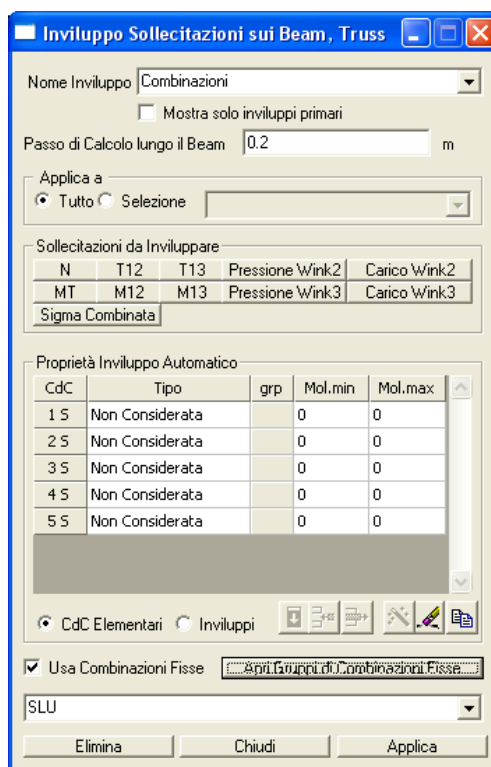
**CMP Analisi Strutturale - DOCUMENTO DI VALIDAZIONE**

VALIDAZIONE CMP



Comb.42	1.3	0	0	0	0
Comb.43	1.3	0	0	0.9	0
Comb.44	1.3	0	0	1.5	0
Comb.45	1.3	0	0	0	0.9
Comb.46	1.3	0	0	0	1.5

Realizziamo un involuppo di sollecitazioni, utilizzando le seguenti combinazioni. Dal dialogo "Inviluppi Sollecitazioni sui Beam/Truss" creiamo un involuppo per la sollecitazioni del portale così come mostrato di seguito.



Associamo a tale involuppo un Gruppo di Combinazioni Fisse chiamato "SLU", che possiede le combinazioni presentate precedentemente.



Tabella dei gruppi di combinazione fissa

Nome del gruppo: SLU

Combinazione	CdC1	CdC2	CdC3	CdC4	CdC5
Comb.1	1	1.5	1.5	0	0
Comb.2	1	1.5	1.5	0.9	0
Comb.3	1	1.5	1.5	0	0.9
Comb.4	1	1.5	0	0	0
Comb.5	1	1.5	0	0.9	0
Comb.6	1	1.5	0	0	0.9
Comb.7	1	0	1.5	0	0
Comb.8	1	0	1.5	0.9	0
Comb.9	1	0	1.5	0	0.9
Comb.10	1	1.05	1.05	0	0
Comb.11	1	1.05	1.05	1.5	0
Comb.12	1	1.05	1.05	0	1.5
Comb.13	1	1.05	0	0	0
Comb.14	1	1.05	0	1.5	0
Comb.15	1	1.05	0	0	1.5
Comb.16	1	0	1.05	0	0
Comb.17	1	0	1.05	1.5	0
Comb.18	1	0	1.05	0	1.5
Comb.19	1	0	0	0	0
Comb.20	1	0	0	0.9	0
Comb.21	1	0	0	1.5	0
Comb.22	1	0	0	0	0.9

Chiudi Elimina Salva

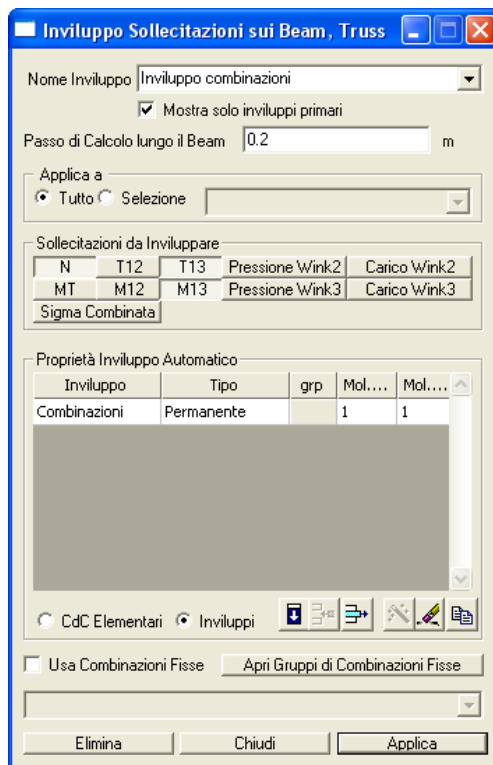
Tabella dei gruppi di combinazione fissa

Nome del gruppo: SLU

Combinazione	CdC1	CdC2	CdC3	CdC4	CdC5
Comb.25	1.3	1.5	1.5	0.9	0
Comb.26	1.3	1.5	1.5	0	0.9
Comb.27	1.3	1.5	0	0	0
Comb.28	1.3	1.5	0	0.9	0
Comb.29	1.3	1.5	0	0	0.9
Comb.30	1.3	0	1.5	0	0
Comb.31	1.3	0	1.5	0.9	0
Comb.32	1.3	0	1.5	0	0.9
Comb.33	1.3	1.05	1.05	0	0
Comb.34	1.3	1.05	1.05	1.5	0
Comb.35	1.3	1.05	1.05	0	1.5
Comb.36	1.3	1.05	0	0	0
Comb.37	1.3	1.05	0	1.5	0
Comb.38	1.3	1.05	0	0	1.5
Comb.39	1.3	0	1.05	0	0
Comb.40	1.3	0	1.05	1.5	0
Comb.41	1.3	0	1.05	0	1.5
Comb.42	1.3	0	0	0	0
Comb.43	1.3	0	0	0.9	0
Comb.44	1.3	0	0	1.5	0
Comb.45	1.3	0	0	0	0.9
Comb.46	1.3	0	0	0	1.5

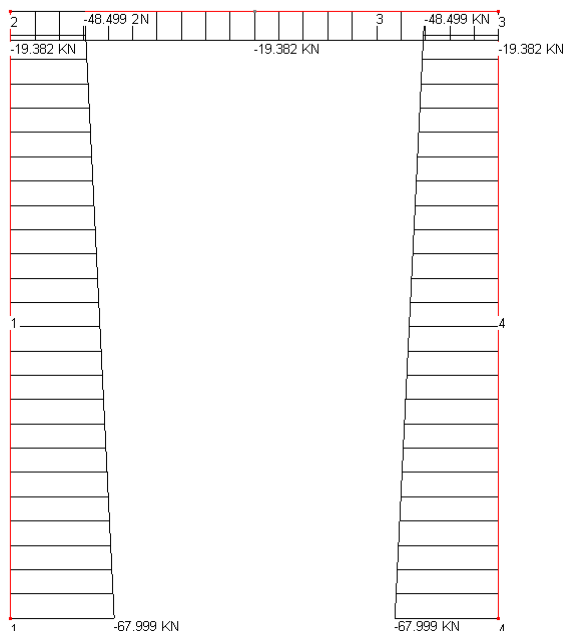
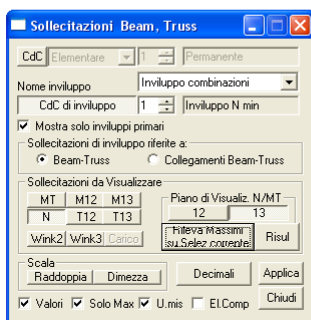
Chiudi Elimina Salva

Per ottenere i massimi e i minimi delle sollecitazioni per le relative combinazioni di carico, creiamo un ulteriore involuppo chiamato "Involuppo combinazioni", utilizzando nelle proprietà di involuppo automatico l'involuppo "Combinazioni" generato in precedenza, come mostrato di seguito.



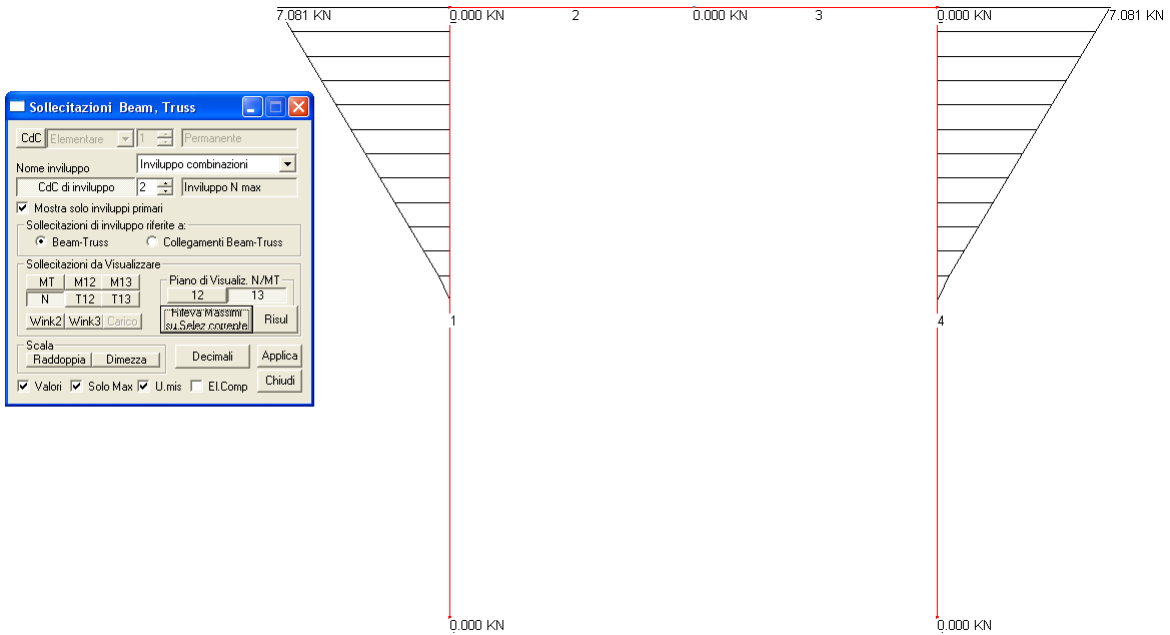
Riportiamo di seguito l'inviluppo grafico delle sollecitazioni ottenute. In particolare si riportano per gli inviluppi di tipo “min” i soli valori negativi, e per quelli di tipo “max” i soli valori positivi.

**Inviluppo N min:**

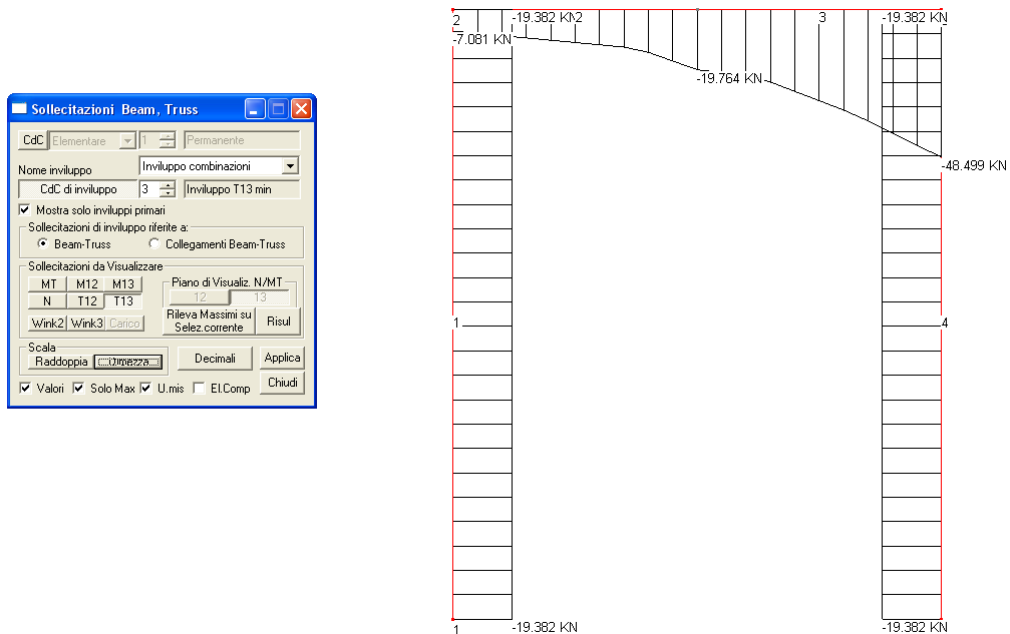




**Inviluppo N max:**

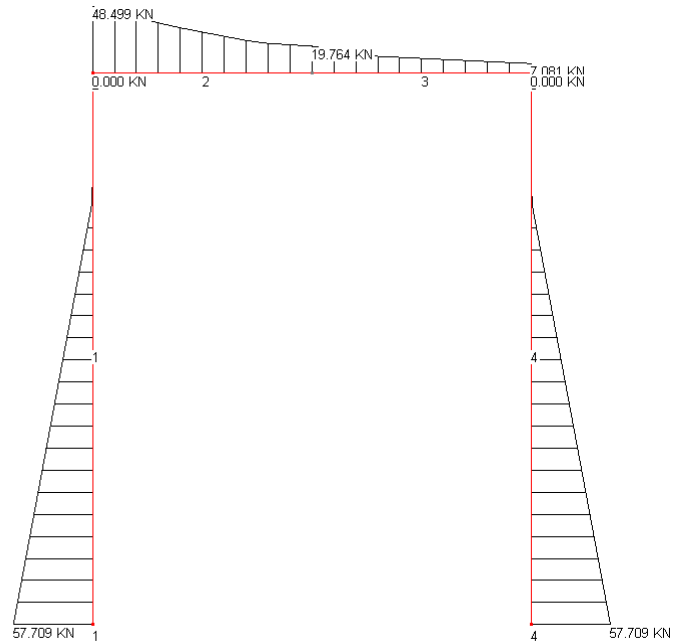
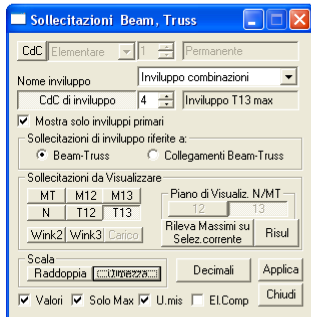


**Inviluppo T13 min:**

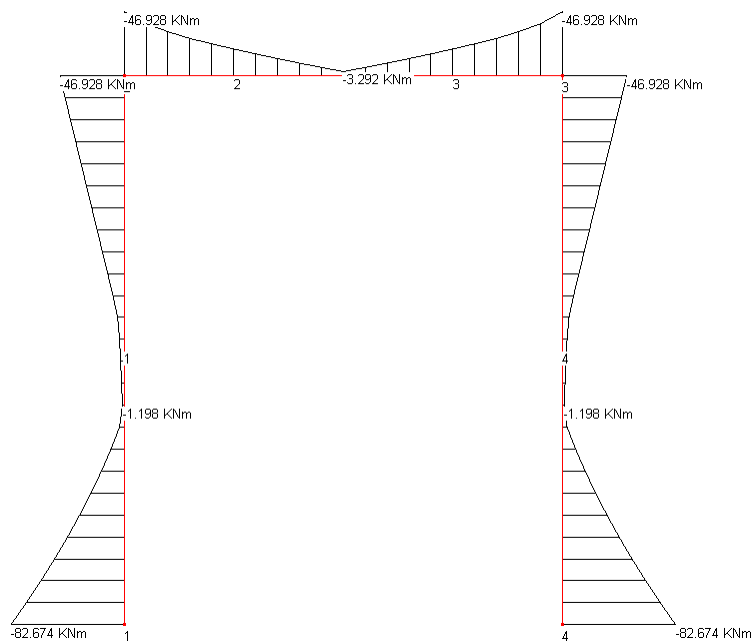
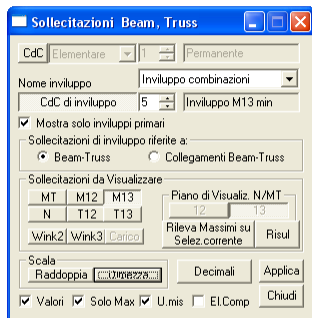




**Inviluppo T13 max:**

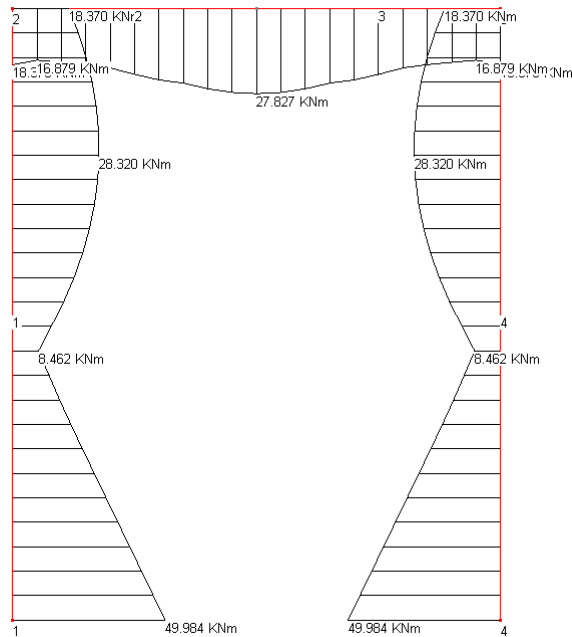
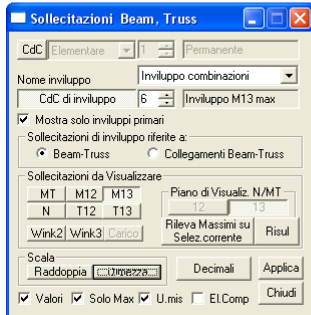


**Inviluppo M13 min:**



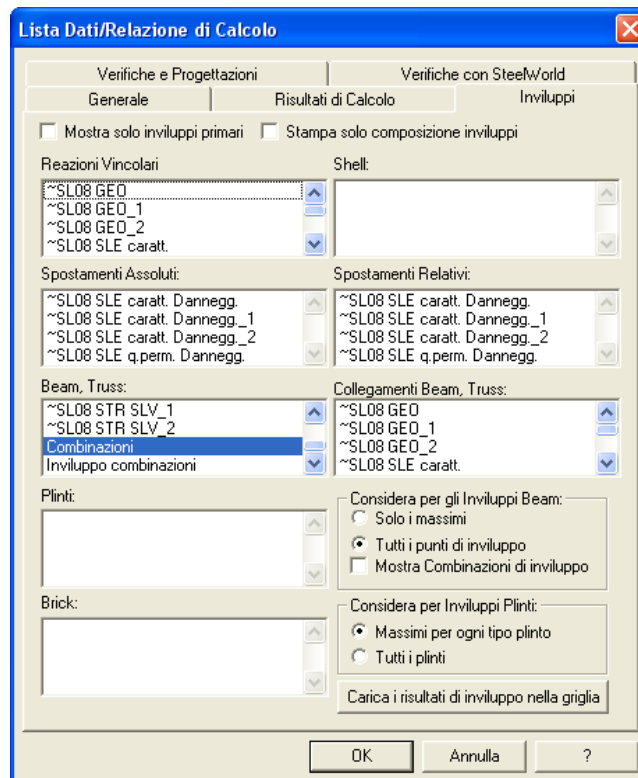


**Inviluppo M13 max:**



Attraverso la stampa della relazione di calcolo, otteniamo tutte le sollecitazioni derivanti dalle 46 combinazioni considerate.

Non selezioniamo la voce "Mostra Combinazioni di inviluppo" per evitare una ridondanza dei dati.





Dalla stampa della relazione di calcolo si ottengono per ogni combinazione i dati relativi a ciascun elemento Beam.

Riportando i dati in un foglio elettronico è possibile riconoscere le sollecitazioni max e min, con la relativa combinazione.

Per brevità riportiamo di seguito le sole tabelle dove sono state rilevate le massime sollecitazioni.

### **Inviluppo N max:**

Inviluppo "Combinazioni"

Gruppo di combinazione fissa SLU Comb.21

Beam / Truss	T	X (m)	N (kN)	T12 (kN)	T13 (kN)	MT (kNm)	M12 (kNm)	M13 (kNm)
1	B	0.	-7.91900	0.	57.70881	0.	0.	-82.6739
1	B	0.200000	-7.31900	0.	54.70881	0.	0.	-71.4321
1	B	0.400000	-6.71900	0.	51.70881	0.	0.	-60.7903
1	B	0.600000	-6.11900	0.	48.70881	0.	0.	-50.7486
1	B	0.800000	-5.51900	0.	45.70881	0.	0.	-41.3068
1	B	1.000000	-4.91900	0.	42.70881	0.	0.	-32.4650
1	B	1.200000	-4.31900	0.	39.70881	0.	0.	-24.2233
1	B	1.400000	-3.71900	0.	36.70881	0.	0.	-16.5815
1	B	1.600000	-3.11900	0.	33.70881	0.	0.	-9.53976
1	B	1.800000	-2.51900	0.	30.70881	0.	0.	-3.09800
1	B	2.000000	-1.91900	0.	27.70881	0.	0.	2.743767
1	B	2.200000	-1.31900	0.	24.70881	0.	0.	7.985529
1	B	2.400000	-0.71900	0.	21.70881	0.	0.	12.62729
1	B	2.600000	-0.11900	0.	18.70881	0.	0.	16.66905
1	B	2.800000	0.481000	0.	15.70881	0.	0.	20.11082
1	B	3.000000	1.081000	0.	12.70881	0.	0.	22.95258
1	B	3.200000	1.681000	0.	9.708811	0.	0.	25.19434
1	B	3.400000	2.281000	0.	6.708811	0.	0.	26.83610
1	B	3.600000	2.881000	0.	3.708811	0.	0.	27.87786
1	B	3.800000	3.481000	0.	0.708811	0.	0.	28.31963
1	B	4.000000	4.081000	0.	-2.29119	0.	0.	28.16139
1	B	4.200000	4.681000	0.	-5.29119	0.	0.	27.40315
1	B	4.400000	5.281000	0.	-8.29119	0.	0.	26.04491
1	B	4.600000	5.881000	0.	-11.2912	0.	0.	24.08667
1	B	4.800000	6.481000	0.	-14.2912	0.	0.	21.52844
1	B	5.000000	7.081000	0.	-17.2912	0.	0.	18.37020
2	B	0.	-17.2912	0.	-7.08100	0.	0.	18.37019
2	B	0.200000	-17.2912	0.	-7.83100	0.	0.	16.87899
2	B	0.400000	-17.2912	0.	-8.58100	0.	0.	15.23779
2	B	0.600000	-17.2912	0.	-9.33100	0.	0.	13.44659
2	B	0.800000	-17.2912	0.	-10.0810	0.	0.	11.50539
2	B	1.000000	-17.2912	0.	-10.8310	0.	0.	9.414185
2	B	1.200000	-17.2912	0.	-11.5810	0.	0.	7.172985
2	B	1.400000	-17.2912	0.	-12.3310	0.	0.	4.781785
2	B	1.600000	-17.2912	0.	-13.0810	0.	0.	2.240585
2	B	1.800000	-17.2912	0.	-13.8310	0.	0.	-0.45062
2	B	2.000000	-17.2912	0.	-14.5810	0.	0.	-3.29182
3	B	0.	-17.2912	0.	-14.5810	0.	0.	-3.29181
3	B	0.200000	-17.2912	0.	-15.3310	0.	0.	-6.28301
3	B	0.400000	-17.2912	0.	-16.0810	0.	0.	-9.42421
3	B	0.600000	-17.2912	0.	-16.8310	0.	0.	-12.7154
3	B	0.800000	-17.2912	0.	-17.5810	0.	0.	-16.1566
3	B	1.000000	-17.2912	0.	-18.3310	0.	0.	-19.7478
3	B	1.200000	-17.2912	0.	-19.0810	0.	0.	-23.4890
3	B	1.400000	-17.2912	0.	-19.8310	0.	0.	-27.3802
3	B	1.600000	-17.2912	0.	-20.5810	0.	0.	-31.4214
3	B	1.800000	-17.2912	0.	-21.3310	0.	0.	-35.6126
3	B	2.000000	-17.2912	0.	-22.0810	0.	0.	-39.9538
4	B	0.	-37.0810	0.	-17.2912	0.	0.	46.50214





4	B	0.200000	-36.4810	0.	-17.2912	0.	0.	43.04390
4	B	0.400000	-35.8810	0.	-17.2912	0.	0.	39.58566
4	B	0.600000	-35.2810	0.	-17.2912	0.	0.	36.12743
4	B	0.800000	-34.6810	0.	-17.2912	0.	0.	32.66919
4	B	1.000000	-34.0810	0.	-17.2912	0.	0.	29.21095
4	B	1.200000	-33.4810	0.	-17.2912	0.	0.	25.75271
4	B	1.400000	-32.8810	0.	-17.2912	0.	0.	22.29447
4	B	1.600000	-32.2810	0.	-17.2912	0.	0.	18.83624
4	B	1.800000	-31.6810	0.	-17.2912	0.	0.	15.37800
4	B	2.000000	-31.0810	0.	-17.2912	0.	0.	11.91976
4	B	2.200000	-30.4810	0.	-17.2912	0.	0.	8.461521
4	B	2.400000	-29.8810	0.	-17.2912	0.	0.	5.003282
4	B	2.600000	-29.2810	0.	-17.2912	0.	0.	1.545044
4	B	2.800000	-28.6810	0.	-17.2912	0.	0.	-1.91319
4	B	3.000000	-28.0810	0.	-17.2912	0.	0.	-5.37143
4	B	3.200000	-27.4810	0.	-17.2912	0.	0.	-8.82967
4	B	3.400000	-26.8810	0.	-17.2912	0.	0.	-12.2879
4	B	3.600000	-26.2810	0.	-17.2912	0.	0.	-15.7461
4	B	3.800000	-25.6810	0.	-17.2912	0.	0.	-19.2044
4	B	4.000000	-25.0810	0.	-17.2912	0.	0.	-22.6626
4	B	4.200000	-24.4810	0.	-17.2912	0.	0.	-26.1209
4	B	4.400000	-23.8810	0.	-17.2912	0.	0.	-29.5791
4	B	4.600000	-23.2810	0.	-17.2912	0.	0.	-33.0373
4	B	4.800000	-22.6810	0.	-17.2912	0.	0.	-36.4956
4	B	5.000000	-22.0810	0.	-17.2912	0.	0.	-39.9538

**Inviluppo N min:**

Inviluppo “Combinazioni”

Gruppo di combinazione fissa SLU Comb.26

Beam / Truss	T	X (m)	N (kN)	T12 (kN)	T13 (kN)	MT (kNm)	M12 (kNm)	M13 (kNm)
1	B	0.	-67.9986	0.	-13.5451	0.	0.	33.17982
1	B	0.200000	-67.2186	0.	-13.5451	0.	0.	30.47081
1	B	0.400000	-66.4386	0.	-13.5451	0.	0.	27.76179
1	B	0.600000	-65.6586	0.	-13.5451	0.	0.	25.05277
1	B	0.800000	-64.8786	0.	-13.5451	0.	0.	22.34376
1	B	1.000000	-64.0986	0.	-13.5451	0.	0.	19.63474
1	B	1.200000	-63.3186	0.	-13.5451	0.	0.	16.92572
1	B	1.400000	-62.5386	0.	-13.5451	0.	0.	14.21671
1	B	1.600000	-61.7586	0.	-13.5451	0.	0.	11.50769
1	B	1.800000	-60.9786	0.	-13.5451	0.	0.	8.798671
1	B	2.000000	-60.1986	0.	-13.5451	0.	0.	6.089654
1	B	2.200000	-59.4186	0.	-13.5451	0.	0.	3.380638
1	B	2.400000	-58.6386	0.	-13.5451	0.	0.	0.671621
1	B	2.600000	-57.8586	0.	-13.5451	0.	0.	-2.03740
1	B	2.800000	-57.0786	0.	-13.5451	0.	0.	-4.74641
1	B	3.000000	-56.2986	0.	-13.5451	0.	0.	-7.45543
1	B	3.200000	-55.5186	0.	-13.5451	0.	0.	-10.16444
1	B	3.400000	-54.7386	0.	-13.5451	0.	0.	-12.87355
1	B	3.600000	-53.9586	0.	-13.5451	0.	0.	-15.58256
1	B	3.800000	-53.1786	0.	-13.5451	0.	0.	-18.29157
1	B	4.000000	-52.3986	0.	-13.5451	0.	0.	-21.00058
1	B	4.200000	-51.6186	0.	-13.5451	0.	0.	-23.70959
1	B	4.400000	-50.8386	0.	-13.5451	0.	0.	-26.41860
1	B	4.600000	-50.0586	0.	-13.5451	0.	0.	-29.12761
1	B	4.800000	-49.2786	0.	-13.5451	0.	0.	-31.83662
1	B	5.000000	-48.4986	0.	-13.5451	0.	0.	-34.54563
2	B	0.	-13.5451	0.	48.49860	0.	0.	-34.5456
2	B	0.200000	-13.5451	0.	44.52360	0.	0.	-25.2434
2	B	0.400000	-13.5451	0.	40.54860	0.	0.	-16.7362
2	B	0.600000	-13.5451	0.	36.57360	0.	0.	-9.02394
2	B	0.800000	-13.5451	0.	32.59860	0.	0.	-2.10672
2	B	1.000000	-13.5451	0.	28.62360	0.	0.	4.015501
2	B	1.200000	-13.5451	0.	24.64860	0.	0.	9.342721
2	B	1.400000	-13.5451	0.	20.67360	0.	0.	13.87494
2	B	1.600000	-13.5451	0.	16.69860	0.	0.	17.61216

**CMP Analisi Strutturale - DOCUMENTO DI VALIDAZIONE**

VALIDAZIONE CMP



2	B	1.800000	-13.5451	0.	12.72360	0.	0.	20.55438
2	B	2.000000	-13.5451	0.	8.748601	0.	0.	22.70160
3	B	0.	-13.5451	0.	8.748600	0.	0.	22.70160
3	B	0.200000	-13.5451	0.	4.773600	0.	0.	24.05382
3	B	0.400000	-13.5451	0.	0.798600	0.	0.	24.61104
3	B	0.600000	-13.5451	0.	-3.17640	0.	0.	24.37326
3	B	0.800000	-13.5451	0.	-7.15140	0.	0.	23.34048
3	B	1.000000	-13.5451	0.	-11.1264	0.	0.	21.51270
3	B	1.200000	-13.5451	0.	-15.1014	0.	0.	18.88992
3	B	1.400000	-13.5451	0.	-19.0764	0.	0.	15.47214
3	B	1.600000	-13.5451	0.	-23.0514	0.	0.	11.25936
3	B	1.800000	-13.5451	0.	-27.0264	0.	0.	6.251580
3	B	2.000000	-13.5451	0.	-31.0014	0.	0.	0.448800
4	B	0.	-50.5014	0.	31.45492	0.	0.	-44.3258
4	B	0.200000	-49.7214	0.	29.65492	0.	0.	-38.2148
4	B	0.400000	-48.9414	0.	27.85492	0.	0.	-32.4638
4	B	0.600000	-48.1614	0.	26.05492	0.	0.	-27.0728
4	B	0.800000	-47.3814	0.	24.25492	0.	0.	-22.0418
4	B	1.000000	-46.6014	0.	22.45492	0.	0.	-17.3709
4	B	1.200000	-45.8214	0.	20.65492	0.	0.	-13.0599
4	B	1.400000	-45.0414	0.	18.85492	0.	0.	-9.10889
4	B	1.600000	-44.2614	0.	17.05492	0.	0.	-5.51791
4	B	1.800000	-43.4814	0.	15.25492	0.	0.	-2.28692
4	B	2.000000	-42.7014	0.	13.45492	0.	0.	0.584059
4	B	2.200000	-41.9214	0.	11.65492	0.	0.	3.095043
4	B	2.400000	-41.1414	0.	9.854916	0.	0.	5.246026
4	B	2.600000	-40.3614	0.	8.054916	0.	0.	7.037009
4	B	2.800000	-39.5814	0.	6.254916	0.	0.	8.467992
4	B	3.000000	-38.8014	0.	4.454916	0.	0.	9.538975
4	B	3.200000	-38.0214	0.	2.654916	0.	0.	10.24996
4	B	3.400000	-37.2414	0.	0.854916	0.	0.	10.60094
4	B	3.600000	-36.4614	0.	-0.94508	0.	0.	10.59193
4	B	3.800000	-35.6814	0.	-2.74508	0.	0.	10.22291
4	B	4.000000	-34.9014	0.	-4.54508	0.	0.	9.493892
4	B	4.200000	-34.1214	0.	-6.34508	0.	0.	8.404875
4	B	4.400000	-33.3414	0.	-8.14508	0.	0.	6.955858
4	B	4.600000	-32.5614	0.	-9.94508	0.	0.	5.146842
4	B	4.800000	-31.7814	0.	-11.7451	0.	0.	2.977825
4	B	5.000000	-31.0014	0.	-13.5451	0.	0.	0.448808

### Inviluppo T13 max, M13 max:

Inviluppo "Combinazioni"

Gruppo di combinazione fissa SLU Comb.21

Beam / Truss	T	X (m)	N (kN)	T12 (kN)	T13 (kN)	MT (kNm)	M12 (kNm)	M13 (kNm)
1	B	0.	-7.91900	0.	57.70881	0.	0.	-82.6739
1	B	0.200000	-7.31900	0.	54.70881	0.	0.	-71.4321
1	B	0.400000	-6.71900	0.	51.70881	0.	0.	-60.7903
1	B	0.600000	-6.11900	0.	48.70881	0.	0.	-50.7486
1	B	0.800000	-5.51900	0.	45.70881	0.	0.	-41.3068
1	B	1.000000	-4.91900	0.	42.70881	0.	0.	-32.4650
1	B	1.200000	-4.31900	0.	39.70881	0.	0.	-24.2233
1	B	1.400000	-3.71900	0.	36.70881	0.	0.	-16.5815
1	B	1.600000	-3.11900	0.	33.70881	0.	0.	-9.53976
1	B	1.800000	-2.51900	0.	30.70881	0.	0.	-3.09800
1	B	2.000000	-1.91900	0.	27.70881	0.	0.	2.743767
1	B	2.200000	-1.31900	0.	24.70881	0.	0.	7.985529
1	B	2.400000	-0.71900	0.	21.70881	0.	0.	12.62729
1	B	2.600000	-0.11900	0.	18.70881	0.	0.	16.66905
1	B	2.800000	0.481000	0.	15.70881	0.	0.	20.11082
1	B	3.000000	1.081000	0.	12.70881	0.	0.	22.95258
1	B	3.200000	1.681000	0.	9.708811	0.	0.	25.19434
1	B	3.400000	2.281000	0.	6.708811	0.	0.	26.83610
1	B	3.600000	2.881000	0.	3.708811	0.	0.	27.87786
1	B	3.800000	3.481000	0.	0.708811	0.	0.	28.31963
1	B	4.000000	4.081000	0.	-2.29119	0.	0.	28.16139

## CMP Analisi Strutturale - DOCUMENTO DI VALIDAZIONE

VALIDAZIONE CMP



1	B	4.200000	4.681000	0.	-5.29119	0.	0.	27.40315
1	B	4.400000	5.281000	0.	-8.29119	0.	0.	26.04491
1	B	4.600000	5.881000	0.	-11.2912	0.	0.	24.08667
1	B	4.800000	6.481000	0.	-14.2912	0.	0.	21.52844
1	B	5.000000	7.081000	0.	-17.2912	0.	0.	18.37020
2	B	0.	-17.2912	0.	-7.08100	0.	0.	18.37019
2	B	0.200000	-17.2912	0.	-7.83100	0.	0.	16.87899
2	B	0.400000	-17.2912	0.	-8.58100	0.	0.	15.23779
2	B	0.600000	-17.2912	0.	-9.33100	0.	0.	13.44659
2	B	0.800000	-17.2912	0.	-10.0810	0.	0.	11.50539
2	B	1.000000	-17.2912	0.	-10.8310	0.	0.	9.414185
2	B	1.200000	-17.2912	0.	-11.5810	0.	0.	7.172985
2	B	1.400000	-17.2912	0.	-12.3310	0.	0.	4.781785
2	B	1.600000	-17.2912	0.	-13.0810	0.	0.	2.240585
2	B	1.800000	-17.2912	0.	-13.8310	0.	0.	-0.45062
2	B	2.000000	-17.2912	0.	-14.5810	0.	0.	-3.29182
3	B	0.	-17.2912	0.	-14.5810	0.	0.	-3.29181
3	B	0.200000	-17.2912	0.	-15.3310	0.	0.	-6.28301
3	B	0.400000	-17.2912	0.	-16.0810	0.	0.	-9.42421
3	B	0.600000	-17.2912	0.	-16.8310	0.	0.	-12.7154
3	B	0.800000	-17.2912	0.	-17.5810	0.	0.	-16.1566
3	B	1.000000	-17.2912	0.	-18.3310	0.	0.	-19.7478
3	B	1.200000	-17.2912	0.	-19.0810	0.	0.	-23.4890
3	B	1.400000	-17.2912	0.	-19.8310	0.	0.	-27.3802
3	B	1.600000	-17.2912	0.	-20.5810	0.	0.	-31.4214
3	B	1.800000	-17.2912	0.	-21.3310	0.	0.	-35.6126
3	B	2.000000	-17.2912	0.	-22.0810	0.	0.	-39.9538
4	B	0.	-37.0810	0.	-17.2912	0.	0.	46.50214
4	B	0.200000	-36.4810	0.	-17.2912	0.	0.	43.04390
4	B	0.400000	-35.8810	0.	-17.2912	0.	0.	39.58566
4	B	0.600000	-35.2810	0.	-17.2912	0.	0.	36.12743
4	B	0.800000	-34.6810	0.	-17.2912	0.	0.	32.66919
4	B	1.000000	-34.0810	0.	-17.2912	0.	0.	29.21095
4	B	1.200000	-33.4810	0.	-17.2912	0.	0.	25.75271
4	B	1.400000	-32.8810	0.	-17.2912	0.	0.	22.29447
4	B	1.600000	-32.2810	0.	-17.2912	0.	0.	18.83624
4	B	1.800000	-31.6810	0.	-17.2912	0.	0.	15.37800
4	B	2.000000	-31.0810	0.	-17.2912	0.	0.	11.91976
4	B	2.200000	-30.4810	0.	-17.2912	0.	0.	8.461521
4	B	2.400000	-29.8810	0.	-17.2912	0.	0.	5.003282
4	B	2.600000	-29.2810	0.	-17.2912	0.	0.	1.545044
4	B	2.800000	-28.6810	0.	-17.2912	0.	0.	-1.91319
4	B	3.000000	-28.0810	0.	-17.2912	0.	0.	-5.37143
4	B	3.200000	-27.4810	0.	-17.2912	0.	0.	-8.82967
4	B	3.400000	-26.8810	0.	-17.2912	0.	0.	-12.2879
4	B	3.600000	-26.2810	0.	-17.2912	0.	0.	-15.7461
4	B	3.800000	-25.6810	0.	-17.2912	0.	0.	-19.2044
4	B	4.000000	-25.0810	0.	-17.2912	0.	0.	-22.6626
4	B	4.200000	-24.4810	0.	-17.2912	0.	0.	-26.1209
4	B	4.400000	-23.8810	0.	-17.2912	0.	0.	-29.5791
4	B	4.600000	-23.2810	0.	-17.2912	0.	0.	-33.0373
4	B	4.800000	-22.6810	0.	-17.2912	0.	0.	-36.4956
4	B	5.000000	-22.0810	0.	-17.2912	0.	0.	-39.9538

### Inviluppo T13 min:

Inviluppo "Combinazioni"

Gruppo di combinazione fissa SLU Comb.25

Beam / Truss	T	X (m)	N (kN)	T12 (kN)	T13 (kN)	MT (kNm)	M12 (kNm)	M13 (kNm)
1	B	0.	-50.5014	0.	31.45492	0.	0.	-44.3258
1	B	0.200000	-49.7214	0.	29.65492	0.	0.	-38.2148
1	B	0.400000	-48.9414	0.	27.85492	0.	0.	-32.4638
1	B	0.600000	-48.1614	0.	26.05492	0.	0.	-27.0728
1	B	0.800000	-47.3814	0.	24.25492	0.	0.	-22.0418
1	B	1.000000	-46.6014	0.	22.45492	0.	0.	-17.3709
1	B	1.200000	-45.8214	0.	20.65492	0.	0.	-13.0599

## CMP Analisi Strutturale - DOCUMENTO DI VALIDAZIONE

VALIDAZIONE CMP



1	B	1.400000	-45.0414	0.	18.85492	0.	0.	-9.10889
1	B	1.600000	-44.2614	0.	17.05492	0.	0.	-5.51791
1	B	1.800000	-43.4814	0.	15.25492	0.	0.	-2.28692
1	B	2.000000	-42.7014	0.	13.45492	0.	0.	0.584059
1	B	2.200000	-41.9214	0.	11.65492	0.	0.	3.095043
1	B	2.400000	-41.1414	0.	9.854916	0.	0.	5.246026
1	B	2.600000	-40.3614	0.	8.054916	0.	0.	7.037009
1	B	2.800000	-39.5814	0.	6.254916	0.	0.	8.467992
1	B	3.000000	-38.8014	0.	4.454916	0.	0.	9.538975
1	B	3.200000	-38.0214	0.	2.654916	0.	0.	10.24996
1	B	3.400000	-37.2414	0.	0.854916	0.	0.	10.60094
1	B	3.600000	-36.4614	0.	-0.94508	0.	0.	10.59193
1	B	3.800000	-35.6814	0.	-2.74508	0.	0.	10.22291
1	B	4.000000	-34.9014	0.	-4.54508	0.	0.	9.493892
1	B	4.200000	-34.1214	0.	-6.34508	0.	0.	8.404875
1	B	4.400000	-33.3414	0.	-8.14508	0.	0.	6.955858
1	B	4.600000	-32.5614	0.	-9.94508	0.	0.	5.146842
1	B	4.800000	-31.7814	0.	-11.7451	0.	0.	2.977825
1	B	5.000000	-31.0014	0.	-13.5451	0.	0.	0.448808
2	B	0.	-13.5451	0.	31.00140	0.	0.	0.448800
2	B	0.200000	-13.5451	0.	27.02640	0.	0.	6.251580
2	B	0.400000	-13.5451	0.	23.05140	0.	0.	11.25936
2	B	0.600000	-13.5451	0.	19.07640	0.	0.	15.47214
2	B	0.800000	-13.5451	0.	15.10140	0.	0.	18.88992
2	B	1.000000	-13.5451	0.	11.12640	0.	0.	21.51270
2	B	1.200000	-13.5451	0.	7.151401	0.	0.	23.34048
2	B	1.400000	-13.5451	0.	3.176401	0.	0.	24.37326
2	B	1.600000	-13.5451	0.	-0.79860	0.	0.	24.61104
2	B	1.800000	-13.5451	0.	-4.77360	0.	0.	24.05382
2	B	2.000000	-13.5451	0.	-8.74860	0.	0.	22.70160
3	B	0.	-13.5451	0.	-8.74860	0.	0.	22.70160
3	B	0.200000	-13.5451	0.	-12.7236	0.	0.	20.55438
3	B	0.400000	-13.5451	0.	-16.6986	0.	0.	17.61216
3	B	0.600000	-13.5451	0.	-20.6736	0.	0.	13.87494
3	B	0.800000	-13.5451	0.	-24.6486	0.	0.	9.342720
3	B	1.000000	-13.5451	0.	-28.6236	0.	0.	4.015500
3	B	1.200000	-13.5451	0.	-32.5986	0.	0.	-2.10672
3	B	1.400000	-13.5451	0.	-36.5736	0.	0.	-9.02394
3	B	1.600000	-13.5451	0.	-40.5486	0.	0.	-16.7362
3	B	1.800000	-13.5451	0.	-44.5236	0.	0.	-25.2434
3	B	2.000000	-13.5451	0.	-48.4986	0.	0.	-34.5456
4	B	0.	-67.9986	0.	-13.5451	0.	0.	33.17982
4	B	0.200000	-67.2186	0.	-13.5451	0.	0.	30.47081
4	B	0.400000	-66.4386	0.	-13.5451	0.	0.	27.76179
4	B	0.600000	-65.6586	0.	-13.5451	0.	0.	25.05277
4	B	0.800000	-64.8786	0.	-13.5451	0.	0.	22.34376
4	B	1.000000	-64.0986	0.	-13.5451	0.	0.	19.63474
4	B	1.200000	-63.3186	0.	-13.5451	0.	0.	16.92572
4	B	1.400000	-62.5386	0.	-13.5451	0.	0.	14.21671
4	B	1.600000	-61.7586	0.	-13.5451	0.	0.	11.50769
4	B	1.800000	-60.9786	0.	-13.5451	0.	0.	8.798671
4	B	2.000000	-60.1986	0.	-13.5451	0.	0.	6.089654
4	B	2.200000	-59.4186	0.	-13.5451	0.	0.	3.380638
4	B	2.400000	-58.6386	0.	-13.5451	0.	0.	0.671621
4	B	2.600000	-57.8586	0.	-13.5451	0.	0.	-2.03740
4	B	2.800000	-57.0786	0.	-13.5451	0.	0.	-4.74641
4	B	3.000000	-56.2986	0.	-13.5451	0.	0.	-7.45543
4	B	3.200000	-55.5186	0.	-13.5451	0.	0.	-10.1644
4	B	3.400000	-54.7386	0.	-13.5451	0.	0.	-12.8735
4	B	3.600000	-53.9586	0.	-13.5451	0.	0.	-15.5825
4	B	3.800000	-53.1786	0.	-13.5451	0.	0.	-18.2915
4	B	4.000000	-52.3986	0.	-13.5451	0.	0.	-21.0005
4	B	4.200000	-51.6186	0.	-13.5451	0.	0.	-23.7095
4	B	4.400000	-50.8386	0.	-13.5451	0.	0.	-26.4185
4	B	4.600000	-50.0586	0.	-13.5451	0.	0.	-29.1276
4	B	4.800000	-49.2786	0.	-13.5451	0.	0.	-31.8366
4	B	5.000000	-48.4986	0.	-13.5451	0.	0.	-34.5456

## CMP Analisi Strutturale - DOCUMENTO DI VALIDAZIONE

VALIDAZIONE CMP

**Inviluppo M13max:**

Inviluppo “Combinazioni”

Gruppo di combinazione fissa SLU Comb.35

Beam / Truss	T	X (m)	N (kN)	T12 (kN)	T13 (kN)	MT (kNm)	M12 (kNm)	M13 (kNm)
1	B	0.	-64.8310	0.	-19.3823	0.	0.	49.98373
1	B	0.200000	-64.0510	0.	-19.3823	0.	0.	46.10727
1	B	0.400000	-63.2710	0.	-19.3823	0.	0.	42.23082
1	B	0.600000	-62.4910	0.	-19.3823	0.	0.	38.35436
1	B	0.800000	-61.7110	0.	-19.3823	0.	0.	34.47790
1	B	1.000000	-60.9310	0.	-19.3823	0.	0.	30.60144
1	B	1.200000	-60.1510	0.	-19.3823	0.	0.	26.72499
1	B	1.400000	-59.3710	0.	-19.3823	0.	0.	22.84853
1	B	1.600000	-58.5910	0.	-19.3823	0.	0.	18.97207
1	B	1.800000	-57.8110	0.	-19.3823	0.	0.	15.09562
1	B	2.000000	-57.0310	0.	-19.3823	0.	0.	11.21916
1	B	2.200000	-56.2510	0.	-19.3823	0.	0.	7.342701
1	B	2.400000	-55.4710	0.	-19.3823	0.	0.	3.466244
1	B	2.600000	-54.6910	0.	-19.3823	0.	0.	-0.41021
1	B	2.800000	-53.9110	0.	-19.3823	0.	0.	-4.28667
1	B	3.000000	-53.1310	0.	-19.3823	0.	0.	-8.16313
1	B	3.200000	-52.3510	0.	-19.3823	0.	0.	-12.0396
1	B	3.400000	-51.5710	0.	-19.3823	0.	0.	-15.9160
1	B	3.600000	-50.7910	0.	-19.3823	0.	0.	-19.7925
1	B	3.800000	-50.0110	0.	-19.3823	0.	0.	-23.6690
1	B	4.000000	-49.2310	0.	-19.3823	0.	0.	-27.5454
1	B	4.200000	-48.4510	0.	-19.3823	0.	0.	-31.4219
1	B	4.400000	-47.6710	0.	-19.3823	0.	0.	-35.2983
1	B	4.600000	-46.8910	0.	-19.3823	0.	0.	-39.1748
1	B	4.800000	-46.1110	0.	-19.3823	0.	0.	-43.0512
1	B	5.000000	-45.3310	0.	-19.3823	0.	0.	-46.9277
2	B	0.	-19.3823	0.	45.33100	0.	0.	-46.9277
2	B	0.200000	-19.3823	0.	42.25600	0.	0.	-38.1690
2	B	0.400000	-19.3823	0.	39.18100	0.	0.	-30.0253
2	B	0.600000	-19.3823	0.	36.10600	0.	0.	-22.4966
2	B	0.800000	-19.3823	0.	33.03100	0.	0.	-15.5829
2	B	1.000000	-19.3823	0.	29.95600	0.	0.	-9.28420
2	B	1.200000	-19.3823	0.	26.88100	0.	0.	-3.60050
2	B	1.400000	-19.3823	0.	23.80600	0.	0.	1.468200
2	B	1.600000	-19.3823	0.	20.73100	0.	0.	5.921900
2	B	1.800000	-19.3823	0.	17.65600	0.	0.	9.760600
2	B	2.000000	-19.3823	0.	14.58100	0.	0.	12.98430
3	B	0.	-19.3823	0.	14.58100	0.	0.	12.98430
3	B	0.200000	-19.3823	0.	11.50600	0.	0.	15.59300
3	B	0.400000	-19.3823	0.	8.431001	0.	0.	17.58670
3	B	0.600000	-19.3823	0.	5.356001	0.	0.	18.96540
3	B	0.800000	-19.3823	0.	2.281001	0.	0.	19.72910
3	B	1.000000	-19.3823	0.	-0.79400	0.	0.	19.87780
3	B	1.200000	-19.3823	0.	-3.86900	0.	0.	19.41150
3	B	1.400000	-19.3823	0.	-6.94400	0.	0.	18.33020
3	B	1.600000	-19.3823	0.	-10.0190	0.	0.	16.63390
3	B	1.800000	-19.3823	0.	-13.0940	0.	0.	14.32260
3	B	2.000000	-19.3823	0.	-16.1690	0.	0.	11.39630
4	B	0.	-35.6690	0.	55.61772	0.	0.	-79.1923
4	B	0.200000	-34.8890	0.	52.61772	0.	0.	-68.3687
4	B	0.400000	-34.1090	0.	49.61772	0.	0.	-58.1452
4	B	0.600000	-33.3290	0.	46.61772	0.	0.	-48.5216
4	B	0.800000	-32.5490	0.	43.61772	0.	0.	-39.4981
4	B	1.000000	-31.7690	0.	40.61772	0.	0.	-31.0745
4	B	1.200000	-30.9890	0.	37.61772	0.	0.	-23.2510
4	B	1.400000	-30.2090	0.	34.61772	0.	0.	-16.0275
4	B	1.600000	-29.4290	0.	31.61772	0.	0.	-9.40392
4	B	1.800000	-28.6490	0.	28.61772	0.	0.	-3.38038
4	B	2.000000	-27.8690	0.	25.61772	0.	0.	2.043166
4	B	2.200000	-27.0890	0.	22.61772	0.	0.	6.866709
4	B	2.400000	-26.3090	0.	19.61772	0.	0.	11.09025



4	B	2.600000	-25.5290	0.	16.61772	0.	0.	14.71380
4	B	2.800000	-24.7490	0.	13.61772	0.	0.	17.73734
4	B	3.000000	-23.9690	0.	10.61772	0.	0.	20.16088
4	B	3.200000	-23.1890	0.	7.617716	0.	0.	21.98443
4	B	3.400000	-22.4090	0.	4.617716	0.	0.	23.20797
4	B	3.600000	-21.6290	0.	1.617716	0.	0.	23.83151
4	B	3.800000	-20.8490	0.	-1.38228	0.	0.	23.85505
4	B	4.000000	-20.0690	0.	-4.38228	0.	0.	23.27860
4	B	4.200000	-19.2890	0.	-7.38228	0.	0.	22.10214
4	B	4.400000	-18.5090	0.	-10.3823	0.	0.	20.32568
4	B	4.600000	-17.7290	0.	-13.3823	0.	0.	17.94923
4	B	4.800000	-16.9490	0.	-16.3823	0.	0.	14.97277
4	B	5.000000	-16.1690	0.	-19.3823	0.	0.	11.39631

Riportiamo di seguito una tabella riassuntiva delle sollecitazioni max e min rilevate, con le relative combinazioni.

	<u>Beam</u>	<u>X (m)</u>	<u>N (kN)</u>	<u>T13 (kN)</u>	<u>M13 (kNm)</u>	<u>Comb.</u>	<u>Coeff. utilizzati</u>
N max	1	5.000	<b>7.081</b>	-17.291	18.370	Comb. 21	1;1.5;1.5;0.9;0
N min	1	0.000	<b>-67.999</b>	-13.545	33.180	Comb 26	1.3;1.5;1.5;0;0.9
T13 max	1	0.000	-7.919	<b>57.709</b>	-82.674	Comb. 21	1;0;0;1.5;0
T13 min	3	2.000	-13.545	<b>-48.499</b>	-34.546	Comb. 25	1.3;1.5;1.5;0.9;0
M13 max	1	0.000	-64.831	-19.382	<b>49.984</b>	Comb. 35	1.3;1.05;1.05;0;1.5
M13 min	1	0.000	-7.919	57.709	<b>-82.674</b>	Comb. 21	1;0;0;1.5;0

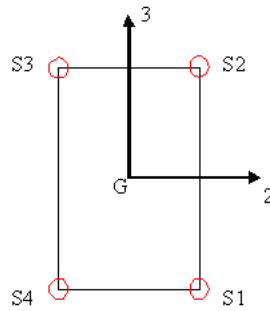
Si effettua ora la ricerca delle combinazioni che massimizzano e minimizzano la tensione nei vertici della sezione intesa come interamente reagente. Tali valori sono denominati all'interno di CMP "Sigma Combinate", e sono in genere fortemente indicative delle situazioni più gravose legate a stati di sollecitazione di pressoflessione deviata.

In particolare per le aste vengono calcolate 4 "tensioni combinate" sulla sezione base con la seguente formula:

$$\sigma_{comb,i} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_{12}}{W_{12,i}} \pm \frac{M_{13}}{W_{13,i}}$$

dove A è l'area della sezione e W il modulo di resistenza associato al punto in cui valutare la tensione.

Il valore della tensione viene calcolato sui 4 spigoli del rettangolo circoscritto alla sezione base dell'asta. Attraverso gli involuppi si calcolano le tensioni min e max (negativa se di compressione) sui 4 punti indicandoli con: S1,S2,S3,S4.



Riportiamo di seguito le proprietà statiche delle due sezioni utilizzate:

**Proprietà Statiche e di Verifica della Sezione**

Sezione Lorda | Verifiche Stabilità

Sezione: Base Pilastro Trasforma in Sez. Non Tipica

Valori Calcolati:		Valori Forzati:	
Area	1200 cm <sup>2</sup>	<input type="checkbox"/>	0 cm <sup>2</sup>
I22 <sup>*</sup>	160000 cm <sup>4</sup>	<input type="checkbox"/>	0 cm <sup>4</sup>
I33 <sup>*</sup>	90000 cm <sup>4</sup>	<input type="checkbox"/>	0 cm <sup>4</sup>
JT	210100 cm <sup>4</sup>	<input type="checkbox"/>	0 cm <sup>4</sup>
AT2		<input type="checkbox"/>	0 cm <sup>2</sup>
AT3		<input type="checkbox"/>	0 cm <sup>2</sup>
WT13	8000 cm <sup>2</sup>		
WC13	8000 cm <sup>2</sup>		
WT12	6000 cm <sup>2</sup>		
WC12	6000 cm <sup>2</sup>		

OK   Annulla   ?

**Proprietà Statiche e di Verifica della Sezione**

Sezione Lorda | Verifiche Stabilità

Sezione: Base Trave Trasforma in Sez. Non Tipica

Valori Calcolati:		Valori Forzati:	
Area	1500 cm <sup>2</sup>	<input type="checkbox"/>	0 cm <sup>2</sup>
I22 <sup>*</sup>	312500 cm <sup>4</sup>	<input type="checkbox"/>	0 cm <sup>4</sup>
I33 <sup>*</sup>	112500 cm <sup>4</sup>	<input type="checkbox"/>	0 cm <sup>4</sup>
JT	301729 cm <sup>4</sup>	<input type="checkbox"/>	0 cm <sup>4</sup>
AT2		<input type="checkbox"/>	0 cm <sup>2</sup>
AT3		<input type="checkbox"/>	0 cm <sup>2</sup>
WT13	12500 cm <sup>2</sup>		
WC13	12500 cm <sup>2</sup>		
WT12	7500 cm <sup>2</sup>		
WC12	7500 cm <sup>2</sup>		

OK   Annulla   ?

Attraverso il foglio elettronico è possibile calcolare per ognuna delle 46 combinazioni ciascuna tensione S1, S2, S3, S4. Nella tabella che segue riportiamo: le tensioni combinate massime e minime calcolate, con relativa combinazione, n. Beam e corrispondenti sollecitazioni di sforzo normale e momento flettente.

	<b><u>S1(N/mm<sup>2</sup>)</u></b>	<b><u>S2(N/mm<sup>2</sup>)</u></b>	<b><u>S3(N/mm<sup>2</sup>)</u></b>	<b><u>S4(N/mm<sup>2</sup>)</u></b>	<b><u>Comb</u></b>	<b><u>Beam</u></b>	<b><u>N (kN)</u></b>	<b><u>M13 (kNm)</u></b>
S1max	<b>5.72184</b>	-6.6899	-6.6899	5.72184	12	1	-58.081	49.6468
S1min	<b>-10.4144</b>	10.16987	10.16987	-10.4144	44	1	-14.669	-82.3369
S2max	-10.4002	<b>10.26825</b>	10.26825	-10.4002	21	1	-7.919	-82.6739
S2min	5.70771	<b>-6.7882</b>	-6.7882	5.70771	34	4	-64.831	49.98373



S3max	-10.4002	10.26825	<b>10.26825</b>	-0.4002	21	1	-7.919	-82.6739
S3min	5.70771	-6.7882	<b>-6.7882</b>	5.70771	34	4	-64.831	49.98373
S4max	5.72184	-6.6899	-6.6899	<b>5.72184</b>	12	1	-58.081	49.6468
S4min	-10.4144	10.16987	10.16987	<b>-10.4144</b>	44	1	-14.669	-82.3369

Riportiamo di seguito una tabella analoga alla precedente, che presenta i massimi e minimi corrispondenti a differenti elementi Beam e a differenti combinazioni, ma con sollecitazioni uguali alle precedenti. Questo comportamento è causato dalla perfetta simmetria della struttura e dei carichi applicati.

	<b>S1(N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b>S2(N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b>S3(N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b>S4(N/mm<sup>2</sup>)</b>	<b>Comb</b>	Beam	<b>N(kN)</b>	<b>M13(kNm)</b>
S1max	<b>5.72184</b>	-6.6899	-6.6899	5.72184	11	4	-58.081	49.6468
S1min	<b>-10.4144</b>	10.16987	10.16987	-10.4144	46	4	-14.669	-82.3369
S2max	-10.4002	<b>10.26825</b>	10.26825	-10.4002	23	4	-7.919	-82.6739
S2min	5.70771	<b>-6.7882</b>	-6.7882	5.70771	35	1	-64.831	49.98373
S3max	-10.4002	10.26825	<b>10.26825</b>	-0.4002	23	4	-7.919	-82.6739
S3min	5.70771	-6.7882	<b>-6.7882</b>	5.70771	35	1	-64.831	49.98373
S4max	5.72184	-6.6899	-6.6899	<b>5.72184</b>	11	4	-58.081	49.6468
S4min	-10.4144	10.16987	10.16987	<b>-10.4144</b>	46	4	-14.669	-82.3369

### Approccio Automatico

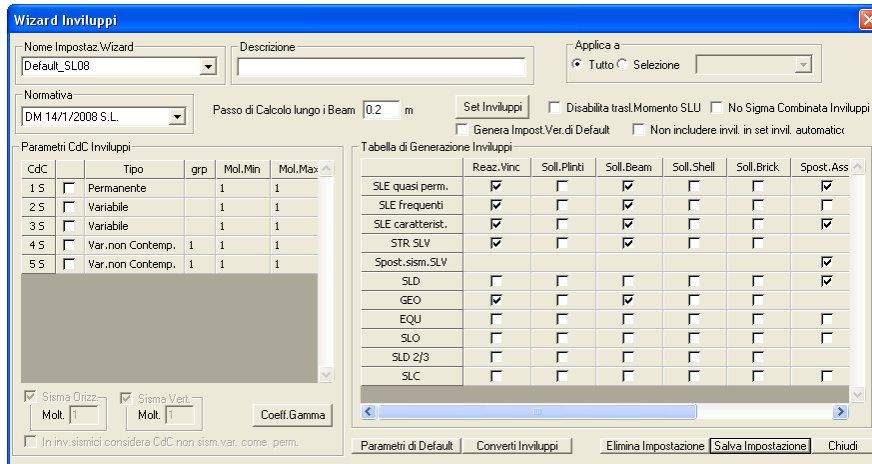
Procediamo di seguito con la ricerca automatica delle sollecitazioni create con il Wizard Inviluppi, assicurandoci che le impostazioni per le condizioni di carico siano coerenti con le ipotesi assunte precedentemente per la combinazione delle azioni.

Mostriamo di seguito le categorie assunte dalle varie condizioni di carico, con i relativi coefficienti di combinazione assunti dal programma.



Dal menù Strumenti apriamo il dialogo inerente alla generazione degli inviluppi automatici, considerando il seguente settaggio.

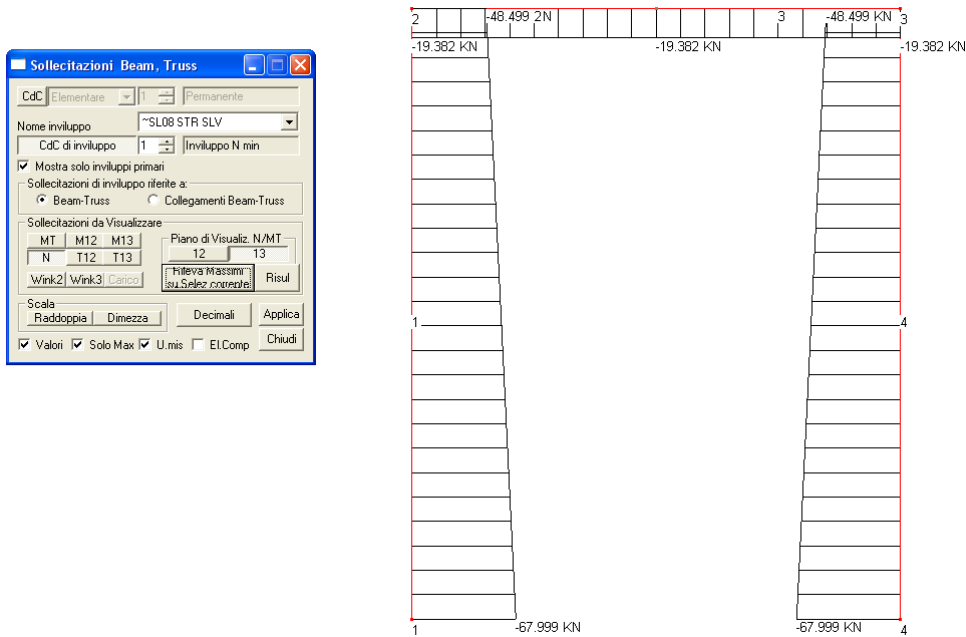




- Passo di calcolo lungo i Beam pari a 0.2m

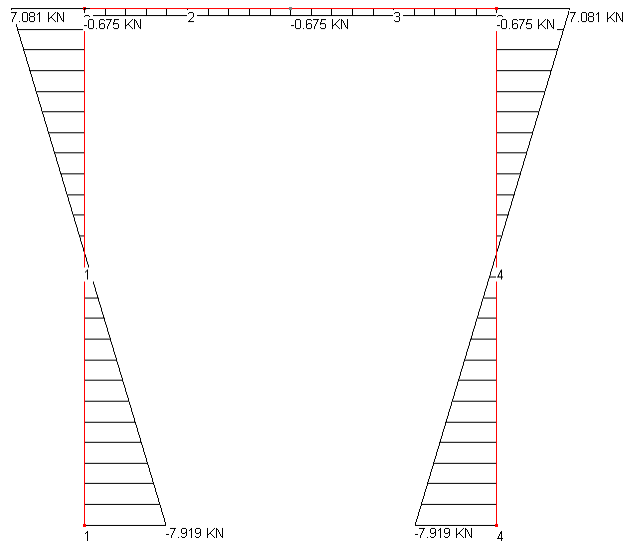
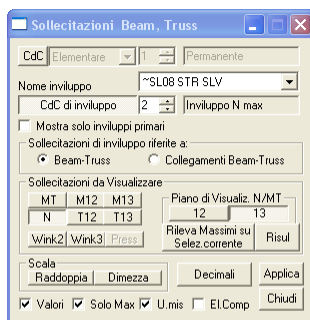
Riportiamo di seguito l'Inviluppo grafico delle sollecitazioni ottenute.

**Inviluppo N min:**

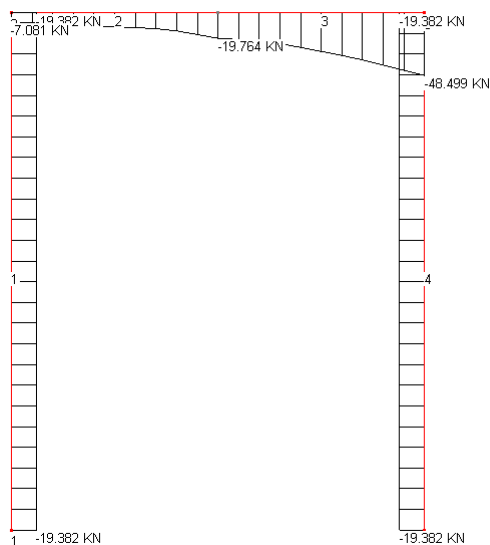
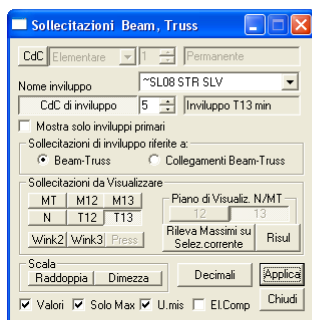




**Inviluppo N max:**

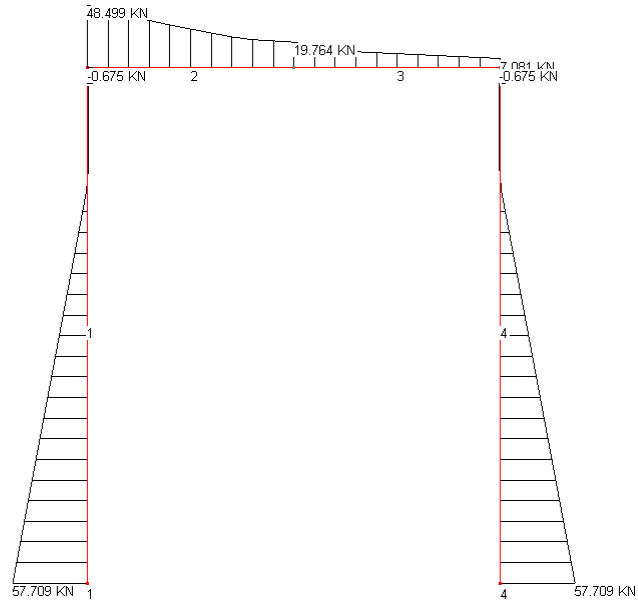
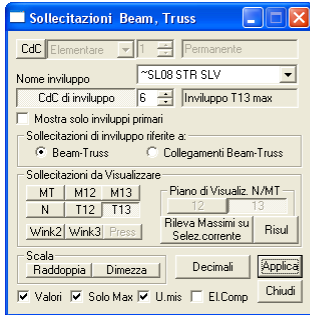


**Inviluppo T13 min:**

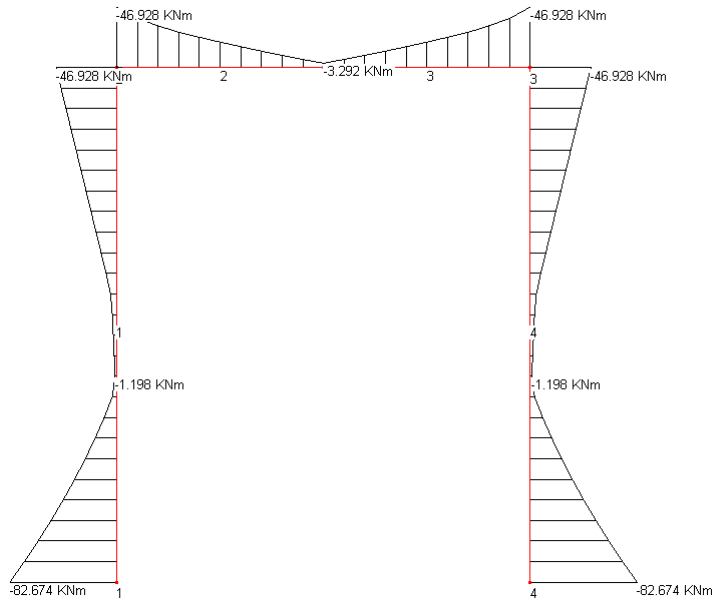
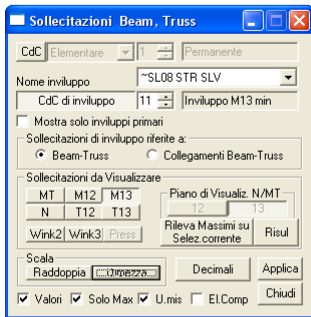




**Inviluppo T13 max:**

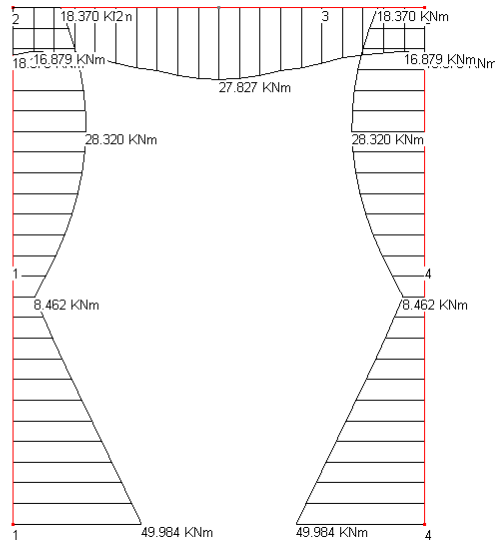
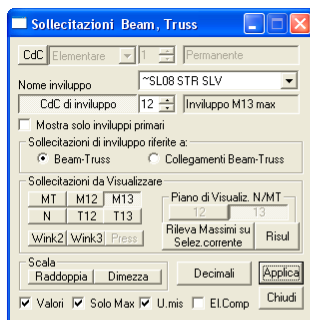


**Inviluppo M13 min:**





**Inviluppo M13 max:**



Dall'analisi delle sollecitazioni, corrispondenti alle 46 combinazioni dei carichi elementari esaminate, si ricava quali di esse danno luogo rispettivamente a N min, N max, T13 min, T13 max, M13 min, M13 max.

Dal dialogo di "Sollecitazioni Beam/Truss" si ottiene in automatico la stampa dei valori max e min, attraverso "Rileva Massimi su Selezione Corrente", in relazione all'inviluppo di default creato con Wizard Inviluppi, denominato "~SL08 STR SLV"

WordPad window showing the output of the analysis:

```

-----
Valori massimi di sollecitazione rilevati per l'inviluppo Beam\Truss ~SL08 STR SLV
-----

```

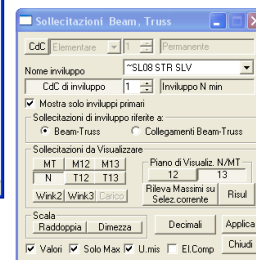
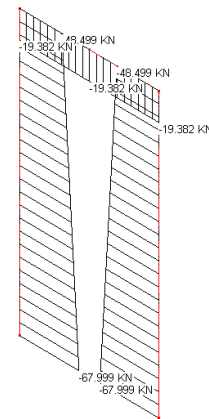
Tipo	n°Asta	Tipo Asta	X (cm)	N (kN)	T12 (kN)	T13 (kN)	NT (kNm)	M12 (kNm)	M13 (kNm)
N min	1	Beam	0.000	-67.999	0.000	-13.545	0.000	0.000	33.180
N max	1	Beam	500.000	7.081	0.000	-17.291	0.000	0.000	18.370
T13 min	3	Beam	200.000	-13.545	0.000	-48.499	0.000	0.000	-34.546
T13 max	1	Beam	0.000	-7.919	0.000	57.709	0.000	0.000	-82.674
M13 min	1	Beam	0.000	-7.919	0.000	57.709	0.000	0.000	-82.674
M13 max	1	Beam	0.000	-64.831	0.000	-19.382	0.000	0.000	49.984
S1 min	1	Beam	0.000	-14.669	0.000	57.506	0.000	0.000	-82.337
S1 max	1	Beam	0.000	-58.081	0.000	-19.180	0.000	0.000	49.647
S2 min	4	Beam	0.000	-64.831	0.000	-19.382	0.000	0.000	49.984
S2 max	1	Beam	0.000	-7.919	0.000	57.709	0.000	0.000	-82.674
S3 min	4	Beam	0.000	-64.831	0.000	-19.382	0.000	0.000	49.984
S3 max	1	Beam	0.000	-7.919	0.000	57.709	0.000	0.000	-82.674
S4 min	1	Beam	0.000	-14.669	0.000	57.506	0.000	0.000	-82.337
S4 max	1	Beam	0.000	-58.081	0.000	-19.180	0.000	0.000	49.647

-----  
Combinazioni di Carico  
-----

```

N min Comb: 1.3;1.5;1.5;0;0.9;
N max Comb: 1;0;0;1.5;
T13 min Comb: 1.3;1.5;1.5;0.9;
T13 max Comb: 1;0;0;1.5;
M13 min Comb: 1;0;0;1.5;
M13 max Comb: 1.3;1.05;1.05;0;1.5;
S1 min Comb: 1.3;0;0;1.5;
S1 max Comb: 1;1.05;1.05;0;1.5;
S2 min Comb: 1.3;1.05;1.05;1.5;
S2 max Comb: 1;0;0;1.5;
S3 min Comb: 1.3;1.05;1.05;1.5;
S3 max Comb: 1;0;0;1.5;
S4 min Comb: 1.3;0;0;1.5;
S4 max Comb: 1;1.05;1.05;0;1.5;

```



Tipo            n°Asta            Tipo Asta            X (cm)            N (kN)            T13 (kN)            M13 (kNm)



N min	1	Beam	0.000	-67.999	-13.545	33.180
N max	1	Beam	500.000	7.081	-17.291	18.370
T13 min	3	Beam	200.000	-13.545	-48.499	-34.546
T13 max	1	Beam	0.000	-7.919	57.709	-82.674
M13 min	1	Beam	0.000	-7.919	57.709	-82.674
M13 max	1	Beam	0.000	-64.831	-19.382	49.984
S1 min	1	Beam	0.000	-14.669	57.506	-82.337
S1 max	1	Beam	0.000	-58.081	-19.180	49.647
S2 min	4	Beam	0.000	-64.831	-19.382	49.984
S2 max	1	Beam	0.000	-7.919	57.709	-82.674
S3 min	4	Beam	0.000	-64.831	-19.382	49.984
S3 max	1	Beam	0.000	-7.919	57.709	-82.674
S4 min	1	Beam	0.000	-14.669	57.506	-82.337
S4 max	1	Beam	0.000	-58.081	-19.180	49.647

---- Combinazioni di Carico ----

N min Comb: 1.3;1.5;1.5;0;0.9;	corrisponde alla combinazione 26
N max Comb: 1;0;0;1.5;	corrisponde alla combinazione 21
T13 min Comb: 1.3;1.5;1.5;0.9;	corrisponde alla combinazione 25
T13 max Comb: 1;0;0;1.5;	corrisponde alla combinazione 21
M13 min Comb: 1;0;0;1.5;	corrisponde alla combinazione 21
M13 max Comb: 1.3;1.05;1.05;0;1.5;	corrisponde alla combinazione 35
S1 min Comb: 1.3;0;0;1.5;	corrisponde alla combinazione 44
S1 max Comb: 1;1.05;1.05;0;1.5;	corrisponde alla combinazione 12
S2 min Comb: 1.3;1.05;1.05;1.5;	corrisponde alla combinazione 34
S2 max Comb: 1;0;0;1.5;	corrisponde alla combinazione 21
S3 min Comb: 1.3;1.05;1.05;1.5;	corrisponde alla combinazione 34
S3 max Comb: 1;0;0;1.5;	corrisponde alla combinazione 21
S4 min Comb: 1.3;0;0;1.5;	corrisponde alla combinazione 44
S4 max Comb: 1;1.05;1.05;0;1.5;	corrisponde alla combinazione 12

Dai risultati ottenuti con metodo manuale e automatico si riscontra in modo oggettivo la perfetta corrispondenza tra le combinazioni che minimizzano e massimizzano le sollecitazioni sugli elementi.

Si effettua ora la ricerca delle combinazioni che massimizzano lo sfruttamento in relazione al CoeffNM della sezione, ovvero le combinazioni effettivamente più gravose sulla struttura.

Si prenda in esame la sezione per gli elementi 1 e 4, ponendo una armatura resistente di base come mostrato in figura per l'elemento Beam 1 e 4

Base = 30 cm

Altezza = 40 cm

Copriferro orizz. = 3 cm

Copriferro vert = 3 cm

Armatura superiore = 3 $\phi$ 16

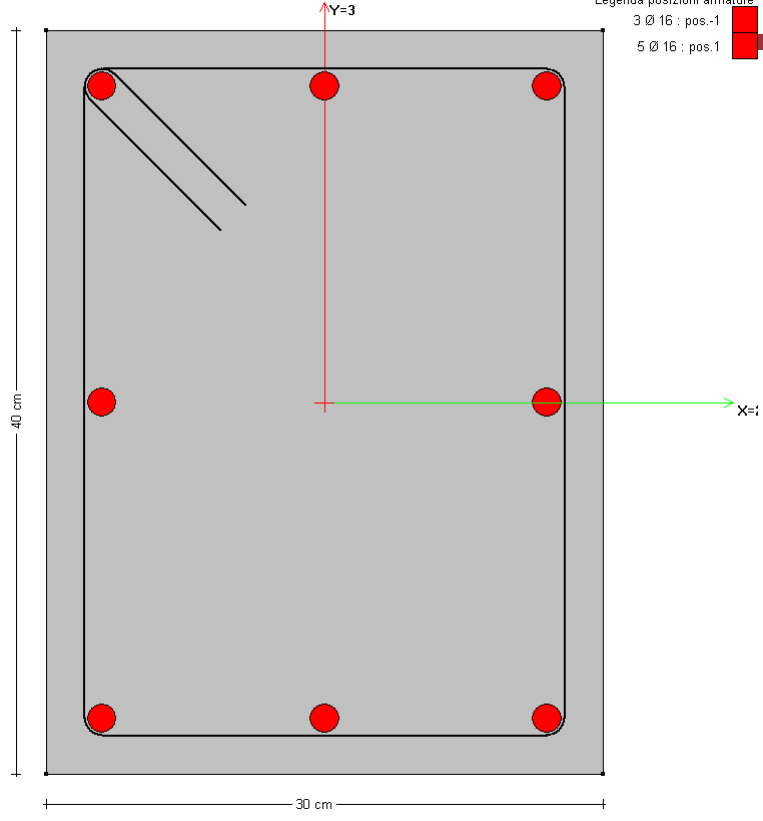
Armatura inferiore = 3 $\phi$ 16

Armatura intermedia = 2 $\phi$ 16

# VALIDAZIONE CMP: INVILUPPI

Dalle combinazioni fisse, calcoliamo il CoeffNM di sfruttamento della sezione, evidenziando le sollecitazioni più tassative:

Comb	Beam	Pos.	N kN	M13		
kNm	CoeffNM					
1	1	Base	-52.5	5.61547		
			0.0479705			
2	1	Base	-43.7514	-		
44.6627	0.386156					
3	1	Base	-61.2486	32.8429		
			0.277293			
4	1	Base	-45.0961	3.17704		
			0.0274189			
5	1	Base	-36.3475	-47.1011	0.411473	
6	1	Base	-53.8447	30.4045	0.259269	
7	1	Base	-29.9039	3.56152	0.0313975	
8	1	Base	-21.1553	-46.7167	0.417029	
9	1	Base	-38.6525	30.7889	0.268106	
10	1	Base	-43.5	4.26776	0.036912	
11	1	Base	-28.919	-79.5292	0.702094	
12	1	Base	-58.081	49.6468	0.420975	
13	1	Base	-38.3173	2.56086	0.0223101	
14	1	Base	-23.7363	-81.2361	0.722504	
15	1	Base	-52.8983	47.9399	0.409323	
16	1	Base	-27.6827	2.82999	0.0250276	
17	1	Base	-13.1017	-80.967	0.731314	
18	1	Base	-42.2637	48.209	0.417693	
19	1	Base	-22.5	1.12309	0.0100062	
20	1	Base	-13.7514	-49.1551	0.443558	
21	1	Base	-7.919	-82.6739	0.752446	
22	1	Base	-31.2486	28.3505	0.249455	
23	1	Base	-37.081	46.5021	0.405822	
24	1	Base	-59.25	5.9524	0.05039	
25	1	Base	-50.5014	-44.3258	0.379698	
26	1	Base	-67.9986	33.1798	0.277607	
27	1	Base	-51.8461	3.51397	0.0300453	
28	1	Base	-43.0975	-46.7642	0.404684	
29	1	Base	-60.5947	30.7414	0.259772	
30	1	Base	-36.6539	3.89844	0.0340419	
31	1	Base	-27.9053	-46.3797	0.410038	
32	1	Base	-45.4025	31.1259	0.268517	
33	1	Base	-50.25	4.60468	0.0394576	
34	1	Base	-35.669	-79.1923	0.692479	
35	1	Base	-64.831	49.9837	0.419982	
36	1	Base	-45.0673	2.89779	0.0250099	
37	1	Base	-30.4863	-80.8992	0.712599	
38	1	Base	-59.6483	48.2768	0.408468	
39	1	Base	-34.4327	3.16692	0.0277406	





40	1	Base	-19.8517	-80.63	0.721123
41	1	Base	-49.0137	48.546	0.416737
42	1	Base	-29.25	1.46002	0.0128832
43	1	Base	-20.5014	-48.8182	0.436201
44	1	Base	-14.669	-82.3369	0.741958
45	1	Base	-37.9986	28.6874	0.250035
46	1	Base	-43.831	46.8391	0.404928

Comb	Beam	Pos.	N kN	M13 kNm	CoeffNM
1	4	Base	-52.5	5.61547	0.0479704
2	4	Base	-61.2486	32.8429	0.277293
3	4	Base	-43.7514	-44.6627	0.386156
4	4	Base	-29.9039	3.56152	0.0313975
5	4	Base	-38.6525	30.7889	0.268106
6	4	Base	-21.1553	-46.7167	0.417029
7	4	Base	-45.0961	3.17704	0.027419
8	4	Base	-53.8447	30.4045	0.259269
9	4	Base	-36.3475	-47.1011	0.411473
10	4	Base	-43.5	4.26776	0.036912
11	4	Base	-58.081	49.6468	0.420975
12	4	Base	-28.919	-79.5292	0.702094
13	4	Base	-27.6827	2.82999	0.0250275
14	4	Base	-42.2637	48.209	0.417693
15	4	Base	-13.1017	-80.967	0.731314
16	4	Base	-38.3173	2.56086	0.0223101
17	4	Base	-52.8983	47.9399	0.409323
18	4	Base	-23.7363	-81.2361	0.722504
19	4	Base	-22.5	1.12309	0.0100062
20	4	Base	-31.2486	28.3505	0.249455
21	4	Base	-37.081	46.5021	0.405823
22	4	Base	-13.7514	-49.1551	0.443558
23	4	Base	-7.919	-82.6739	0.752446
24	4	Base	-59.25	5.9524	0.0503899
25	4	Base	-67.9986	33.1798	0.277607
26	4	Base	-50.5014	-44.3258	0.379697
27	4	Base	-36.6539	3.89844	0.034042
28	4	Base	-45.4025	31.1259	0.268516
29	4	Base	-27.9053	-46.3797	0.410038
30	4	Base	-51.8461	3.51397	0.0300453
31	4	Base	-60.5947	30.7414	0.25977
32	4	Base	-43.0975	-46.7642	0.404684
33	4	Base	-50.25	4.60468	0.0394577
34	4	Base	-64.831	49.9837	0.419983
35	4	Base	-35.669	-79.1923	0.692479
36	4	Base	-34.4327	3.16692	0.0277406
37	4	Base	-49.0137	48.546	0.416736
38	4	Base	-19.8517	-80.63	0.721123
39	4	Base	-45.0673	2.89779	0.0250098
40	4	Base	-59.6483	48.2768	0.408468
41	4	Base	-30.4863	-80.8992	0.712599
42	4	Base	-29.25	1.46002	0.0128832
43	4	Base	-37.9986	28.6874	0.250035
44	4	Base	-43.831	46.8391	0.404928
45	4	Base	-20.5014	-48.8182	0.4362
46	4	Base	-14.669	-82.3369	0.741959

## CMP Analisi Strutturale - DOCUMENTO DI VALIDAZIONE

VALIDAZIONE CMP



Dalle tabelle riportate si riscontra che le combinazioni più tassative (indicando solo le due peggiori) per l'elemento Beam 1 e 4 sono le seguenti:

Comb	Beam	Pos.	N kN	M13 kNm	CoeffNM	
21	1	Base	-7.919	-82.6739	0.752446	
44	1	Base	-14.669	-82.3369	0.741959	
23	4	Base	-7.919	-82.6739	0.752446	(vedi nota*)
46	4	Base	-14.669	-82.3369	0.741959	(vedi nota*)

dove:

- combinazione 21 corrisponde al caso di massimo N, minimo M13, S2 e S3 massimo
- combinazione 44 corrisponde al caso di S1 e S4 minimo (non rilevati dalla ricerca delle minime o massime azioni interne).

NOTA: la combinazione n. 23 per il beam n. 4 corrisponde esattamente alla combinazione n. 21 per il beam n. 1, come la combinazione n. 44 per il beam n.1 corrisponde esattamente alla combinazione n. 46 per il beam n. 4; nella tabella di sintesi degli inviluppi è mostrata una sola combinazione.

Dal confronto dei dati si può vedere come la procedura di inviluppo abbia individuato i casi più tassativi di verifica.





## 5 VALIDAZIONE CMP: VERIFICHE

Per la conferma della validità dei risultati ottenuti tramite CMP relativa alla verifiche di resistenza, si è seguita la strada del confronto con esempi.

Per ognuno è stato effettuato, una verifica col metodo degli stati limite condotta con CMP, ed una col calcolo manuale.

### 5.1 CALCESTRUZZO ARMATO

#### 5.1.1 VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE C.A. A SLU, FLESSIONE RETTA

**Data:** 11/12/2012

**Programma:** CMP 26.1

**Versione:** 26.1.1.7 del 11/12/2012

**File:** [CMP: Cls\_Fless.cmp]

**Scopo:** confronto del momento ultimo, calcolato mediante procedimento manuale e automatico.

#### Descrizione test:

Viene eseguita la verifica manuale dello stato limite ultimo (SLU) secondo il DM 2008 di una sezione rettangolare secondo quanto stabilito dal 4.1.2.1.2.4 “Analisi della sezione”.

#### Dati Sezione:

Sezione rettangolare [b = 30 cm, h = 60 cm] resistenza cls [ $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ ], con armatura inferiore [ $A'_a = 6\phi 14$ ] e armatura superiore [ $A''_a = 2\phi 14$ ] con relativi copriferri verticali misurati dal centro della barra [c = 3 cm].

#### Confronto:

Viene eseguito di seguito un controllo diretto tra il calcolo manuale e quello eseguito da CMP:

Parametri di confronto	Calcolo manuale	Calcolo CMP	Differenza relativa
Momento resistente a SLU. calcolato a N=cost.	195.3759 kN m	195.3766 kN m	$0,3583 \cdot 10^{-6}$
Posizione asse neutro	7.00329 cm	7.00351 cm	$3,1414 \cdot 10^{-6}$

#### Commento:

I risultati possono definirsi in accordo.

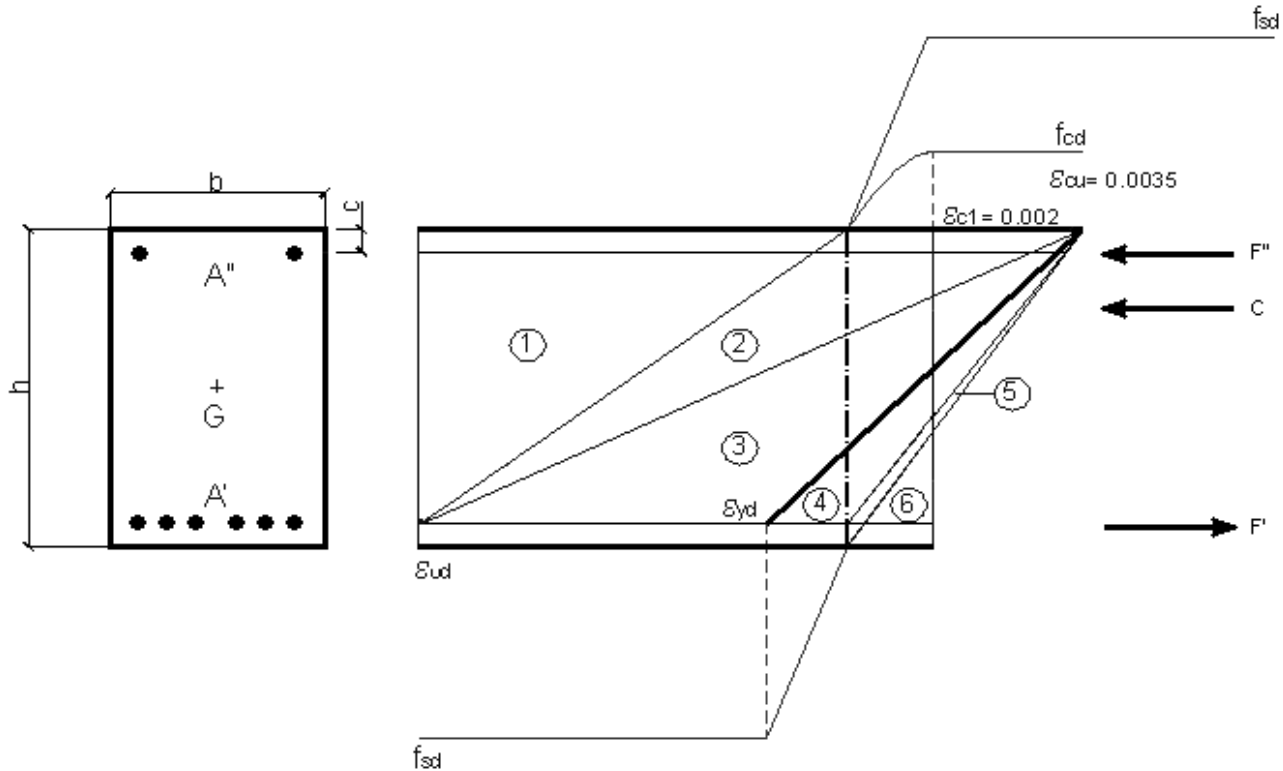
#### Verifica con calcolo Manuale:

Si utilizza come diagramma per il comportamento del cls il diagramma parabola rettangolo (Secondo il DM 2008 punto 4.1.2.1.2.2) con  $\epsilon_{cu}=0.35\%$ ,  $\epsilon_{c2}=0.20\%$  e  $f_{cd} = 14.1667 \text{ N/mm}^2$  (Secondo il DM 2008 punto 4.1.2.1.1.1).



Si utilizza come comportamento dell'acciaio il diagramma elastico perfettamente plastico (Modello "b" secondo il punto 4.1.2.1.2.3) con:  $\epsilon_{ud}=6.75\%$  (secondo il 4.1.2.1.2.3),  $\epsilon_{yd}=0.19565\%$  e  $f_{yd} = 391.3043 \text{ N/mm}^2$  (Secondo il DM 2008 punto 4.1.2.1.1.3) con modulo elastico  $E=200000 \text{ N/mm}^2$ .

Definiamo una formulazione analitica per le varie componenti di sollecitazione, considerando una rottura della sezione in campo 3, ovvero con raggiungimento della compressione massima del cls, e dello snervamento della armatura inferiore, come rappresentato in figura.



Sollecitazione cls:

$$C = b \cdot f_{cd} \cdot x \cdot \left[ 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon_{cu}} \right) \right]$$

Sollecitazione barre superiori:

$$F'' = \frac{\epsilon_{cu}}{x} \cdot (x - c) \cdot E \cdot A'' \quad \text{Campo elastico}$$

$$F'' = f_{yd} \cdot A'' \quad \text{Campo plastico}$$

Sollecitazione barre inferiori:

$$F' = - f_{yd} \cdot A'$$

Imponendo una componente assiale di sforzo nulla, ricerchiamo la posizione dell'asse neutro, che in tal caso assume un valore pari a:



$$x = 70.03288 \text{ mm}$$

Per ottenere il momento resistente riportiamo il valore del braccio relativo alle forze corrispondenti, rispetto al baricentro della sola poligonale della sezione (punto G).

Braccio della sola sollecitazione del cls:

$$b_c = \frac{h}{2} - x \cdot \left[ 1 - \frac{\left[ \frac{1}{2} - \frac{1}{12} \left( \frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon_{cu}} \right)^2 \right]}{1 - \frac{1}{3} \left( \frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon_{cu}} \right)} \right]$$

Braccio della sola sollecitazione per le barre superiori e barre inferiori:

$$b_{F''} = b_{F'} = \frac{h}{2} - c$$

Dal prodotto della forza per il relativo braccio, otteniamo il momento resistente ultimo della sezione definita.

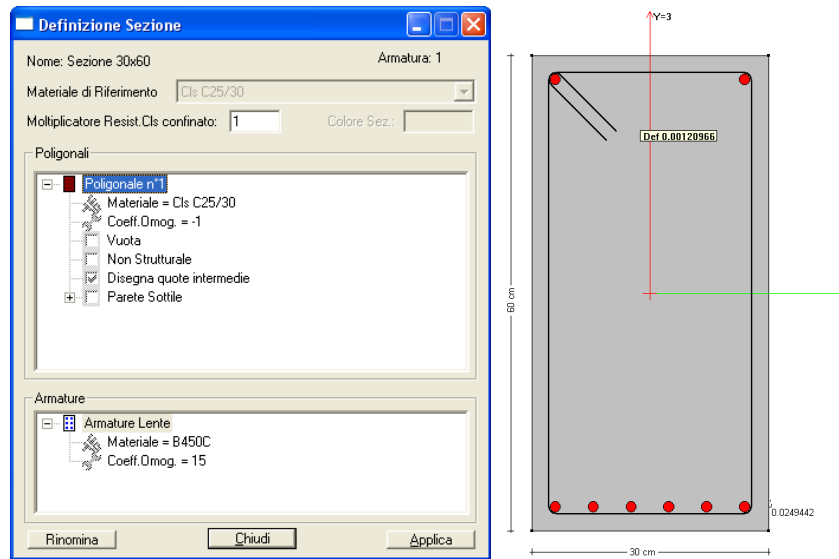
$$M_{Rd} = b_c \cdot C + b_{F''} \cdot F'' + b_{F'} \cdot F'$$

Mostriamo di seguito i risultati dei calcoli analitici:

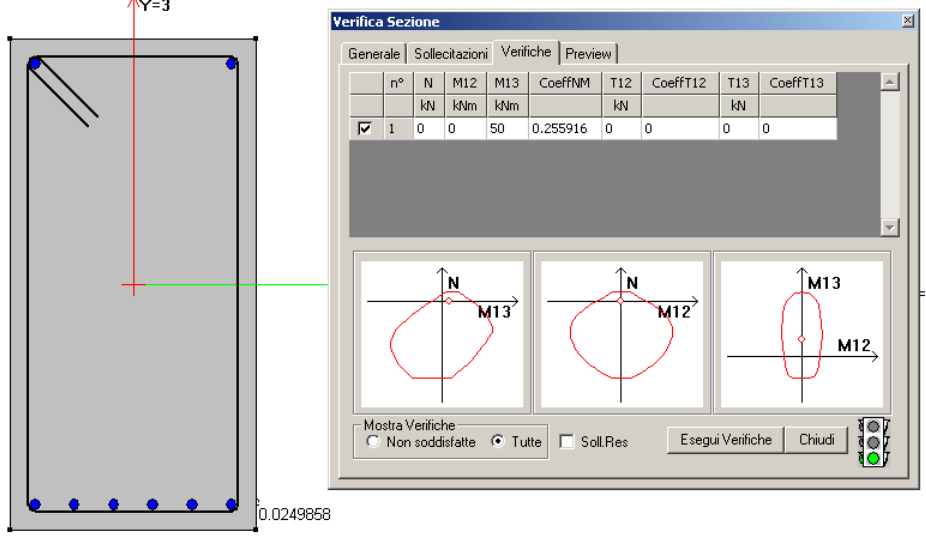
Parametro calcolato	Dato numerico	Unità di misura
C	240.9465	kN
F''	120.4732	kN
F'	-361.42	kN
x	70.0328	mm
b <sub>c</sub>	270.8687	mm
b <sub>F''</sub> = b <sub>F'</sub>	270	mm

$$\text{Momento Resistente} = 195.3759 \text{ kNm}$$

Verifica eseguita con CMP



Sezione: Sez 30x60 [ Rettangolare 30x60 cm ] - Armatura 1  
 $x/d = 0.1228683$   $x = 7.0035107$  cm  $d = 57.000165$  cm



Come si deduce dalla luce verde nell'icona a semaforo della finestra sovrastante, la verifica è soddisfatta; i risultati che ne scaturiscono sono i seguenti:

$$\text{Momento sollecitante} = 50 \text{ kNm}$$

$$\text{CoeffNM} = 0.255916$$

$$\text{Momento Resistente} = \text{Momento sollecitante} / \text{CoeffNM} = 195,376608 \text{ kNm}$$

$$\text{posizione asse neutro } x = 7.00351 \text{ cm}$$



## 5.1.2 VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE C.A. A SLU, PRESSO-FLESSIONE RETTA CON PICCOLA ECCENTRICITÀ

**Data:** 11/12/2012

**Programma:** CMP 26.1

**Versione:** 26.1.1.7 del 11/12/2012

**File:** [CMP: Cls\_PressFless-00.cmp]

**Scopo:** confronto della presso flessione retta con piccola eccentricità, calcolati mediante procedimento manuale e automatico.

### Descrizione test:

Viene eseguita la verifica manuale dello stato limite ultimo (SLU) secondo il DM 2008 di una sezione rettangolare secondo quanto stabilito dal 4.1.2.1.2.4 “Analisi della sezione”.

### Dati Sezione:

Sezione rettangolare [ $b = 40$  cm,  $h = 40$  cm] resistenza cls [ $R_{ck} = 30$  N/mm<sup>2</sup>], con armatura inferiore [ $A'_a = 3\phi 14$ ], armatura superiore [ $A_a = 3\phi 14$ ] e armatura intermedia [ $A_a = 2\phi 14$ ] con relativi copriferri verticali misurati dal centro della barra [ $c = 3$  cm].

La sezione è sollecitata da un momento flettente di  $M_{Ed} = 50$  kNm., ed uno sforzo normale  $N_{Ed} = -600$  kN

### Confronto:

Viene eseguito di seguito un controllo diretto tra il calcolo manuale e quello eseguito da CMP:

Parametri di confronto	Calcolo manuale	Calcolo CMP	Differenza relativa
Momento resistente a SLU. calcolato a N=cost.	155.2561 kN m	155.2564 kN m	$0,1932 \cdot 10^{-6}$
Posizione asse neutro	14.7512 cm	14.7517 cm	$3,3896 \cdot 10^{-6}$

### Commento:

I risultati possono definirsi in ottimo accordo.

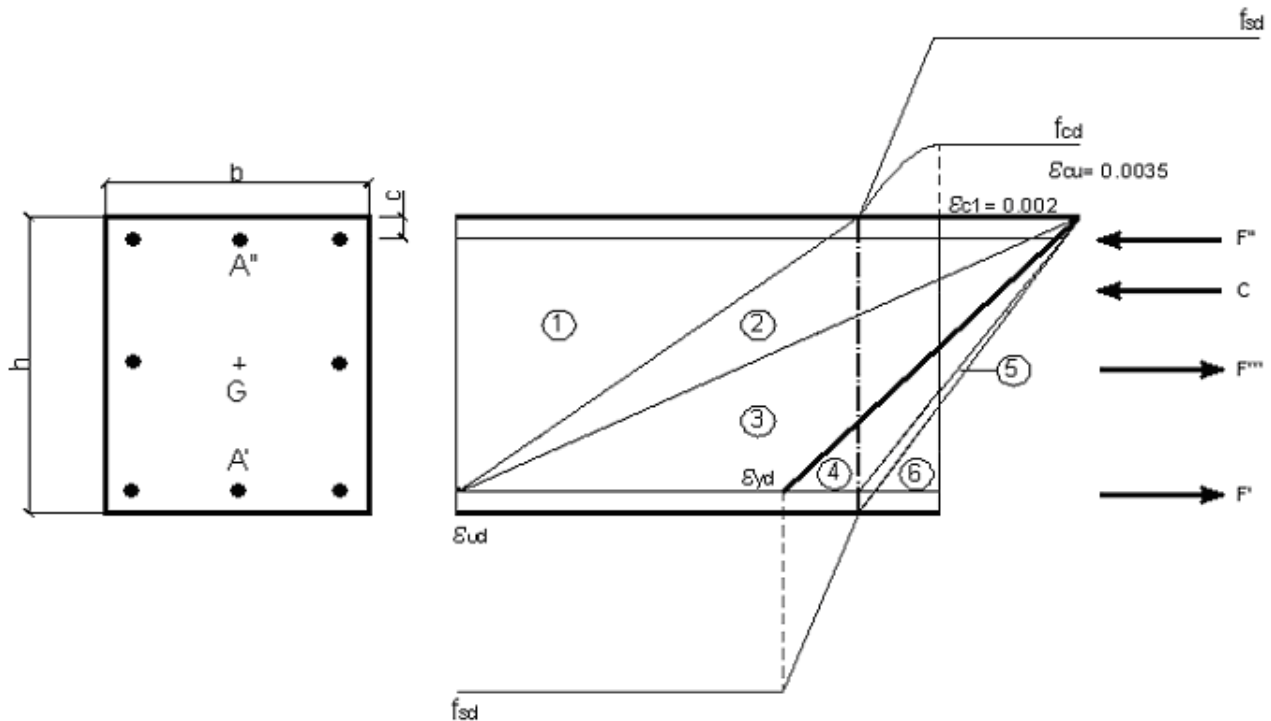
### Verifica con calcolo Manuale:

Si utilizza come diagramma per il comportamento del cls il diagramma parabola rettangolo (Secondo il DM 2008 punto 4.1.2.1.2.2) con  $\epsilon_{cu} = 0.35\%$ ,  $\epsilon_{c2} = 0.20\%$  e  $f_{cd} = 14.16667$  N/mm<sup>2</sup> (Secondo il DM 2008 punto 4.1.2.1.1.1).

Si utilizza come comportamento dell'acciaio il diagramma elastico perfettamente plastico (Modello “b” secondo il punto 4.1.2.1.2.3) con:  $\epsilon_{ud} = 6.75\%$  (secondo il 4.1.2.1.2.3),  $\epsilon_{yd} = 0.1956\%$  e  $f_{yd} = 391.3043$  N/mm<sup>2</sup> (Secondo il DM 2008 punto 4.1.2.1.1.3), con Modulo elastico  $E = 200000$  N/mm<sup>2</sup>.



Definiamo una formulazione analitica per le varie componenti di sollecitazione, considerando una rottura della sezione in campo 3, ovvero con raggiungimento della compressione massima del cls, ed uno snervamento della armatura inferiore, come rappresentato in figura.



Sollecitazione cls:

$$C = b \cdot f_{cd} \cdot x \cdot \left[ 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon_{c1}} \right) \right]$$

Sollecitazione barre superiori e barre intermedie:

$$F'' = \frac{\epsilon_{cu}}{x} \cdot (x - c) \cdot E \cdot A'' \quad \text{Si raggiunge lo snervamento per le barre superiori ed un}$$

$$F''' = \frac{\epsilon_{cu}}{x} \cdot \left( \frac{h}{2} - x \right) \cdot E \cdot A \quad \text{comportamento elastico per le barre intermedie.}$$

Sollecitazione barre inferiori:

$$F' = -f_{yd} \cdot A$$

Imponendo una componente assiale di sforzo pari all'azione imposta  $N_{Ed}$ , ricerchiamo la posizione dell'asse neutro, che in tal caso assume un valore pari a:

$$x = 147.5123 \text{ mm}$$



Per ottenere il momento resistente riportiamo il valore del braccio relativo alle forze corrispondenti, rispetto al baricentro della sola poligonale della sezione (punto G).

Braccio della sola sollecitazione del cls:

$$b_C = \frac{h}{2} - x \cdot \left[ 1 - \frac{\left[ \frac{1}{2} - \frac{1}{12} \left( \frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon_{cu}} \right)^2 \right]}{1 - \frac{1}{3} \left( \frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon_{cu}} \right)} \right]$$

Braccio della sola sollecitazione per le barre superiori e barre inferiori:

$$b_{F''} = b_{F'} = \frac{h}{2} - c$$

Dato che si è scelto di considerare il bracci rispetto al baricentro geometrico della poligonale, le barre intermedie non generano contributo per il momento.

Dal prodotto della forza per il relativo braccio, otteniamo il momento resistente ultimo della sezione definita.

$$M_{Rd} = b_C \cdot C + b_{F''} \cdot F'' + b_{F'} \cdot F'$$

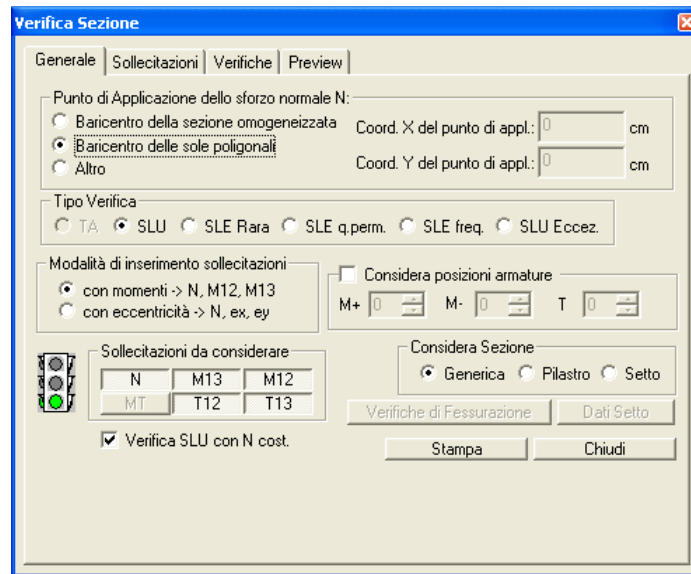
Mostriamo di seguito i risultati dei calcoli analitici:

Parametro calcolato	Dato numerico	Unità di misura
C	676.6837	kN
F''	180.708	kN
F'	-180.708	kN
F'''	-76.6837	kN
x	147.5123	mm
b <sub>c</sub>	138.6398	mm
b <sub>F''</sub> = b <sub>F'</sub>	170	mm

$$\text{Momento Resistente } M_{Rd}(N_{Ed}) = 155.2561 \text{ kNm}$$

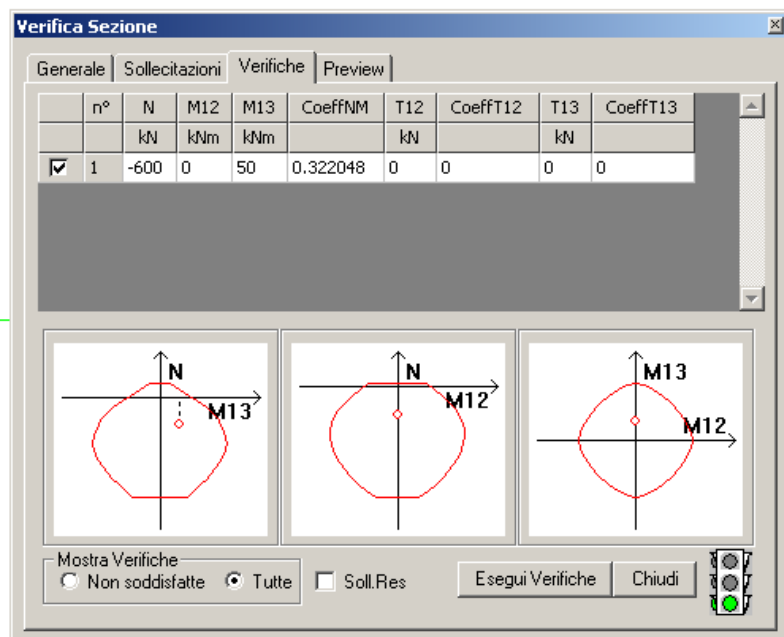
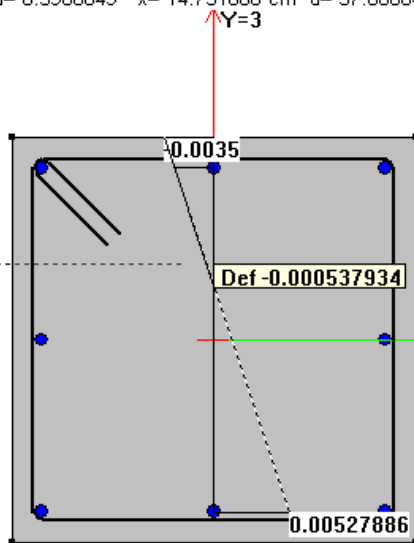


**Verifica eseguita con CMP**



La selezione “Baricentro delle sole poligonali” e “Verifiche SLU con N cost.” permettono di generare dei valori che possono essere direttamente confrontabili con quelli proposti dal calcolo manuale.

Sezione: Sez 40x40 [Rettangolare 40x40 cm] - Armatura 1  
 $x/d = 0.3986849$   $x = 14.751680$  cm  $d = 37.000849$  cm







Come si deduce dalla luce verde nell'icona a semaforo della finestra sovrastante, la verifica è soddisfatta; i risultati che ne scaturiscono sono i seguenti:

$$\text{CoeffNM} = 0.3222048$$

$$\text{Momento Resistente} = 155.2564 \text{ kNm}$$

$$\text{posizione asse neutro } x = 14.7517 \text{ cm}$$

### 5.1.3 VERIFICA A TAGLIO DI UNA SETTO IN C.A. A SLU

**Data:** 11/12/2012

**Programma:** CMP 26.1

**Versione:** 26.1.1.7 del 11/12/2012

**File:** [CMP: Setto\_Taglio-00.cmp]

**Scopo:** confronto dei risultati del Taglio di una setto in C.A. calcolato manualmente e con software CMP

#### **Descrizione test:**

Viene eseguita la verifica manuale della resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti secondo il DM 2008 di un setto rettangolare, secondo quanto stabilito dal 4.1.2.1.3.

#### **Dati Sezione:**

Sezione rettangolare [ $b = 30 \text{ cm}$ ,  $h = 200 \text{ cm}$ ] resistenza cls [ $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ ], con armatura longitudinali [ $A = 22\phi 14$  con materiale B450C], armatura trasversale [ $A_{sw} = \phi 10$  con Passo  $s = 20 \text{ cm}$  con materiale B450C] con relativi copriferri verticali all'asse della barra longitudinale [ $c = 3 \text{ cm}$ ], progettato per una struttura con CD"B".

Il setto è sollecitato da un momento flettente di  $M_{Ed} = 200 \text{ kNm}$ ., ed uno sforzo normale  $N_{Ed} = -600 \text{ kN}$ , ed un taglio nel piano del setto pari a  $V_{Ed} = 1000 \text{ kN}$ .

#### **Confronto:**

Viene eseguito di seguito un controllo diretto tra il calcolo manuale e quello eseguito da CMP:

Parametri di confronto	Calcolo manuale	Calcolo CMP	Differenza relative
Taglio resistente (no scorr.)	1362.242	1362.2382	$2,789519 \cdot 10^{-6}$
Taglio resistente (con scorr.)	631.51	631.25	$0,4117 \cdot 10^{-3}$

#### **Commento:**

I risultati possono definirsi in perfetto accordo.

#### **Verifica con calcolo Manuale:**

Si utilizza come diagramma per il comportamento del cls il diagramma parabola rettangolo (Secondo il DM 2008 punto 4.1.2.1.2.2) con  $\epsilon_{cu} = 0.35\%$ ,  $\epsilon_{c2} = 0.20\%$  e  $f_{cd} = 14.1667 \text{ N/mm}^2$  (Secondo il DM 2008 punto 4.1.2.1.1.1).



Si utilizza come comportamento dell'acciaio il diagramma elastico perfettamente plastico (Modello "b" secondo il punto 4.1.2.1.2.3) con:  $\varepsilon_{ud} = 6.75\%$  (secondo il 4.1.2.1.2.3),  $\varepsilon_{yd} = 0.1956\%$  e  $f_{yd} = 391.3043 \text{ N/mm}^2$  (Secondo il DM 2008 punto 4.1.2.1.1.3) e modulo elastico  $E=200000 \text{ N/mm}^2$ .

Per la verifica del setto in c.a. consideriamo la normativa D.M. 2008 punto 4.1.2.1.3.2 (Elementi con armatura trasversale resistente al taglio).

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  del setto dotato di specifica armatura a taglio è valutata sulla base di una schematizzazione a traliccio, dove gli elementi resistenti sono: l'armatura trasversale, l'armatura longitudinale, il corrente compresso di cls e i puntoni di anima inclinati. L'inclinazione del puntone di cls è fissata con  $\cotg(\theta) = 2.5$ , corrispondente al limite superiore previsto da normativa (formula 4.1.16).

La resistenza a taglio è la minore tra:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Dove:

$$\begin{aligned} V_{Rsd} &= 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \sin \alpha = \\ &= 0,9 \cdot 1970 \cdot 78,54 \cdot 2/200 \cdot 391,3043 \cdot (0+2,5) \cdot 1 \cdot 10^{-3} = 1362,24 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{Rcd} &= 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\cotg \alpha + \cotg \theta)}{1 + \cotg^2 \theta} = \\ &= 0,9 \cdot 1970 \cdot 300 \cdot 1,0709 \cdot 14,1667 \cdot 0,5 \cdot (0+2,5) / (1+2,5^2) \cdot 10^{-3} = 1391,30 \end{aligned}$$

dove:

d altezza utile della sezione

$b_w$  larghezza minima della sezione (in mm)

$\alpha_c$  coefficiente dipendente da  $\sigma_{cp} = 1 \text{ N/mm}^2$  con  $\alpha_c = 1.0709$  (vedi DM.2008 punto 4.1.2.1.3.2).

$f'_{cd}$  resistenza ridotta a compressione del cls d'anima ( $f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$ ).

$\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura della trave rispetto all'asse del setto.

$$V_{Rd} = \min(1362.24 \text{ kN}, 1391.30 \text{ kN}) = 1362.24 \text{ kN}$$

Secondo il punto 7.4.4.5.2.1 "Presso-flessione" la sola forza di compressione non deve eccedere in CD"B" il 40% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

$$N_{Rsd} = b \cdot h \cdot f_{cd} \cdot 0.4 = 3386.4 \text{ kN} > N_{Ed} = 600 \text{ kN}$$

Secondo il punto 7.4.4.5.2.2 "Taglio" occorre effettuare la verifica a scorrimento nelle zone critiche, garantendo che:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S}$$

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

$$1,3 \cdot 3386,64 \cdot (14,1667 \cdot 391,3043)^{0,5} \cdot 10^{-3} = 327,80 \text{ kN}$$

$$0,25 \cdot 3386,64 \cdot 391,3043 \cdot 10^{-3} = 331,30 \text{ kN}$$



$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} = 327.80 \text{ kN} \\ 0.25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} = 331.30 \text{ kN} \end{array} \right. = 327.80 \text{ kN}$$

$$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos \phi_i = 0.00 \text{ kN}$$

Considerando una sollecitazione  $M_{Ed} = 200 \text{ kNm.}$ , ed uno sforzo normale  $N_{Ed} = -600 \text{ kN}$ , si ottiene l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata alla altezza della sezione  $x/d = 0.200$  utilizzato nella formula 7.4.21 indicata come  $\xi = 0.198$ . Si considera

$z = 80\%$  della altezza  $l_w$  della sezione,  $\mu_f = 0.6$ ,  $\eta = 0.54$  ottenuto dalla formula 7.4.9 considerando un  $\alpha_j = 0.6$

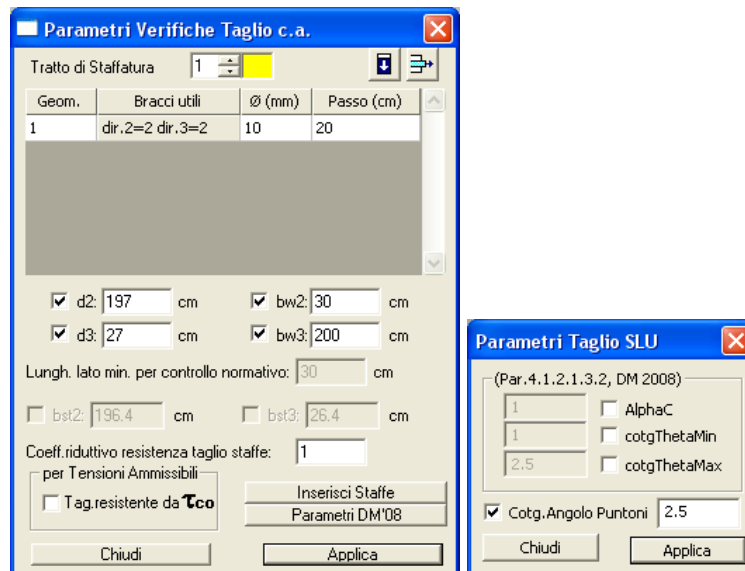
$$0.60 * ((3386,64 * 391,3043 + 600000) * 0,198 + 200 * 10^6 / (2000 * 0,80)) * 10^{-3} = 303,71 \text{ kN}$$

$$0,5 * 0,54 * 14,1667 * 0,198 * 2000 * 300 * 10^{-3} = 454,41 \text{ kN}$$

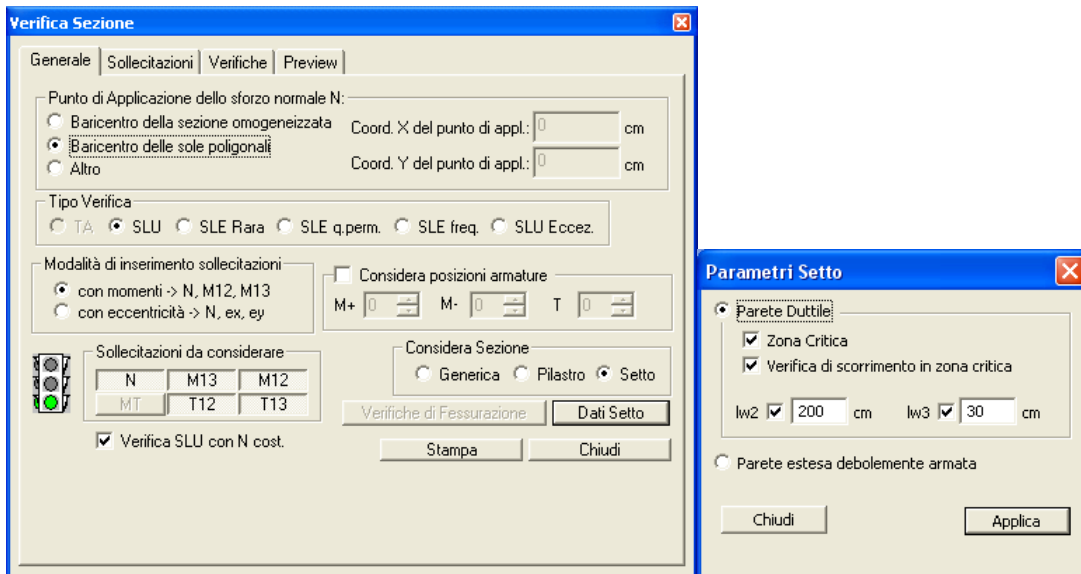
$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[ \left( \sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed} / z \right] = 303.71 \text{ kN} \\ 0.5 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{w0} = 454.41 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} = 327,80 + 0,00 + 303,71 = 631,51 \text{ kN}$$

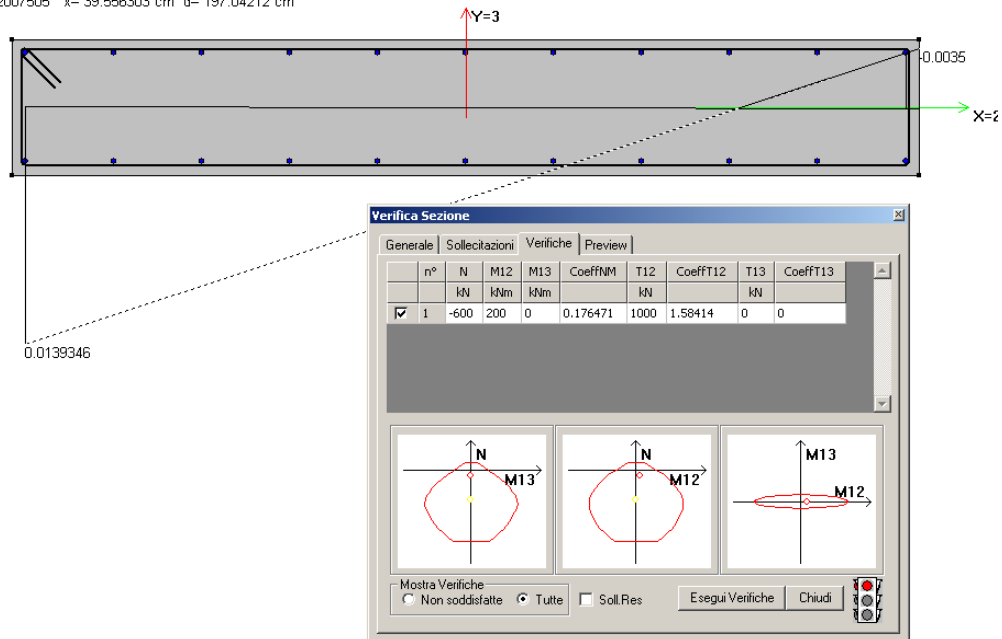
### Verifica eseguita con CMP



Dal data set Parametri Verifiche Taglio c.a. è possibile stabilire l'inclinazione del puntone di calcestruzzo per la verifica. Si setta un angolo  $\theta$  con cotangente pari a 2,5.



Sezione: Setto 30x200 [ Rettangolare 200x30 cm ] - Armatura 1  
 x/d = 0.2007505 x = 39.556303 cm d = 197.04212 cm



Come si deduce dalla luce verde nell'icona a semaforo della finestra sovrastante, la verifica è soddisfatta; i risultati che ne scaturiscono sono i seguenti:

$$CoeffT12 \text{ (no scorrimento zone critiche)} = 0.734086.$$

$$\text{Taglio Resistente (no scorrimento zone critiche)} = 1362.238 \text{ kN}$$

$$CoeffT12 \text{ (con scorrimento zone critiche)} = 1.58414.$$

$$\text{Taglio Resistente (con scorrimento zone critiche)} = 631.257 \text{ kN}$$



### 5.1.4 VERIFICA A PUNZONAMENTO EC2

**Data:** 12/02/2024

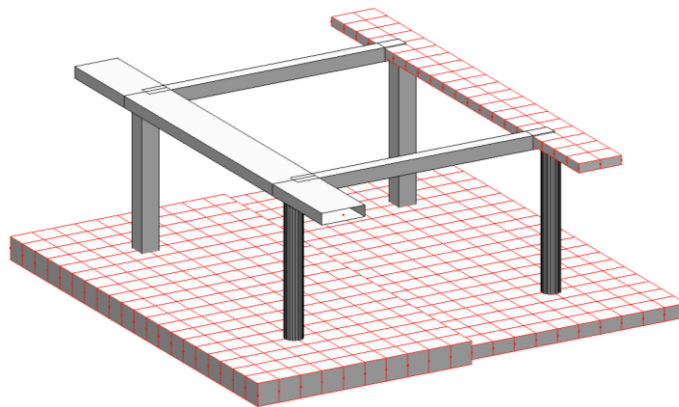
**Programma:** CMP 35.0

**Versione:** 35.0.0.0 del 12/02/2024

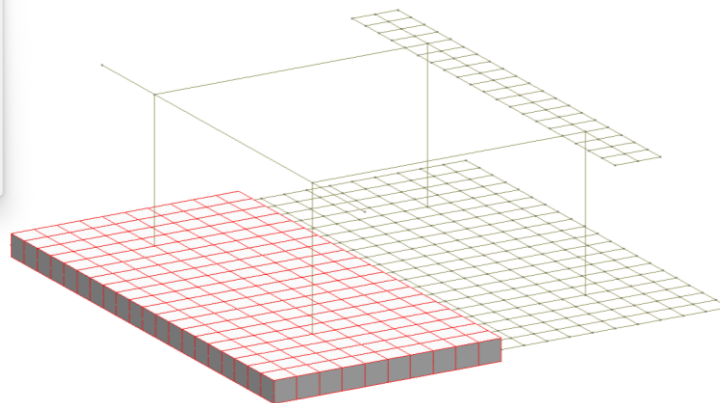
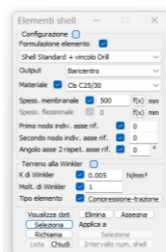
**File:** [CMP: Modello\_Punz-00.cmp] [Excel: Validazione\_Punzonamento.xlsx]

**Scopo:** confronto dei dati di verifica, ottenuti dal codice di calcolo CMP, con le verifiche eseguite mediante l'ausilio di un foglio di calcolo

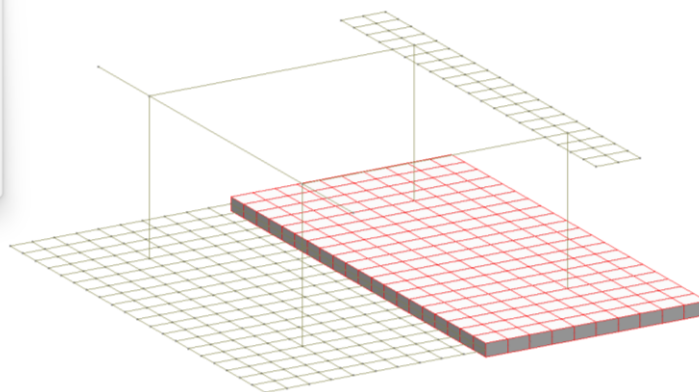
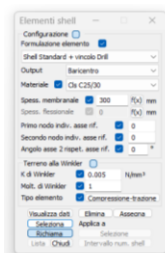
**Modello di calcolo:**



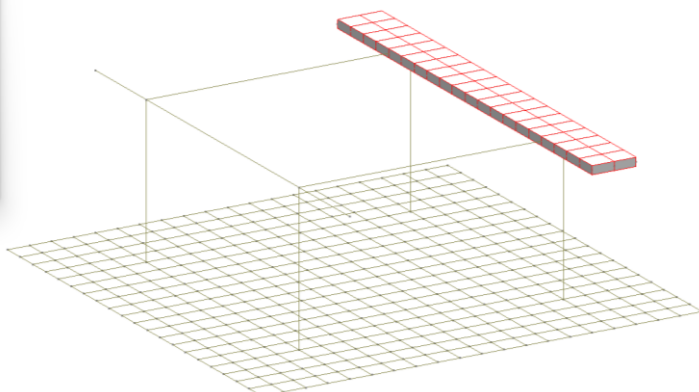
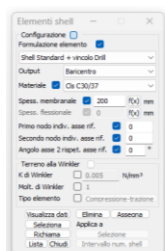
**Modello per test punzonamento**



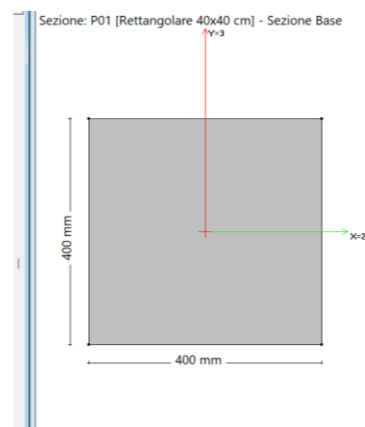
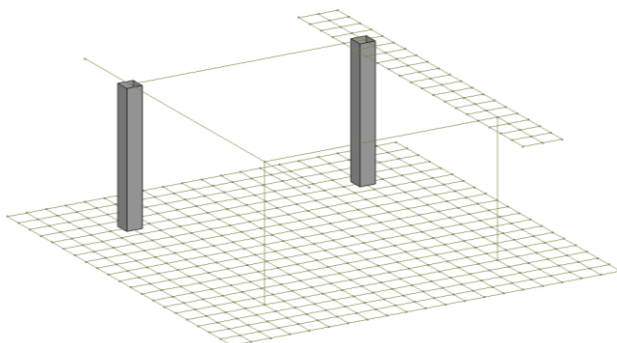
**Piastra s=500mm, C25/30, B450C  
armatura intradosso dir x f14/100mm d=27mm  
armatura intradosso dir y f14/100mm d=41mm**



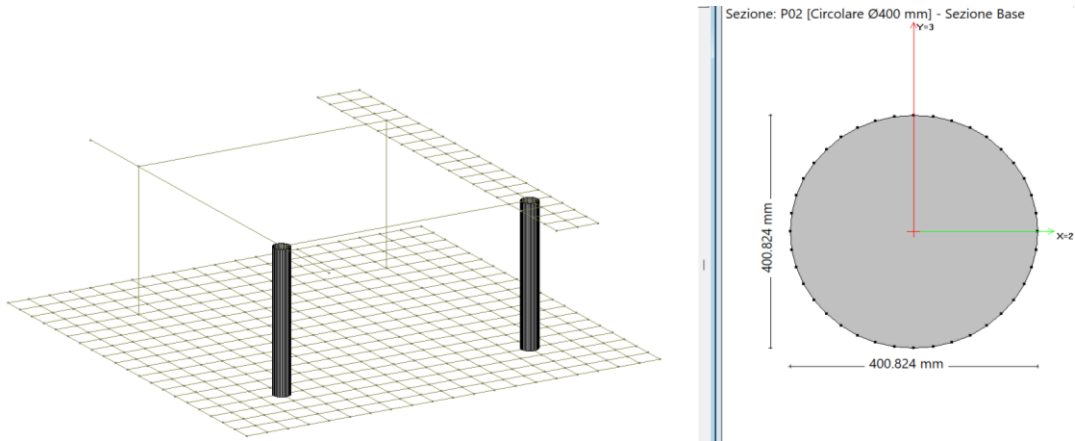
**Piastra s=300mm, C25/30, B450C  
armatura intradosso dir x f14/150mm d=51mm  
armatura intradosso dir y f14/150mm d=37mm**



**Piastra s=200mm, C30/37, B450C  
armatura intradosso dir x f14/200mm d=37mm  
armatura intradosso dir y f10/200mm d=25mm**



**Pilastri 400mmx400mm, C25/30, B450C**



**Pilastrini D=400mm, C25/30, B450C**

**Validazione:**

Formule implementate: Eurocodice 2 – Eq 6.3N, Eq 6.47, Eq 6.52

$$V_{min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

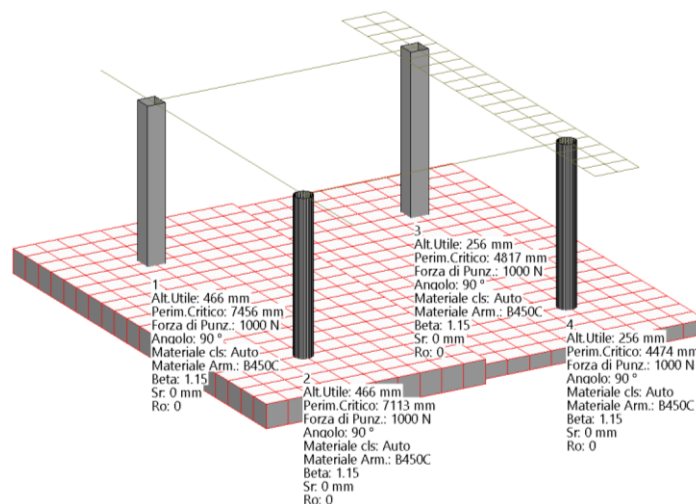
$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (V_{min} + k_1 \sigma_{cp})$$

$$V_{Rd,cs} = 0,75 V_{Rd,c} + 1,5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} (1/(u_1 d)) \sin \alpha$$

Il termine  $\sigma_{cp}$  è stato considerato nullo.

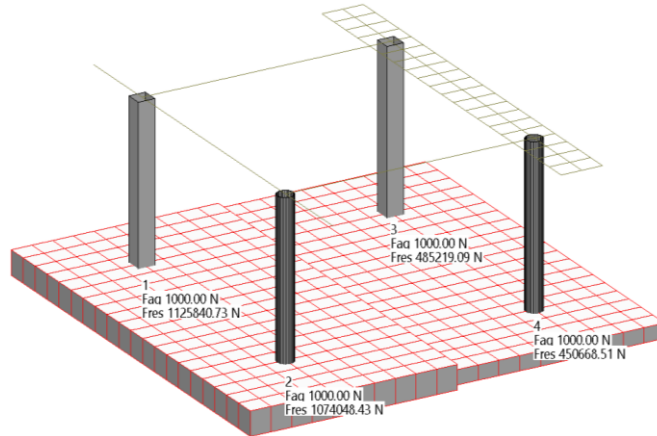
**Piastra di fondazione** (Densità armatura nulla per controllo eq 6.3N):

ALTEZZA UTILE INSERITA MANUALMENTE



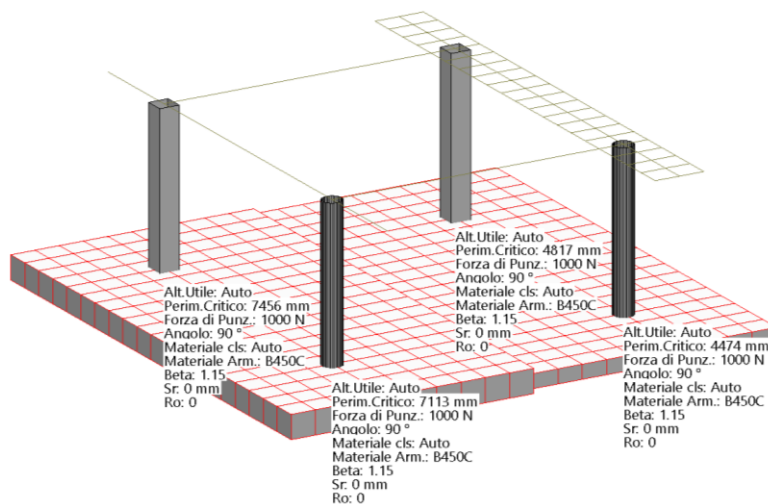


Nodo	Lx	Ly	D	cx	cy	h	dx	dy	deff	2d	u1
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	400	400		27	41	500	473	459	466	932	7456
2			400	27	41	500	473	459	466	932	7113
3	400	400		51	37	300	249	263	256	512	4817
4			400	51	37	300	249	263	256	512	4474

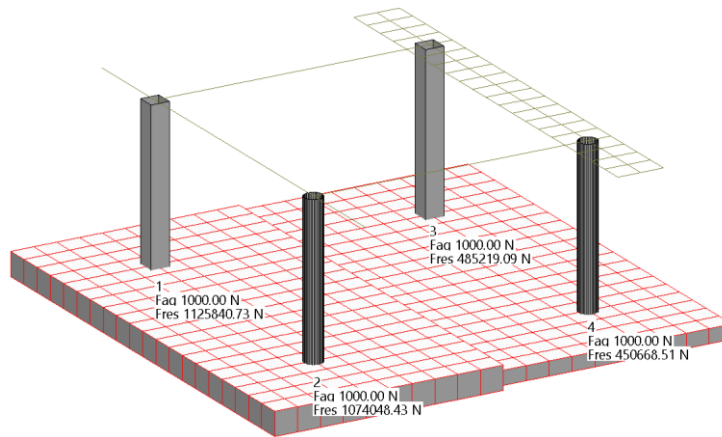


Eq 6.3N									
Nodo		d	k	fck	vmin	$V_{Rd,c}$	u	$\beta$	$VR_{d,c}$
		(mm)		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(mm)		(N)
1	0,0350	466	1,6551	25	0,3726	0,3726	7456	1,15	1125840,73
2	0,0350	466	1,6551	25	0,3726	0,3726	7113	1,15	1074048,43
3	0,0350	256	1,8839	25	0,4525	0,4525	4817	1,15	485219,09
4	0,0350	256	1,8839	25	0,4525	0,4525	4474	1,15	450668,51

**ALTEZZA UTILE CALCOLATA IN AUTOMATICO**







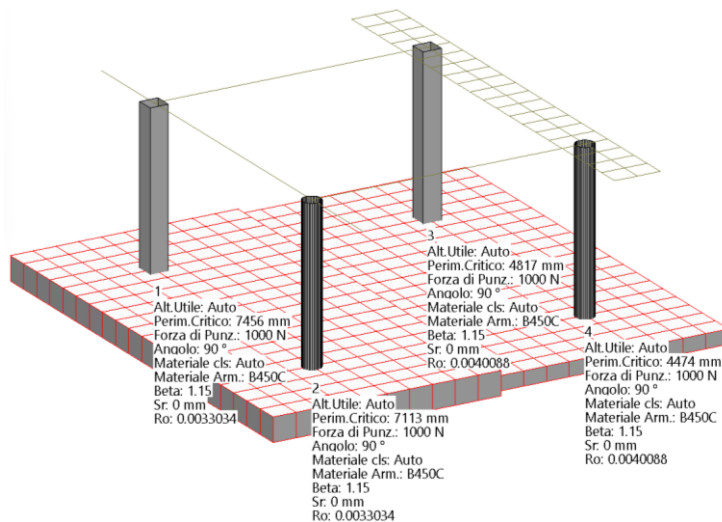
**Eq 6.3N**

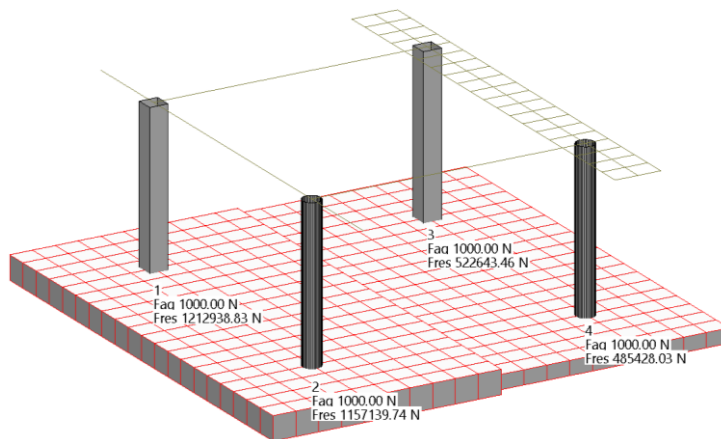
Nodo		d	k	fck	vmin	$v_{Rd,c}$	u	$\beta$	$VR_{d,c}$
		(mm)		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(mm)		(N)
1	0,0350	466	1,6551	25	0,3726	0,3726	7456	1,15	<b>1125840,73</b>
2	0,0350	466	1,6551	25	0,3726	0,3726	7113	1,15	<b>1074048,43</b>
3	0,0350	256	1,8839	25	0,4525	0,4525	4817	1,15	<b>485219,09</b>
4	0,0350	256	1,8839	25	0,4525	0,4525	4474	1,15	<b>450668,51</b>

**Piastra di fondazione** (Con armatura tesa per controllo eq 6.47):

**AREA ARMATURA TESA INSERITA MANUALMENTE**

Nodo	Lx	Ly	D	d	3d	$\phi_k$	px	Ax	$\rho_{1x}$	$\phi_y$	py	Ay	$\rho_{1y}$	$\rho_1$
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )		(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )		
1	400	400		466	1398	14	100	4919,86	0,0033	14	100	4919,86	0,0033	<b>0,0033034</b>
2			400	466	1398	14	100	4919,86	0,0033	14	100	4919,86	0,0033	<b>0,0033034</b>
3	400	400		256	768	14	150	1986,83	0,0040	14	150	1986,83	0,0040	<b>0,0040088</b>
4			400	256	768	14	150	1986,83	0,0040	14	150	1986,83	0,0040	<b>0,0040088</b>

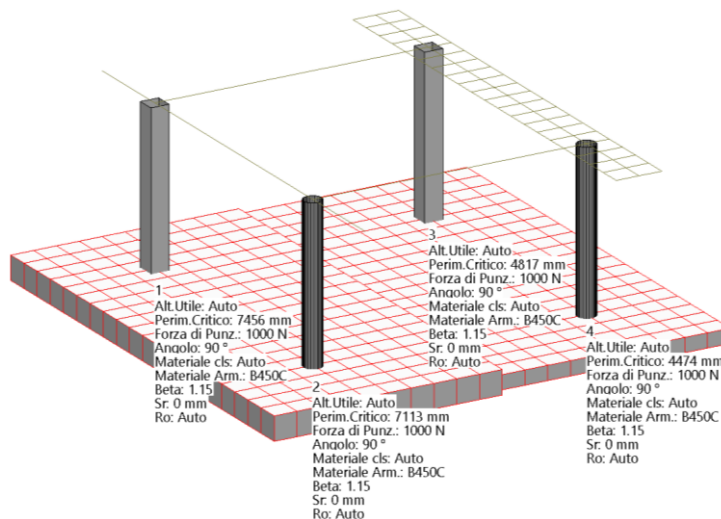


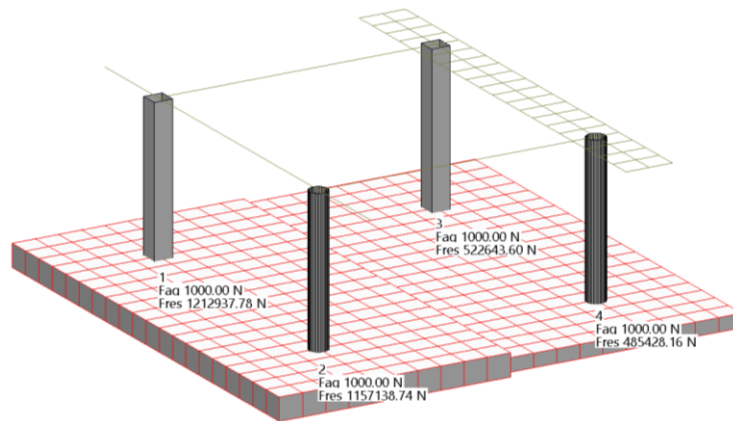


Eq 6.47										
Nodo	$\gamma_c$	CRd,c	d	k	$\rho_l$	f <sub>ck</sub>	v <sub>Rd,c</sub>	u	$\beta$	VRd,c
			(mm)			(MPa)	(MPa)	(mm)		(N)
1	1,5	0,12	466	1,66	0,0033	25,0000	0,4015	7456	1,1500	1212937,78
2	1,5	0,12	466	1,66	0,0033	25,0000	0,4015	7113	1,1500	1157138,74
3	1,5	0,12	256	1,88	0,0040	25,0000	0,4874	4817	1,1500	522643,60
4	1,5	0,12	256	1,88	0,0040	25,0000	0,4874	4474	1,1500	485428,16

N.B. la leggera differenza con i valori di Fres riportati in tabella dipende dal numero di decimali utilizzati per  $\rho$

AREA ARMATURA TESA CALCOLATA IN AUTOMATICO



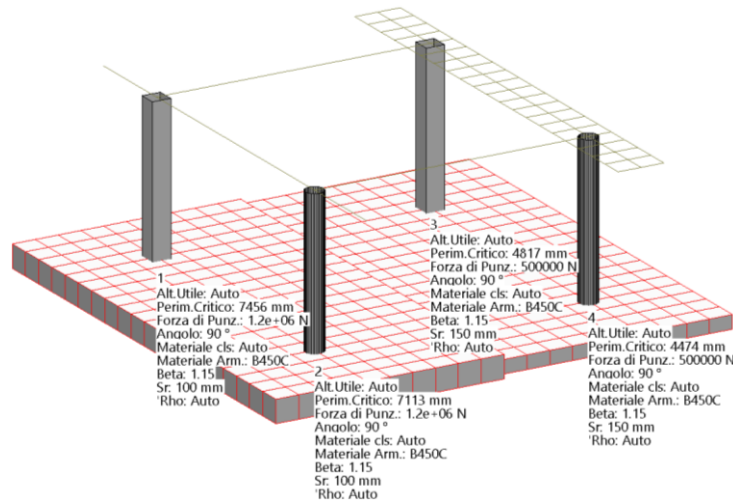


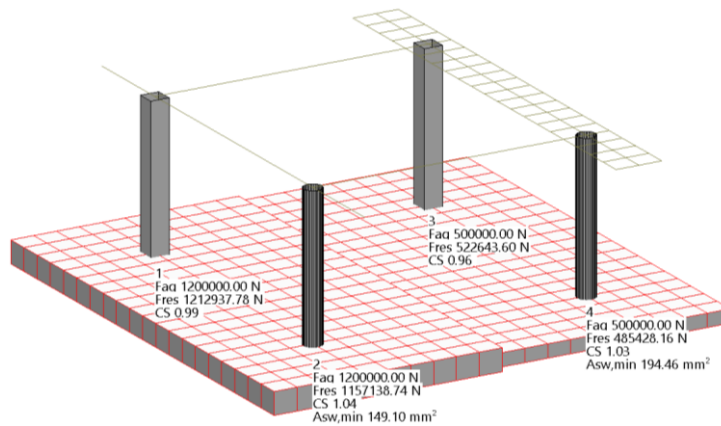
**Eq 6.47**

Nodo	$\gamma_c$	CRd,c	d	k	$\rho_l$	f <sub>ck</sub>	v <sub>Rd,c</sub>	u	$\beta$	VRd,c
			(mm)			(MPa)	(MPa)	(mm)		(N)
1	1,5	0,12	466	1,66	0,0033	25,0000	0,4015	7456	1,1500	1212937,78
2	1,5	0,12	466	1,66	0,0033	25,0000	0,4015	7113	1,1500	1157138,74
3	1,5	0,12	256	1,88	0,0040	25,0000	0,4874	4817	1,1500	522643,60
4	1,5	0,12	256	1,88	0,0040	25,0000	0,4874	4474	1,1500	485428,16

**Piastra di fondazione** (Con armatura a taglio per controllo eq 6.52):

FORZA DI PUNZONAMENTO, PASSO RADIALE E ANGOLO ARMATURA A TAGLIO  
INSERITI MANUALMENTE

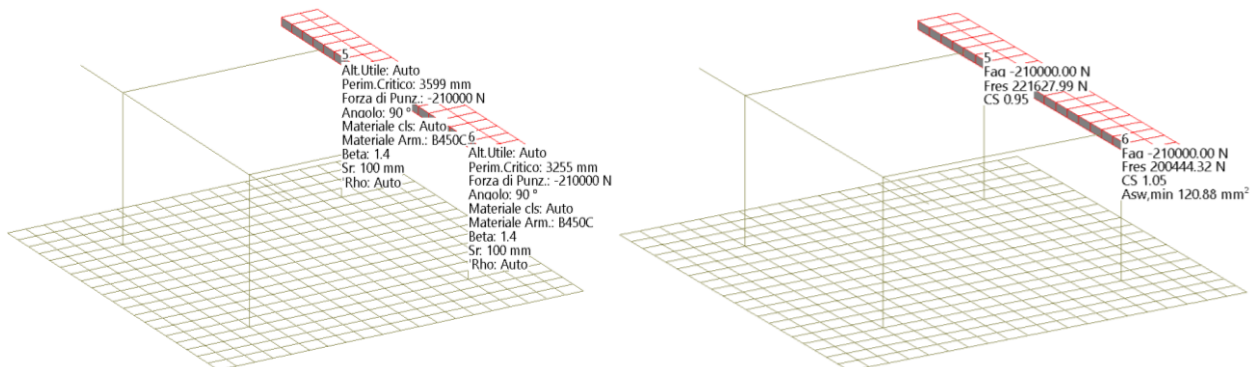




Nodo	Ved (N)	VRd,c (N)	CS	VRd,c (MPa)	d (mm)	sr (mm)	f <sub>ywd</sub> (MPa)	f <sub>ywd,eff</sub> (MPa)	u (mm)	α (°)	β	Asw (mm <sup>2</sup> )
1	1200000,00	1212937,78	0,99	0,4015	466	100	391,30	366,50	7456	90	1,15	-
2	1200000,00	1157138,74	1,04	0,4015	466	100	391,30	366,50	7113	90	1,15	<b>149,10</b>
3	500000,00	522643,60	0,96	0,4874	256	150	391,30	314,00	4817	90	1,15	-
4	500000,00	485428,16	1,03	0,4874	256	150	391,30	314,00	4474	90	1,15	<b>194,46</b>

**Piastra in elevazione** (Con armatura a taglio per controllo eq 6.52):

OPZIONI AUTO ATTIVE



Nodo	Lx (mm)	Ly (mm)	D (mm)	cx (mm)	cy (mm)	h (mm)	dx (mm)	dy (mm)	deff (mm)	2d (mm)	u1 (mm)
5	400	400		47	35	200	153	165	159	318	3599
6			400	47	35	200	153	165	159	318	3255

Nodo	Lx (mm)	Ly (mm)	D (mm)	d (mm)	3d (mm)	φ <sub>k</sub> (mm)	px (mm)	Ax (mm <sup>2</sup> )	ρ <sub>lx</sub>	φ <sub>y</sub> (mm)	py (mm)	Ay (mm <sup>2</sup> )	ρ <sub>ly</sub>	ρ <sub>l</sub>
5	400	400		159	477	14	200	1042,16	0,0048	10	200	531,71	0,0025	<b>0,0034577</b>
6			400	159	477	14	200	1042,16	0,0048	10	200	531,71	0,0025	<b>0,0034577</b>

Nodo	d (mm)	k	f <sub>ck</sub> (MPa)	v <sub>min</sub> (MPa)	VRd,c (MPa)	u (mm)	β	VRd,c (N)	
5	0,0350	159	2,0000	30	0,5422	0,5422	3599	1,40	<b>221627,99</b>
6	0,0350	159	2,0000	30	0,5422	0,5422	3255	1,40	<b>200444,32</b>

CMP Analisi Strutturale - DOCUMENTO DI VALIDAZIONE



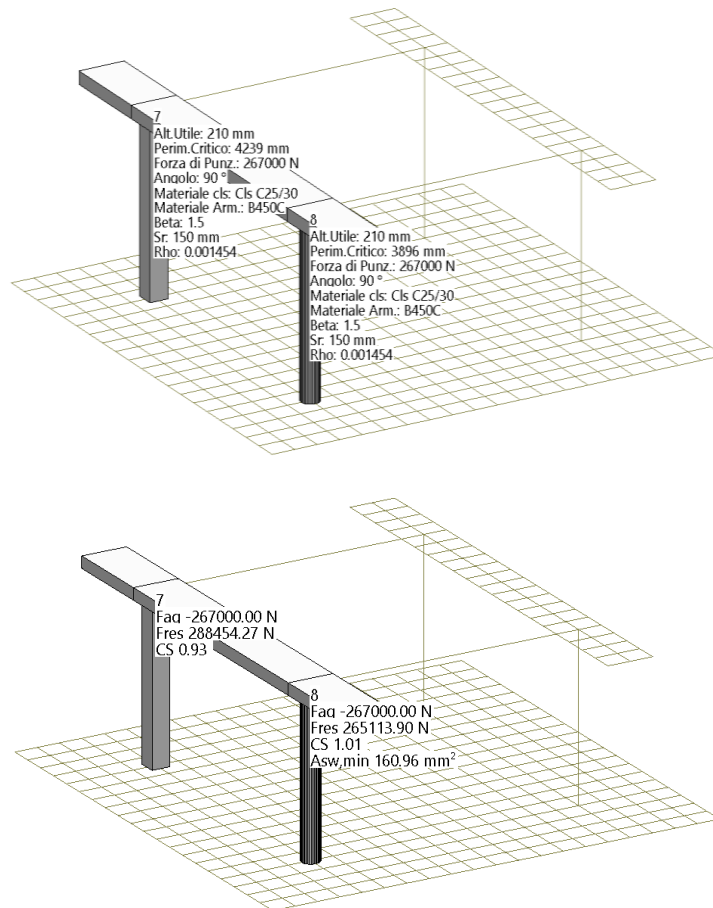
Eq 6.47										
Nodo	$\gamma_c$	CRd,c	d	k	$\rho_l$	f <sub>ck</sub>	v <sub>Rd,c</sub>	u	$\beta$	VRd,c
			(mm)			(MPa)	(MPa)	(mm)		(N)
5	1,5	0,12	159	2,00	0,0035	30,0000	0,5234	3599	1,4000	213943,71
6	1,5	0,12	159	2,00	0,0035	30,0000	0,5234	3255	1,4000	193494,52

Eq 6.52												
Nodo	Ved	VRd,c	CS	v <sub>Rd,c</sub>	d	sr	f <sub>ywd</sub>	f <sub>ywd,eff</sub>	u	$\alpha$	$\beta$	Asw
	(N)	(N)		(MPa)	(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(mm)	(°)		(mm <sup>2</sup> )
5	210000,00	221627,99	0,95	0,5422	159	100	391,30	289,75	3599	90	1,40	-
6	210000,00	200444,32	1,05	0,5422	159	100	391,30	289,75	3255	90	1,40	120,88

**Travi in elevazione:**

**OPZIONI AUTO ATTIVE**

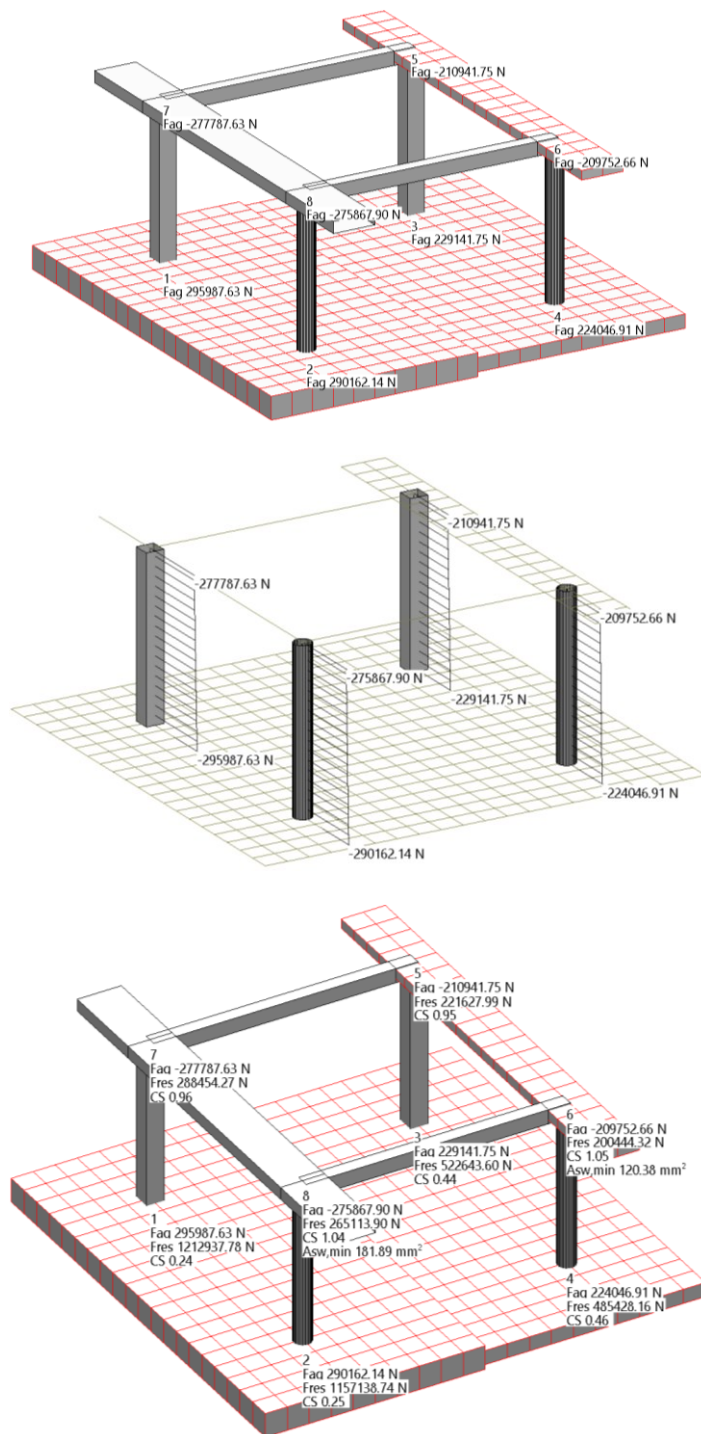
N.B. nel caso dei beam i tasti auto non sono abilitati. L'utente deve inserire tutti i dati necessari alla verifica



Eq 6.52												
Nodo	Ved	VRd,c	CS	v <sub>Rd,c</sub>	d	sr	f <sub>ywd</sub>	f <sub>ywd,eff</sub>	u	$\alpha$	$\beta$	Asw
	(N)	(N)		(MPa)	(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(mm)	(°)		(mm <sup>2</sup> )
7	267000,00	288454,27	0,93	0,4861	210	150	391,30	302,50	4239	90	1,50	-
8	267000,00	265113,90	1,01	0,4861	210	150	391,30	302,50	3896	90	1,50	160,96

**Modello completo con V<sub>Ed</sub> da calcolo:**

**IMPOSTAZIONI COME DA PARAGRAFI PRECEDENTI**



CMP Analisi Strutturale - DOCUMENTO DI VALIDAZIONE

VALIDAZIONE CMP



## 5.2 ACCIAIO

### 5.2.1 VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE DI UNA SEZIONE IN ACCIAIO

**Data:** 11/12/2012

**Programma:** CMP 26.1

**Versione:** 26.1.1.7 del 11/12/2012

**File:** [CMP:Acc\_PressFless.cmp]

**Scopo:** confronto della presso-flessione che si genera in una sezione in acciaio, utilizzando un calcolo manuale e il software CMP.

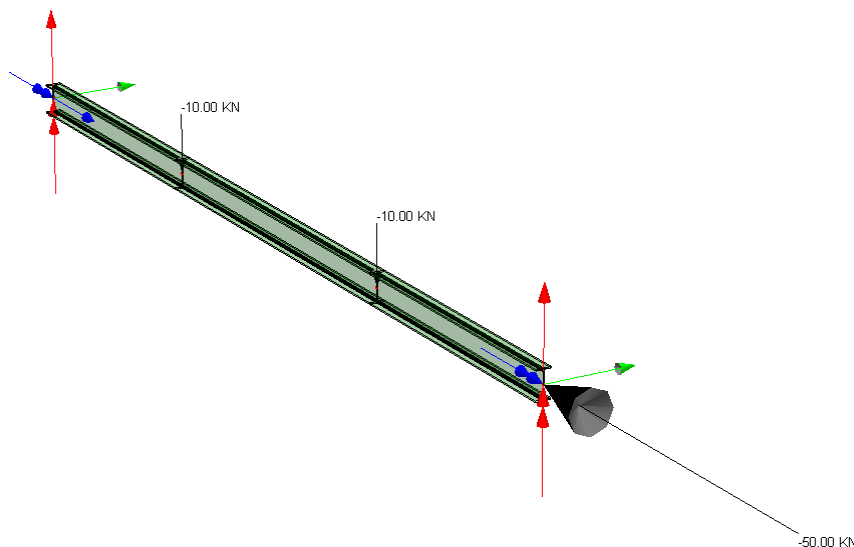
#### Descrizione test:

Viene eseguita la verifica manuale della resistenza nei confronti di una sollecitazioni assiale e momento flettente secondo il DM 2008 di una sezione in acciaio (IPE160), secondo quanto stabilito dal 4.2.4.1. “Verifiche allo stato limite ultimo”

#### Dati Problema:

Trave con sezione IPE160 laminato a caldo con qualità dell'acciaio [S 235 secondo UNI EN 10025-2], semplicemente appoggiata alle estremità, con una luce di 5m e due carichi verticali da 10 kN ciascuno, concentrati sulla trave ad una distanza dalle estremità di 1.5 m.

Sollecitata da uno sforzo normale pari a  $N_{Ed} = -50$  kN (compressione).



#### Confronto:

La porzione centrale di trave è sollecitata da un momento flettente pari a  $M_{Ed} = 15$  kNm, e da uno sforzo normale di  $N_{Ed} = -50$  kN

Viene eseguito di seguito un controllo diretto tra il calcolo manuale e quello eseguito da CMP:



Tipo di verifica	Parametri di confronto	Calcolo manuale	Calcolo CMP	Differenza percentuale
Verifica sezione in acciaio	Momento Resistente Plastico	27.72 kNm	27.721kNm	0.00%
	Sforzo Normale Resistente	449.633kN	449.686kN	0.03%
	Coeff. di sfruttamento	0.59215	0.59213	0.00%

### Commento:

Le verifiche si possono definire in perfetto accordo.

### Verifica con calcolo Manuale:

Si utilizza come comportamento dell'acciaio il diagramma elastico perfettamente plastico con caratteristiche del materiale secondo il punto 11.3.4.1. Riportiamo come dato il solo valore di snervamento del acciaio  $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$  (Tabella 11.3.IX con  $t_w < 40 \text{ mm}$ ).

La trave IPE 160:

Dati della geometria

$$h = 160 \text{ mm}$$

$$b = 82 \text{ mm}$$

$$t_w = 5 \text{ mm}$$

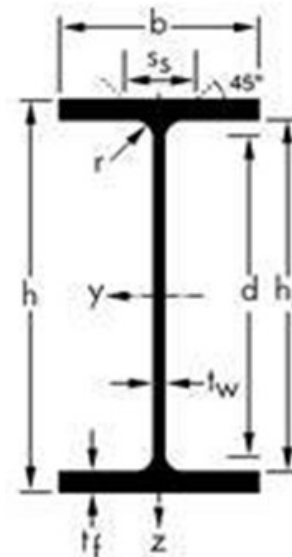
$$t_f = 7.4 \text{ mm}$$

$$r = 9 \text{ mm}$$

$$A = 20.09 \text{ cm}^2$$

$$h_i = 145.2 \text{ mm}$$

$$d = 127.2 \text{ mm}$$



Secondo quanto previsto per la verifica a presso-flessione calcoliamo:

Momento d'inerzia lungo y

$$I_y = \frac{t_w \cdot h_i^3}{12} + 2 \cdot \frac{b \cdot t_f^3}{12} + 2 \cdot t_f \cdot b \cdot \left( \frac{h + h_i}{4} \right)^2 + 4 \cdot \left[ \left( \frac{4}{3} - \frac{\pi}{4} \right) \frac{r^4}{4} + \frac{1}{4} \cdot (4 - \pi) \cdot r^2 \cdot \left( \frac{d}{2} \right)^2 \right]$$

$$= 863.11 \text{ cm}^4$$

Momento d'inerzia lungo z

$$I_z = \frac{t_w^3 \cdot h_i}{12} + 2 \cdot \frac{b^3 \cdot t_f}{12} + 4 \cdot \left[ \left( \frac{4}{3} - \frac{\pi}{4} \right) \frac{r^4}{4} + \frac{1}{4} \cdot (4 - \pi) \cdot r^2 \cdot \left( \frac{t_w}{2} \right)^2 \right]$$





$$= 68.5562 \text{ cm}^4$$

Modulo resistente elastico  $W_{el}$ : si assume un comportamento elastico lineare del materiale fino ad un raggiungimento della condizione di snervamento:

$$W_{el,y} = \frac{I_y}{h/2} = 107.88 \text{ cm}^3$$

$$W_{el,z} = \frac{I_z}{b/2} = 16.72 \text{ cm}^3$$

Modulo resistente plastico  $W_{pl}$ : si assume una completa plasticizzazione del materiale:

$$W_{pl,y} = \frac{t_w \cdot h^2}{4} + (b - t_w) \cdot (h - t_f) \cdot t_f + \frac{4 - \pi}{2} r^2 \cdot (h - 2t_f) + \frac{3\pi - 10}{3} r^3 = 123.86 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = \frac{t_f \cdot b^2}{2} + \frac{h - 2t_f}{4} t_w^2 + r^3 \left( \frac{10}{3} - \pi \right) + \left( 2 - \frac{\pi}{2} \right) t_w \cdot r^2 = 26.1 \text{ cm}^3$$

Dallo schema statico della trave in acciaio troviamo le sollecitazioni per la trave in mezzzeria, in particolare si trova una sollecitazione per la porzione di trave in mezzzeria pari a:

$$M_{y,Ed} = 15 \text{ kNm} \quad N_{pl,Rd} = 2009 \cdot 235 / 1,05 \cdot 10^{-3} = 449,63 \text{ N}$$

$$N_{Ed} = -50 \text{ kN} \quad M_{pl,y,Rd} = 123,86 \cdot 10^3 \cdot 235 / 1,05 \cdot 10^{-6} = 27,72 \text{ kN}$$

Per la sezione a I di classe 1 doppiamente simmetrica, soggette a pressoflessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come (secondo il punto 4.2.4.1.2 "Resistenza delle membrature"):

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0.1112$$

$$a = (A - 2 b t_f) / A = 0.396 < 0.5$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0.5a) = M_{pl,y,Rd} * 1,108 \Rightarrow M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}$$

Secondo il DM 2008 (punto 4.2.4.1.1 "Resistenza di calcolo") la resistenza di calcolo delle membrature deve essere ridotta per un fattore  $\gamma_{M0}$  pari a 1.05 (Tabella 4.2.V).

$$M_{N,y,Rd} = W_{pl,y} f_{yk} / \gamma_{M0} = 27.72 \text{ kNm}$$

Si determina un tasso di sfruttamento della sezione in acciaio a sforzo assiale costante.

$$Coeff = \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} = 0.5411$$

Il coefficiente di sfruttamento viene valutato in modo semplificato linearizzando la superficie di resistenza, assimilandola a una retta passante per i punti  $(N_{E,d}, M_{N,y,Rd}, M_{N,z,Rd})$  e  $(N_{Rd}, 0, 0)$ , contenuti nel piano  $M_y / M_{Ed} = M_z / M_{Rd}$  e trovando l'intersezione con la retta che passa per l'origine e il punto  $(N_{E,d}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed})$ .

Nel nostro caso occorre risolvere il sistema:

$$(N' - N_{Ed}) / (N_{Rd} - N_{Ed}) + M' / M_{N,y,Rd} = 1$$



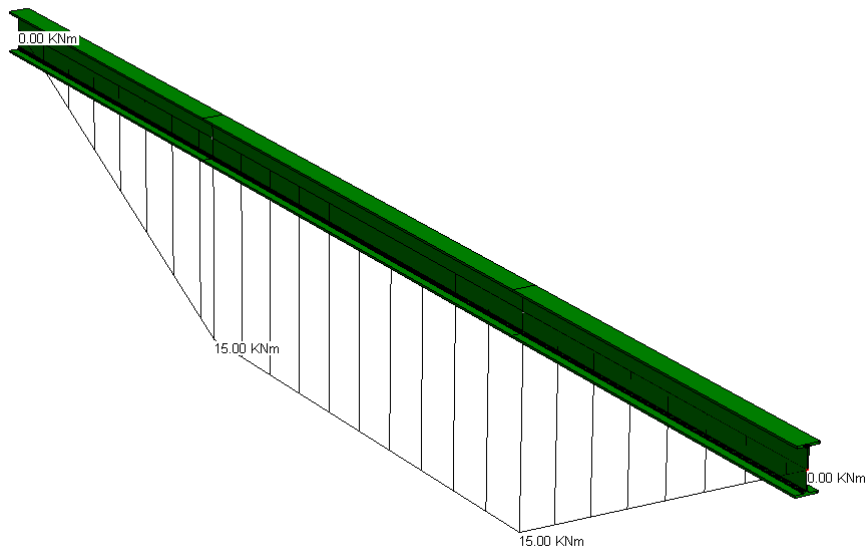
$$N'/N_{Ed} = M'/M_{y,Ed}$$

Dove  $N'$  e  $M'$  indicano i punti sul dominio di resistenza. A conti fatti si ottiene:

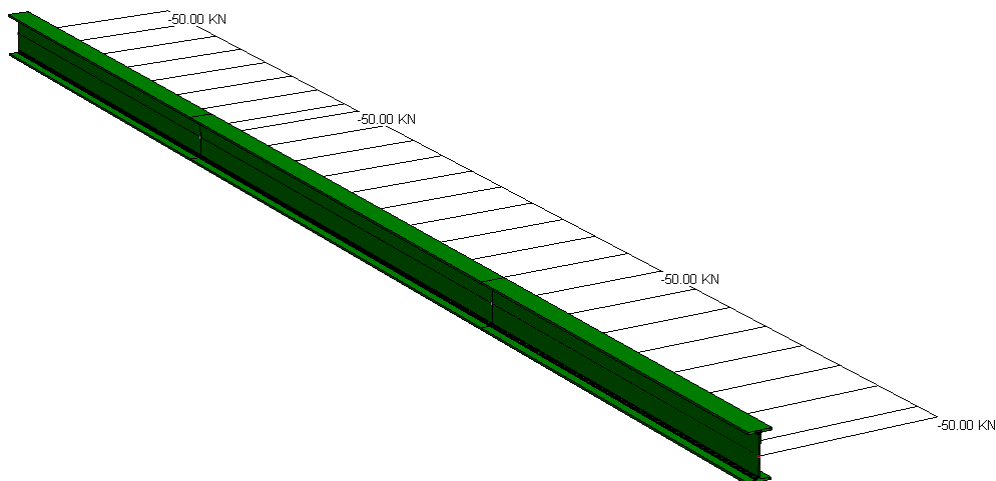
$$\begin{aligned} \text{Coeff} &= N_{Ed}/N' = M_{y,Ed}/M' = (M_R N_E + M_E N_R - M_E N_E) / (M_R N_R) = \\ &= (27,72*50 + 15*449,633 - 15*50) / (27,72*449,633) = 0,592153 \end{aligned}$$

CMP riporta il maggiore tra i due.

### Verifica eseguita con CMP



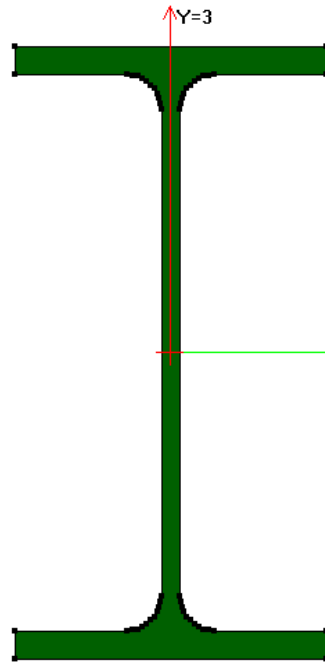
**Momento flettente**



**Sforzo assiale**



Sezione: Sez. Acciaio [IPE 160] - Sezione Base



Proprietà statiche Sezione	
Sezione:	Sez. Acciaio
Armatura:	0
Area:	20.0924 cm <sup>2</sup>
I22 <sup>o</sup> :	869.342 cm <sup>4</sup>
I33 <sup>o</sup> :	68.3152 cm <sup>4</sup>
I23 <sup>o</sup> :	0 cm <sup>4</sup>
i 22 <sup>o</sup> :	6.57779 cm
i 33 <sup>o</sup> :	1.84393 cm
Xg:	3.56621e-015 cm
Yg:	-2.89701e-015 cm
Theta:	90 °
I44:	68.3152 cm <sup>4</sup>
I55:	869.342 cm <sup>4</sup>
i 44:	1.84393 cm
i 55:	6.57779 cm
Jt:	3.6 cm <sup>4</sup>
Area Polig.	20.0924 cm <sup>2</sup>
Area Arm.	0 cm <sup>2</sup>
Area Arm. %	0 %
Quantità Arm.	0 Kg/m
	0 Kg/m <sup>2</sup>
WT13	108.668 cm <sup>2</sup>
WC13	108.668 cm <sup>2</sup>
WT12	16.6622 cm <sup>2</sup>
WC12	16.6622 cm <sup>2</sup>
Chiudi	

Per conoscere la classe utilizzata per la verifica della sezione, occorre attivare il file log (Opzioni->Attiva File log) dal quale possiamo ottenere i valori calcolati:

#### [File Sezione.log]

```
**** Coordinata lungo l'asse 1 dell'asta = 1500 mm
Sforzo normale N = -50000 N
Sforzo di taglio direzione 2 T12 = 0 N
Sforzo di taglio direzione 3 T13 = 10000 N
Momento flettente direzione 2 M12 = 0 Nmm
Momento flettente direzione 3 M13 = 1.5e+007 Nmm
Momento torcente MT = 0 Nmm
```

Classe della sezione per la soll.considerata = 1

NOTA: l'asse y è quello di maggior resistenza (convenzione EC3)  
Resistenza assiale NRd = 449686 N

Resistenza tagliante asse y Vpl,2,Rd = 156817 N  
riduzione per la torsione coeff = 1  
Vpl,2,T,Rd = 156817 N

Resistenza tagliante asse z Vpl,z,Rd = 124802 N  
riduzione per la torsione coeff = 1  
Vpl,z,T,Rd = 124802 N

Resistenza flessionale asse y My,Rd = 2.7721e+007 Nmm  
riduzione per il taglio coeff = 1  
My,V,Rd = 2.7721e+007 Nmm

Resistenza flessionale asse z Mz,Rd = 5.84141e+006 Nmm  
riduzione per il taglio coeff = 1

## CMP Analisi Strutturale - DOCUMENTO DI VALIDAZIONE

VALIDAZIONE CMP



$$M_z, V, R_d = 5.84141e+006 \text{ Nmm}$$

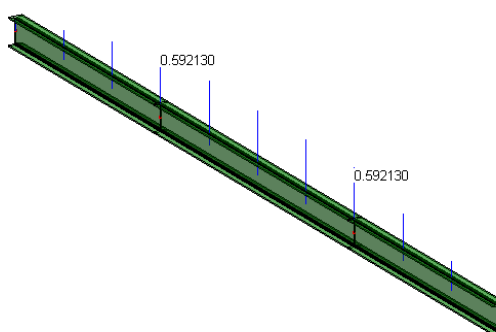
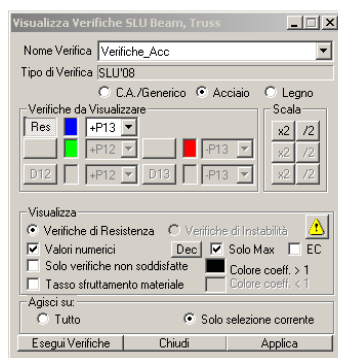
Resistenza torsionale elastica  $TR_d = 628621 \text{ Nmm}$

Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione:  $Coeff_{MN} = 0.592130$   
 esponenti in EC3(6.41),  $Coeff_{Exp}$  non linearizzato:  $\alpha = 2.0000000$ ;  
 $\beta = 1.0000000$ ;  $Coeff_{Exp} = 0.2927964$

Verifica di Resistenza plastica a Taglio:  $Coeff_{TagPlast} = 0.080127$

Verifica di Resistenza elastica a Torsione:  $Coeff_{Tors} = 0.000000$

Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali:  $Coeff_{Tau} = 0.105892$



Come si deduce dal coefficiente minore di 1, la verifica è soddisfatta; il risultato che ne scaturisce è il seguente:

$$Coeff_{MN} = 0.5921$$

## 5.2.2 VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSO-FLESSIONE E TAGLIO DI UNA SEZIONE IN ACCIAIO

**Data:** 11/12/2012

**Programma:** CMP 26.1

**Versione:** 26.1.1.7 del 11/12/2012

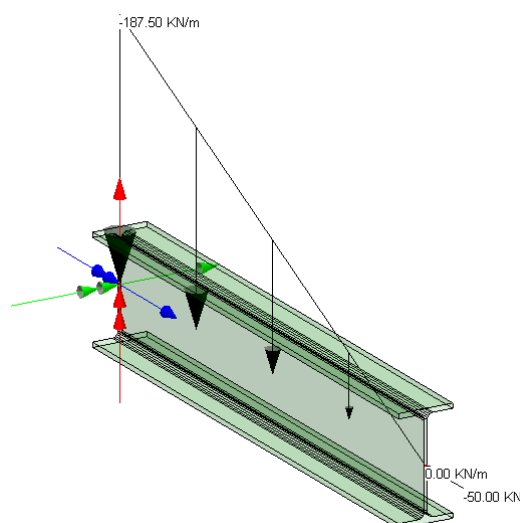
**File:** [CMP: Acc\_PressFlessTag.cmp]

### Descrizione test:

Viene eseguita la verifica manuale della resistenza nei confronti di una sollecitazioni assiale, momento flettente e taglio secondo il DM 2008 di una sezione in acciaio (IPE160), secondo quanto stabilito dal 4.2.4.1. “Verifiche allo stato limite ultimo”

### Dati Problema:

Trave con sezione IPE160 laminato a caldo con qualità dell'acciaio [S 235 secondo UNI EN 10025-2], incastrato con una luce di 0.8 m e un carico distribuito triangolare (-187.50 kN/m primo nodo 0 kN/m secondo nodo). Sollecitata da uno sforzo normale pari a  $N_{Ed} = -50 \text{ kN}$ .



### Confronto:

La trave è sollecitata da un momento flettente massimo pari a  $M_{Ed} = -20.00 \text{ kNm}$ , da uno sforzo normale di  $N_{Ed} = -50 \text{ kN}$ , e da un taglio  $V_{Ed} = 75 \text{ kN}$

Viene eseguito di seguito un controllo diretto tra il calcolo manuale e quello eseguito da CMP:

Tipo di verifica	Parametri di confronto	Calcolo manuale	Calcolo CMP	Differenza percentuale
Verifica Presso-flessione e taglio IPE 160	Taglio resistente	124.771 kN	124.802 kN	0.02%
	Momento resistente	27.294 kNm	27.455 kNm	0.58%
	Coeff. di sfruttamento	0.7625	0.7587	0.50%

### Commento:

Le verifiche si possono definire in perfetto accordo, tenendo conto anche dei metodi approssimati usati nel calcolo manuale.

### Verifica con calcolo Manuale:

Si utilizza come comportamento dell'acciaio il diagramma elastico perfettamente plastico con caratteristiche del materiale secondo il punto 11.3.4.1. Riportiamo come dato il solo valore di snervamento del acciaio  $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$  (Tabella 11.3.IX con  $t_w < 40 \text{ mm}$ ).

La trave IPE 160:

Dati della geometria

$$h = 160 \text{ mm}$$

$$b = 82 \text{ mm}$$

$$t_w = 5 \text{ mm}$$

$$t_f = 7.4 \text{ mm}$$

## VALIDAZIONE CMP: VERIFICHE

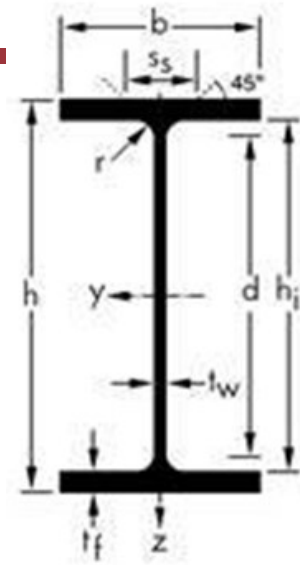
$$r = 9 \text{ mm}$$

$$A = 20.09 \text{ cm}^2$$

$$A_0 = 19.396 \text{ cm}^2$$

$$h_i = 145.2 \text{ mm}$$

$$d = 127.2 \text{ mm}$$



Secondo quanto previsto per la verifica a presso-flessione calcoliamo:

*Momento d'inerzia lungo y*

$$I_y = \frac{t_w \cdot h_i^3}{12} + 2 \cdot \frac{b \cdot t_f^3}{12} + 2 \cdot t_f \cdot b \cdot \left(\frac{h + h_i}{4}\right)^2 + 4 \cdot \left[ \left(\frac{4}{3} - \frac{\pi}{4}\right) \frac{r^4}{4} + \frac{1}{4} \cdot (4 - \pi) \cdot r^2 \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 \right]$$

$$= 863.11 \text{ cm}^4$$

*Momento d'inerzia lungo z*

$$I_z = \frac{t_w^3 \cdot h_i}{12} + 2 \cdot \frac{b^3 \cdot t_f}{12} + 4 \cdot \left[ \left(\frac{4}{3} - \frac{\pi}{4}\right) \frac{r^4}{4} + \frac{1}{4} \cdot (4 - \pi) \cdot r^2 \cdot \left(\frac{t_w}{2}\right)^2 \right]$$

$$= 68.5562 \text{ cm}^4$$

Modulo resistente elastico  $W_{el}$ :

$$W_{el,y} = \frac{I_y}{h/2} = 107.88 \text{ cm}^3$$

$$W_{el,z} = \frac{I_z}{b/2} = 16.72 \text{ cm}^3$$

Modulo resistente plastico  $W_{pl}$  :

$$W_{pl,y} = \frac{t_w \cdot h^2}{4} + (b - t_w) \cdot (h - t_f) \cdot t_f + \frac{4 - \pi}{2} r^2 \cdot (h - 2t_f) + \frac{3\pi - 10}{3} r^3$$

$$W_{pl,y} = 123.86 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = \frac{t_f \cdot b^2}{2} + \frac{h - 2t_f}{4} t_w^2 + r^3 \left(\frac{10}{3} - \pi\right) + \left(2 - \frac{\pi}{2}\right) t_w \cdot r^2$$

$$W_{pl,z} = 26.1 \text{ cm}^3$$

Dallo schema statico della trave in acciaio troviamo le sollecitazioni per la trave in mezzera:

$$M_{y,Ed} = -20.00 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 75 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = -50 \text{ kN}$$



Nel calcolo del momento flettente, qualora il taglio sollecitante  $V_{Ed}$  sia maggiore del 50% di quello resistente, si limita la tensione di snervamento, per la sola verifica a flessione.

$$A_v = A_0 - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 2009 - 2 \cdot 82 \cdot 7,4 + (5 + 2 \cdot 9) \cdot 7,4 = 965,6 \text{ mm}^2$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 965,6 \cdot 235 / (\sqrt{3}^{0,5} \cdot 1,05) \cdot 10^{-3} = 124,771 \text{ kN}$$

$$\rho = \left[ \frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 = (2 \cdot 75 / 124,77 - 1)^2 = 0,04089 \quad \text{per } V_{Ed} > 50\% V_{c,Rd}$$

$$f_{y,red} = (1 - \rho) f_{yk} = 0,95911 \cdot 235 \text{ N/mm}^2 = 225,39085 \text{ N/mm}^2$$

Secondo il DM 2008 (punto 4.2.4.1.1 “Resistenza di calcolo”) la resistenza di calcolo è ridotta per un fattore  $\gamma_{M0}$  pari a 1.05 (Tabella 4.2.V).

$$M_{pl,Rd} = (W_{pl,y} - \rho A_v^2 / 4 t_w) f_{yk} / \gamma_{M0} = (123,86 \cdot 10^3 - (0,04089 \cdot 965,6^2 / (4 \cdot 5))) \cdot 235 / 1,05 \cdot 10^{-6} = 27,2944 \text{ kNm}$$

NOTA: si è adottata la procedura semplificata suggerita nel DM 2008 all’equazione 4.2.33 (EC3-1-1; 6.30)

Per la sezione a I di classe doppiamente simmetrica, soggette a pressoflessione nel piano dell’anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta è valutata come (4.2.4.1.2 “Resistenza delle membrature”):

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5a) < M_{pl,y,Rd}$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,1112$$

$$a = (A - 2 b t_f) / A = 0,3959 < 0,5$$

Consideriamo uno sfruttamento della sezione in acciaio a sforzo assiale costante otteniamo:

$$Coeff = \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} = 20,0 / 27,2944 = 0,73275$$

Il coefficiente di sfruttamento viene valutato in modo semplificato linearizzando la superficie di resistenza, assimilandola a una retta passante per i punti  $(N_{E,d}, M_{N,y,Rd}, M_{N,z,Rd})$  e  $(N_{Rd}, 0, 0)$ , contenuti nel piano  $M_y / M_{Ed} = M_z / M_{Rd}$  e trovando l’intersezione con la retta che passa per l’origine e il punto  $(N_{E,d}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed})$ .

Nel nostro caso occorre risolvere il sistema:

$$(N' - N_{Ed}) / (N_{Rd} - N_{Ed}) + M' / M_{N,y,Rd} = 1$$

$$N' / N_{Ed} = M' / M_{y,Ed}$$

Dove  $N'$  e  $M'$  indicano i punti sul dominio di resistenza. A conti fatti si ottiene:

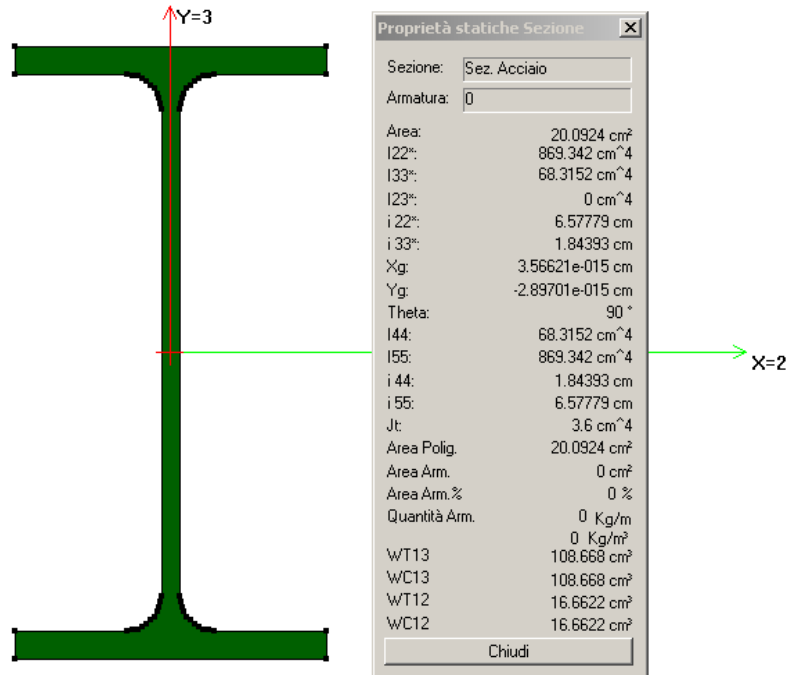
$$Coeff = N_{Ed} / N' = M_{y,Ed} / M' = (M_R N_E + M_E N_R - M_E N_E) / (M_R N_R) = (27,2944 \cdot 50 + 20 \cdot 449,633 - 20 \cdot 50) / (27,2944 \cdot 449,633) = 0,7625$$

CMP riporta il maggiore tra i due.

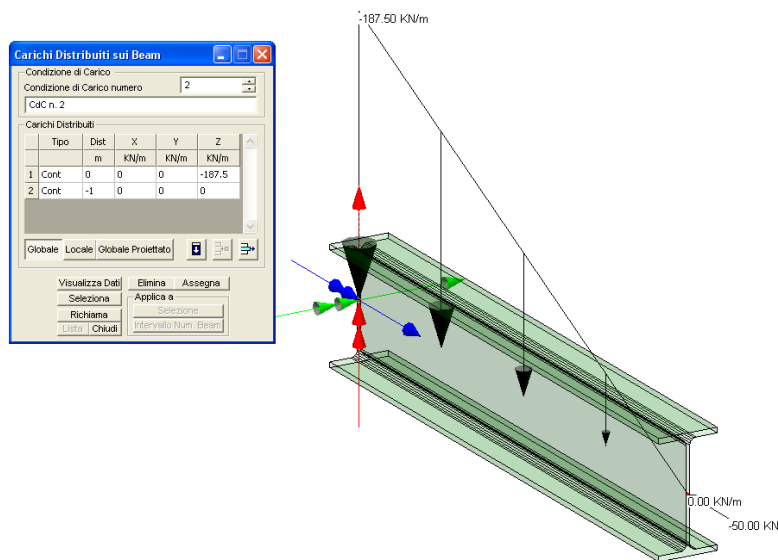


**Verifica eseguita con CMP**

Sezione: Sez. Acciaio [IPE 160] - Sezione Base

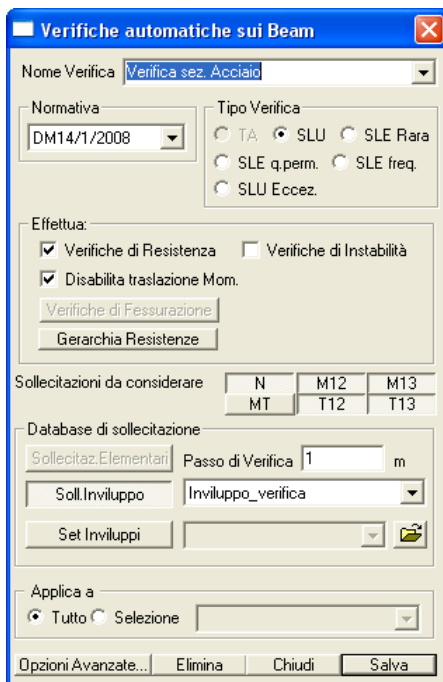


Creiamo la geometria del problema, e applicando le condizioni al contorno, come indicato in precedenza.

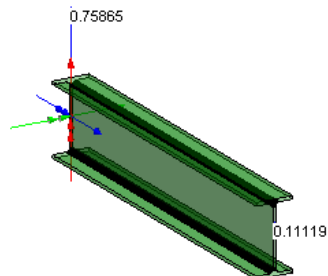
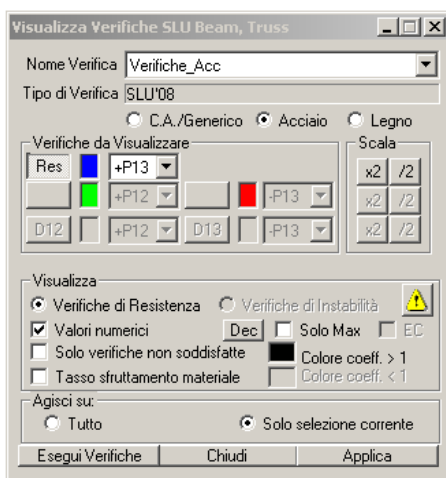


Creiamo un involucro delle condizioni di carico base, alla quale applicare la verifica della sezione.





Per conoscere la classe utilizzata per la verifica della sezione, occorre attivare il file log (Opzioni->Attiva File log) dal quale possiamo ottenere i valori calcolati:



[File Sezione.log]

[...]

```
**** Coordinata lungo l'asse 1 dell'asta = 0 mm
Sforzo normale N = -50000 N
Sforzo di taglio direzione 2 T12 = 0 N
Sforzo di taglio direzione 3 T13 = 75000 N
Momento flettente direzione 2 M12 = 0 Nmm
Momento flettente direzione 3 M13 = -2e+007 Nmm
Momento torcente MT = 0 Nmm
```

Classe della sezione per la soll.considerata = 1



NOTA: l'asse y è quello di maggior resistenza (convenzione EC3)  
Resistenza assiale NRd = 449686 N

Resistenza tagliante asse y  $V_{pl,2,Rd} = 156817$  N  
riduzione per la torsione coeff = 1  
 $V_{pl,2,T,Rd} = 156817$  N

Resistenza tagliante asse z  $V_{pl,z,Rd} = 124802$  N  
riduzione per la torsione coeff = 1  
 $V_{pl,z,T,Rd} = 124802$  N

Resistenza flessionale asse y  $M_{y,Rd} = 2.7721e+007$  Nmm  
riduzione per il taglio coeff = 0.959234  
 $M_{y,V,Rd} = 2.74554e+007$  Nmm

Resistenza flessionale asse z  $M_{z,Rd} = 5.84141e+006$  Nmm  
riduzione per il taglio coeff = 1  
 $M_{z,V,Rd} = 5.84141e+006$  Nmm

Resistenza torsionale elastica TRd = 628621 Nmm

Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione: CoeffMN = 0.758647  
esponenti in EC3(6.41), CoeffExp non linearizzato: Alpha=2.0000000;  
Beta=1.0000000; CoeffExp=0.5306457  
Verifica di Resistenza plastica a Taglio: CoeffTagPlast = 0.600952  
Verifica di Resistenza elastica a Torsione: CoeffTors = 0.000000  
Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali: CoeffTau= 0.794187

### 5.2.3 VERIFICA DI STABILITÀ DELLE MEMBRATURE COMPRESSE IN ACCIAIO

**Data:** 11/12/2012

**Programma:** CMP 26.1

**Versione:** 26.1.1.7 del 11/12/2012

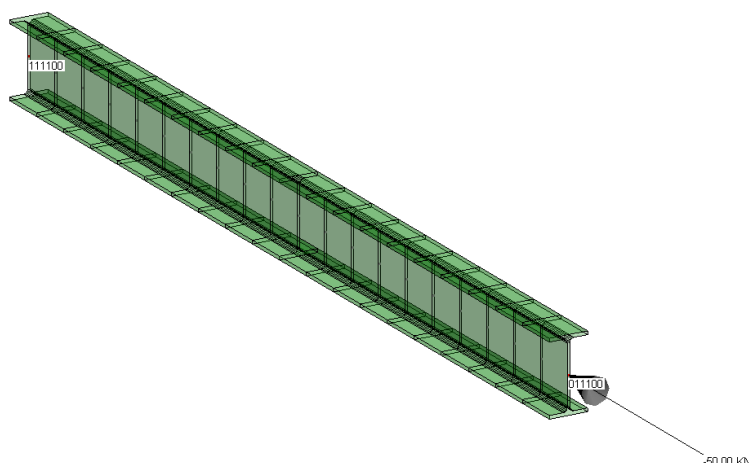
**File:** [CMP: Acc\_Stab\_Comp.cmp]

#### **Descrizione test:**

Viene eseguita la verifica manuale all'instabilità di una sezione in acciaio (IPE160) nei confronti di una sollecitazioni assiale, secondo il DM 2008, punto 4.2.4.1.3.1 "Aste compresse"

#### **Dati Problema:**

Trave con sezione IPE160 laminato a caldo con qualità dell'acciaio [S 235 secondo UNI EN 10025-2], incernierata alle estremità (nodo 1 notazione vincolo secondo CMP [1,1,1,1,0,0]; nodo 2 notazione vincolo secondo CMP [0,1,1,1,0,0]) con lunghezza  $L = 2.0$  m . Sollecitata da uno sforzo normale in sezione pari a  $N_{Ed} = -50$  kN nel nodo 2.



### Confronto:

La trave è sollecitata da uno sforzo normale di  $N_{Ed} = -50$  kN.

Viene eseguito di seguito un controllo diretto tra il calcolo manuale e quello eseguito da CMP:

Tipo di verifica	Parametri di confronto	Calcolo manuale	Calcolo CMP	Differenza relativa
Verifica instabilità IPE 160	Coeff. di sfruttamento Y	0.22048	0.220977	$2.22 \cdot 10^{-3}$
Verifica instabilità IPE 160	Coeff. di sfruttamento Z	0.1144	0.1144	0.00

### Commento:

Le verifiche si possono definire in ottimo accordo.

### Verifica con calcolo Manuale:

Si utilizza come comportamento dell'acciaio il diagramma elastico perfettamente plastico con caratteristiche del materiale secondo il punto 11.3.4.1. Riportiamo come dato il solo valore di snervamento del acciaio  $f_{yk} = 235$  N/mm<sup>2</sup> (Tabella 11.3.IX con  $t_w < 40$ mm), con modulo elastico  $E = 210000$  N/mm<sup>2</sup>.

La trave IPE 160:

Dati della geometria

$h = 160$ mm;  $b = 82$ mm;

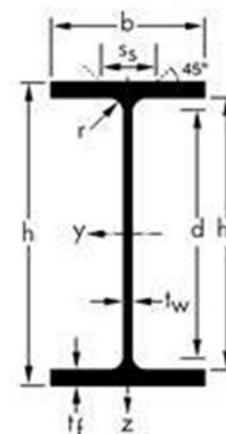
$t_w = 5$ mm;  $t_f = 7.4$ mm

$r = 9$ mm

$A = 20.09$ cm<sup>2</sup>

$h_i = 145.2$ mm

$d = 127.2$ mm





Secondo quanto previsto per la verifica all'instabilità calcoliamo:

*Momento d'inerzia lungo y*

$$I_y = \frac{t_w \cdot h_i^3}{12} + 2 \cdot \frac{b \cdot t_f^3}{12} + 2 \cdot t_f \cdot b \cdot \left(\frac{h+h_i}{4}\right)^2 + 4 \cdot \left[ \left(\frac{4-\pi}{3-\frac{\pi}{4}}\right) \frac{r^4}{4} + \frac{1}{4} \cdot (4-\pi) \cdot r^2 \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 \right]$$

$$= 863.11 \text{ cm}^4$$

*Momento d'inerzia lungo z*

$$I_z = \frac{t_w^3 \cdot h_i}{12} + 2 \cdot \frac{b^3 \cdot t_f}{12} + 4 \cdot \left[ \left(\frac{4-\pi}{3-\frac{\pi}{4}}\right) \frac{r^4}{4} + \frac{1}{4} \cdot (4-\pi) \cdot r^2 \cdot \left(\frac{t_w}{2}\right)^2 \right] = 68.5562 \text{ cm}^4$$

Secondo il DM2008 § 4.2.4.1.3.1 calcoliamo le seguenti grandezze, e coefficienti:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 E \cdot I_y}{L_y^2} = 4472246.197 \text{ N}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 E \cdot I_z}{L_z^2} = 355226.851 \text{ N}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr,y}}} = 0.32491$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr,z}}} = 1.1528$$

$$\phi_y = 0.5 \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0.5659$$

$\alpha = 0.21$  Tabella 4.2.VI

$$\phi_z = 0.5 \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 1.3265$$

$\alpha = 0.34$  Tabella 4.2.VI

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^{-2}}} = 0.9716$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^{-2}}} = 0.5044$$

$$N_{b,Rd,y} = \frac{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 436864.36 \text{ N}$$



$$N_{b,Rd,z} = \frac{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 226779.27 \text{ N}$$

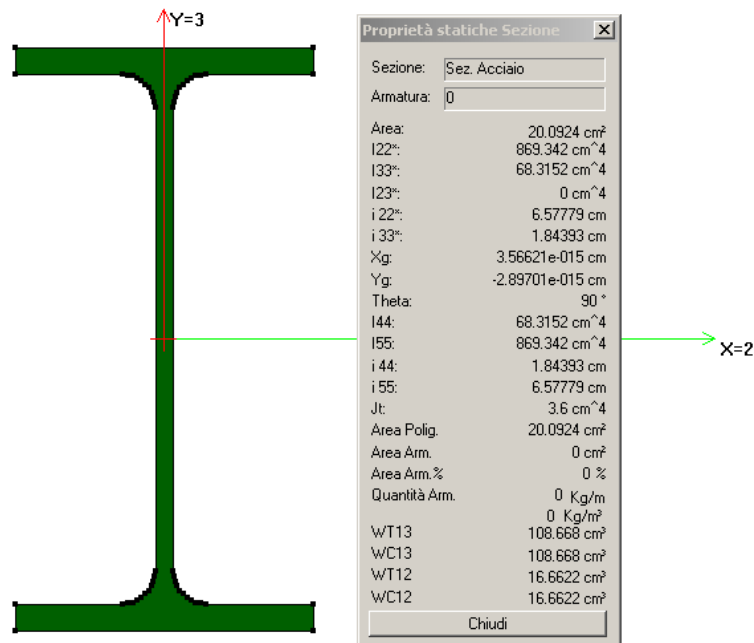
Dalla resistenza all'instabilità nell'asta compressa, stabiliamo il coefficiente di sfruttamento, dal rapporto tra:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,y}} = 0.1144$$

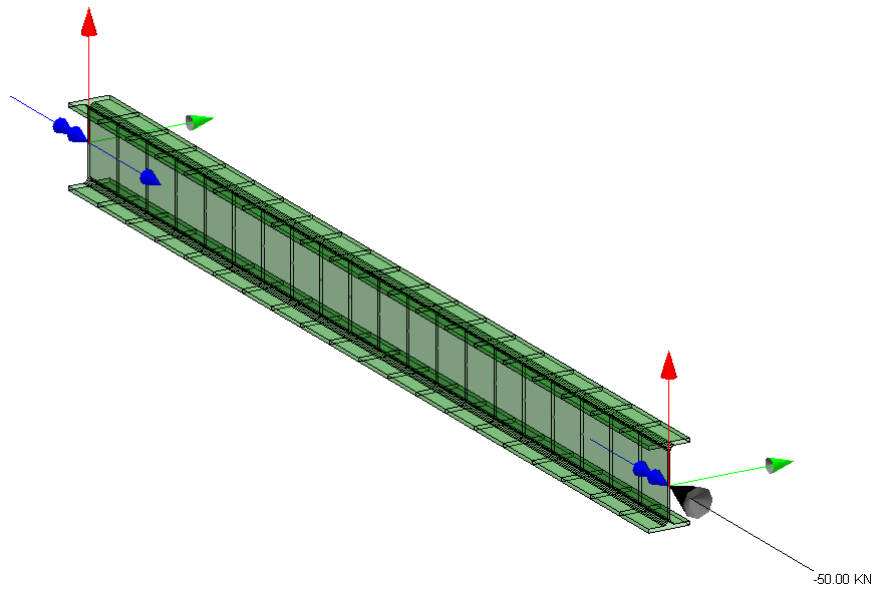
$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,z}} = 0.22048$$

### Verifica eseguita con CMP

Sezione: Sez. Acciaio [IPE 160] - Sezione Base



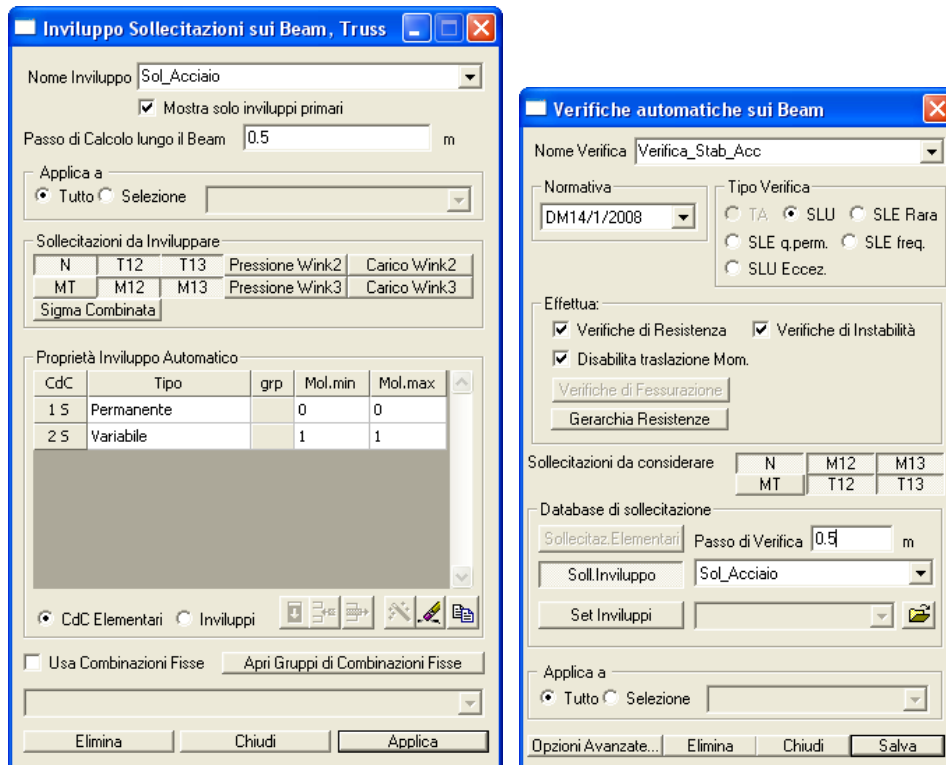
Creiamo la geometria del problema, e applicando le condizioni al contorno, come indicato in precedenza.



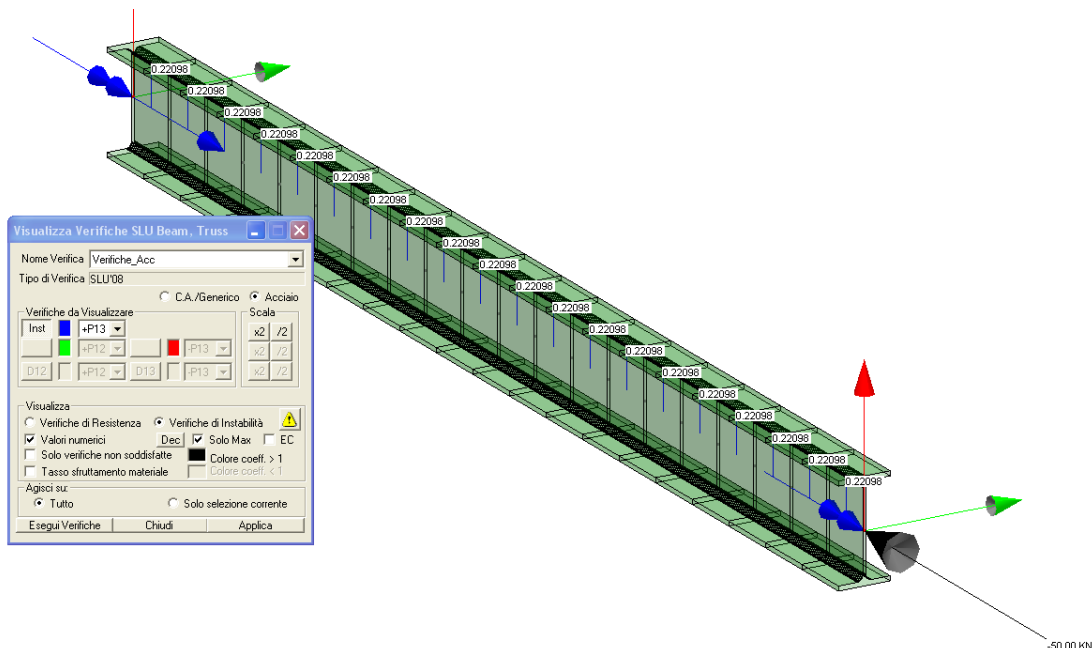
L'operazione seguente comporta l'assegnazione dei parametri di instabilità agli elementi beam, in particolare una continuità tra le aste adiacenti. Applichiamo i parametri di instabilità come mostrato in figura.

Parametri di Instabilità	
Instabilità <input type="checkbox"/>	
Continuità con aste adiacenti	
Nodo Iniziale	Nodo Finale
L12 <input checked="" type="checkbox"/> Automatico	<input checked="" type="checkbox"/> Automatico
L13 <input checked="" type="checkbox"/> Automatico	<input checked="" type="checkbox"/> Automatico
coeff. di Vincolo	
B12 <input checked="" type="checkbox"/> 1	psi12 <input type="checkbox"/> 1
B13 <input checked="" type="checkbox"/> 1	psi13 <input type="checkbox"/> 1
coeff. adatt. plastico	
Metodo di calcolo del mom. equivalente	
<input type="checkbox"/> Meq = 1,3 x Mm	
<input checked="" type="checkbox"/> Meq = 0,6 x Ma - 0,4 x Mb	
Svergolamento <input type="checkbox"/>	
<input checked="" type="checkbox"/> Verifica allo svergolamento Abilitata	
Nodo Iniziale	Nodo Finale
Lsv <input checked="" type="checkbox"/> Automatico	<input checked="" type="checkbox"/> Automatico
<input type="checkbox"/> = L12	<input type="checkbox"/> = L13
Bsv <input checked="" type="checkbox"/> 1	Piano > Rig. <input type="checkbox"/> Auto
Coeff. multip. per posiz. del carico <input type="checkbox"/> 1,4	
Visualizza Dati	Elimina Assegna
Seleziona	Applica a
Richiama	Selezione
Lista	Intervallo Num. Beam

Creiamo un involuppo del solo carico base, alla quale applicare la verifica della sezione.



Dalle verifica SLU Beam Truss, selezionando "Acciaio", "Verifiche d'instabilità", "Esegui Verifiche" e quindi "Applica", è possibile vedere a video il coefficiente di sfruttamento della sezione.



Per conoscere la classe utilizzata per la verifica della sezione e i relativi dati utilizzati, occorre attivare il file log (Opzioni->Attiva File log).



## [File Sezione.log]

\*\*\*\* Tipo involuppo N min:  
 Combinazione che individua N min:  
 Comb: 0;1;  
 X=100 N=-50000 T12=0 T13=0 MT=0 M12=0 M13=0

Sollecitazioni di verifica per l'instabilità:  
 Sforzo normale N,ED = -50000 N  
 Momento flettente M12,ED = 0 Nmm  
 Momento flettente M13,ED = 0 Nmm

Attributi per il calcolo di instabilità:  
 (parametri tab.4.2.VIII DM2008 e EN1993-1-1 Annex B - metodo alternativo 2)  
 Diagr. momenti M[0] M[1] M[2] M[3] M[4]  
 Piano 12 0. 0. 0. 0. 0.  
 Piano 13 0. 0. 0. 0. 0.  
 Diagramma Psi Kc Cm  
 piano 12 1 1.000000 1.000000 1.000000  
 piano 13 1 1.000000 1.000000 1.000000

Classe della sezione per la sollecitazione considerata: 1

## Tabella dei carichi critici

Asse rotaz.	Carico critico Pcr (N)	Lunghezza libera L0 (mm)	Snellezza adimensionale Lambda*	Coefficiente riduttivo Chi
2	4504532.	2000.000	0.323761	0.971876
3	353978.2	2000.000	1.154945	0.503170
1	1.76e+08	100.0000	0.051730	1.000000
min	353978.2		1.154945	0.503170

fless.tors. (se Mcr = -1 significa convenzionalmente asta non soggetta a instabilità laterale)

Mcr (Nmm)	L0 (mm)	LambdaLT*	ChiLT
1.0798e+10	100.0000	0.200000	1.000000

Resistenza assiale minimo Nr,Rd = 226268 N  
 Resistenza assiale minimo asse 2 Nr,2,Rd = 437039 N  
 Resistenza assiale minimo asse 3 Nr,3,Rd = 226268 N  
 Resistenza flessionale attorno asse 2 Mr13,Rd = 2.7721e+007 Nmm  
 Resistenza flessionale attorno asse 3 Mr12,Rd = 5.84141e+006 Nmm  
 Coefficienti di interazione:

kyy = 1.014159  
 kyz = 0.785620  
 kzy = 0.970537  
 kzz = 1.309367

Verifica di Instabilità a Compressione: CoeffN = 0.220977  
 Verifica di Instabilità a Pressoflessione piano 12: CoeffNM12 = 0.114406  
 Verifica di Instabilità a Pressoflessione piano 13: CoeffNM13 = 0.220977

**CoeffN = 0.220977**





## 5.2.4 VERIFICA DI STABILITÀ FLESSO TORSIONALE DI ELEMENTI IN ACCIAIO

**Data:** 11/12/2012

**Programma:** CMP 26.1

**Versione:** 26.1.1.7 del 11/12/2012

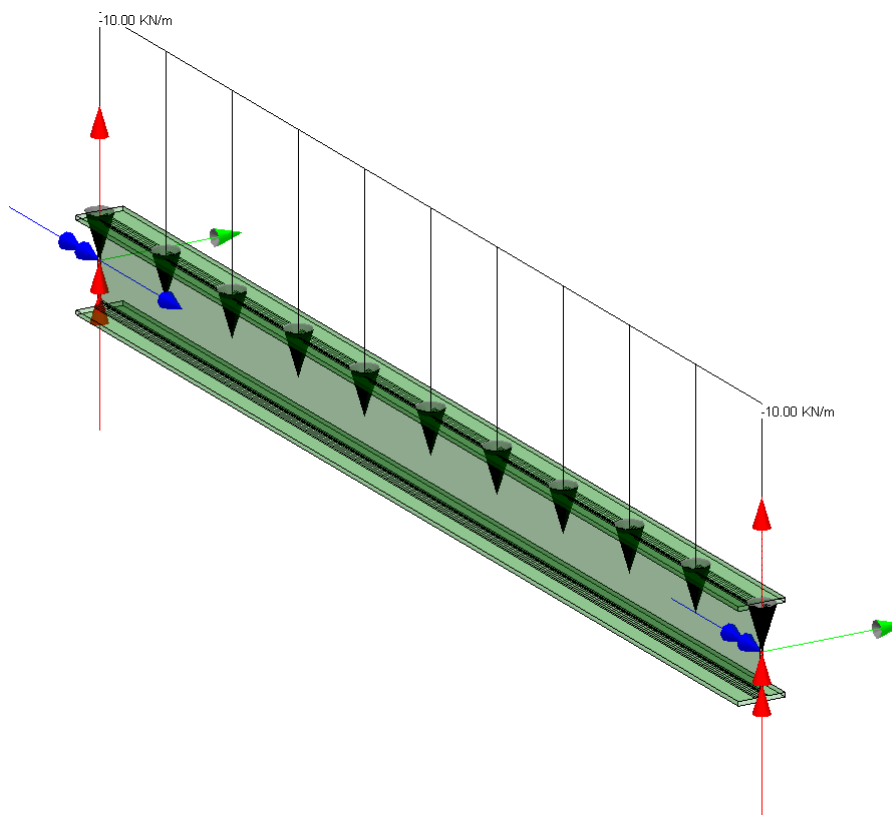
**File:** [CMP: Acc\_Stab\_FlesTors.cmp]

### **Descrizione test:**

Viene eseguita la verifica manuale all'instabilità flessio-torsionale di una sezione in acciaio (IPE160) nei confronti di un momento flettente sollecitante, secondo il DM 2008, punto 4.2.4.1.3.2 “Travi inflesse”

### **Dati Problema:**

Trave con sezione IPE160 laminato a caldo con qualità dell'acciaio [S 235 secondo UNI EN 10025-2], incernierata alle estremità (nodo 1 notazione vincolo secondo CMP [1,1,1,1,0,0]; nodo 2 notazione vincolo secondo CMP [0,1,1,1,0,0]) con lunghezza  $L = 2.0\text{m}$ . Sollecitata da carico uniformemente distribuito agente nel piano dell'anima della sezione  $q = -10\text{ kN/m}$ .



**Confronto:**

Viene eseguito di seguito un controllo diretto tra il calcolo manuale e quello eseguito da CMP:

Tipo di verifica	Parametri di confronto	Calcolo manuale	Calcolo CMP	Differenza percentuale
Stabilità Flesso-Torsionale	Momento resistente all'instabilità flesso torsionale, $M_{b,Rd}$	22.819 kNm	22.817 kNm	0.008%
	Coeff. di sfruttamento	0.219	0.219	0.00%

**Verifica con calcolo Manuale:**

Si utilizza come comportamento dell'acciaio il diagramma elastico perfettamente plastico con caratteristiche del materiale secondo il punto 11.3.4.1. Riportiamo come dato il solo valore di snervamento del acciaio  $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$  (Tabella 11.3.IX con  $t_w < 40 \text{ mm}$ ), con modulo elastico  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ .

La trave IPE 160:

Dati della geometria

$$h = 160 \text{ mm}$$

$$b = 82 \text{ mm}$$

$$t_w = 5 \text{ mm}$$

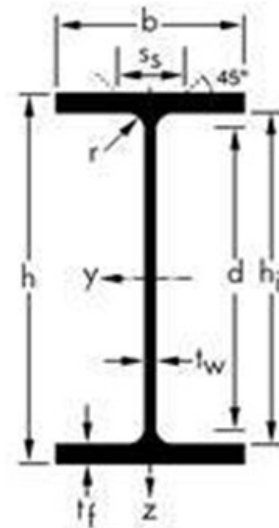
$$t_f = 7.4 \text{ mm}$$

$$r = 9 \text{ mm}$$

$$A = 20.09 \text{ cm}^2$$

$$h_i = 145.2 \text{ mm}$$

$$d = 127.2 \text{ mm}$$



Secondo quanto previsto per la verifica all'instabilità calcoliamo:

Momento d'inerzia lungo y

$$I_y = \frac{t_w \cdot h_i^3}{12} + 2 \cdot \frac{b \cdot t_f^3}{12} + 2 \cdot t_f \cdot b \cdot \left( \frac{h + h_i}{4} \right)^2 + 4 \cdot \left[ \left( \frac{4}{3} - \frac{\pi}{4} \right) \frac{r^4}{4} + \frac{1}{4} \cdot (4 - \pi) \cdot r^2 \cdot \left( \frac{d}{2} \right)^2 \right]$$

$$= 863.11 \text{ cm}^4$$

Momento d'inerzia lungo z

$$I_z = \frac{t_w^3 \cdot h_i}{12} + 2 \cdot \frac{b^3 \cdot t_f}{12} + 4 \cdot \left[ \left( \frac{4}{3} - \frac{\pi}{4} \right) \frac{r^4}{4} + \frac{1}{4} \cdot (4 - \pi) \cdot r^2 \cdot \left( \frac{t_w}{2} \right)^2 \right]$$

$$= 68.5562 \text{ cm}^4$$



Momento d'inerzia torsionale primario.

$$J_t = \frac{2}{3} \cdot (b - 0.63t_f) \cdot t_f^3 + \frac{t_w^3}{3} (h - 2t_f) + 2 \cdot \left( \frac{t_w}{t_f} \right) \left( 0.145 + 0.1 \frac{r}{t_f} \right) \cdot \left[ \frac{(r + t_w/2)^2 + (r + t_f)^2 - r^2}{2r + t_f} \right]^4$$

$$= 36043.37 \text{ mm}^4$$

Momento d'inerzia torsionale secondario (ingobbamento)

$$I_w = \frac{t_f \cdot \left( \frac{h + h_i}{2} \right)^2 b^3}{24} = 3.9589 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$$

Modulo resistente elastico  $W_{el}$  :

$$W_{el,y} = \frac{I_y}{h/2} = 107.88 \text{ cm}^3$$

$$W_{el,z} = \frac{I_z}{b/2} = 16.72 \text{ cm}^3$$

Modulo resistente plastico  $W_{pl}$ :

$$W_{pl,y} = \frac{t_w \cdot h^2}{4} + (b - t_w) \cdot (h - t_f) \cdot t_f + \frac{4 - \pi}{2} r^2 \cdot (h - 2t_f) + \frac{3\pi - 10}{3} r^3$$

$$W_{pl,y} = 123.86 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = \frac{t_f \cdot b^2}{2} + \frac{h - 2t_f}{4} t_w^2 + r^3 \left( \frac{10}{3} - \pi \right) + \left( 2 - \frac{\pi}{2} \right) t_w \cdot r^2$$

$$W_{pl,z} = 26.1 \text{ cm}^3$$

Risoluzione del problema con DM 2008

Secondo il DM2008 4.2.4.1.3.2 calcoliamo le grandezze per il calcolo all'instabilità flessor-torsionale, per la trave soggetta a flessione nel piano dell'anima. Mostriamo di seguito i passaggi in ordine di utilizzo.

Dalla formula 4.2.52 della norma, occorre calcolare il momento critico elastico di instabilità torsionale  $M_{cr}$ , calcolato considerando la sezione lorda del profilo. Tale valore è calcolato secondo il punto C4.2.4.1.3.2 della circolare del 2 febbraio 2009 nell'ipotesi di diagramma di momento flettente uniforme.

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L_{cr}} \sqrt{E I_z \cdot G J_t} \cdot \sqrt{1 + \left( \frac{\pi}{L_{cr}} \right)^2 \cdot \frac{E I_w}{G J_t}} = 4.1986 \cdot 10^7 \text{ Nmm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_{yk}}{M_{cr}}} = 0.8326$$



$$\phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot \left( \bar{\lambda}_{LT} - 0.4 \right) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.833517$$

il fattore di imperfezione  $\alpha_{LT} = 0.34$  è ottenuto dalle indicazioni riportate nella Tab 4.2.VII curva b, mentre il coefficiente  $f = 1 - 0.5(1 - k_c) \cdot \left[ 1 - 0.2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2 \right] = 0.9700$

secondo la tabella 4.2.VIII il coefficiente correttivo del momento flettente per la verifica a stabilità delle travi inflesse  $k_c = 0.94$

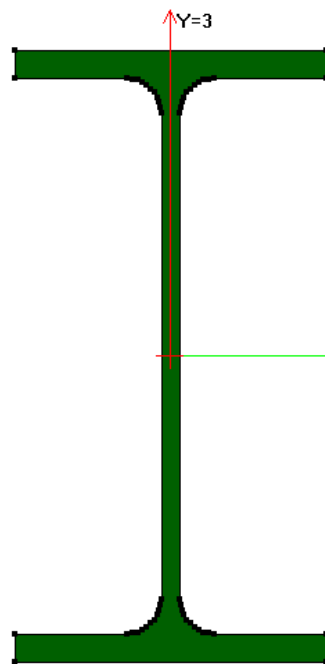
$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 22.832 \text{ kNm}$$

Dalla resistenza all'instabilità flessione-torsionale, stabiliamo il coefficiente di sfruttamento:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd,y}} = 0.219$$

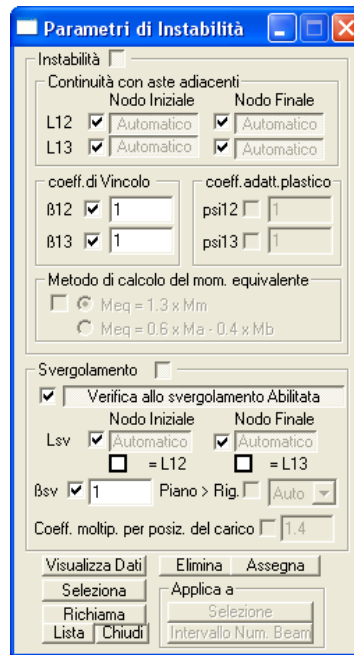
### Verifica eseguita con CMP

Sezione: Sez. Acciaio [IPE 160] - Sezione Base

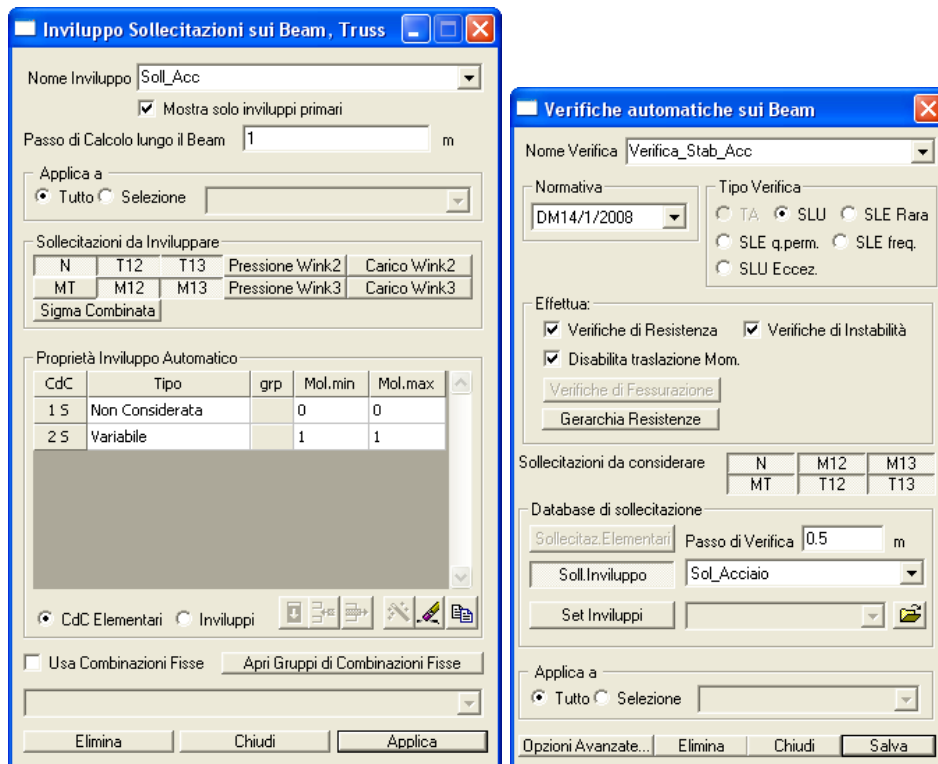


Proprietà statiche Sezione	
Sezione:	Sez. Acciaio
Armatura:	0
Area:	20.0924 cm <sup>2</sup>
I22°:	869.342 cm <sup>4</sup>
I33°:	68.3152 cm <sup>4</sup>
I23°:	0 cm <sup>4</sup>
i 22°:	6.57779 cm
i 33°:	1.84393 cm
Xg:	3.56621e-015 cm
Yg:	-2.89701e-015 cm
Theta:	90 °
I44:	68.3152 cm <sup>4</sup>
I55:	869.342 cm <sup>4</sup>
i 44:	1.84393 cm
i 55:	6.57779 cm
Jt:	3.6 cm <sup>4</sup>
Area Polig.	20.0924 cm <sup>2</sup>
Area Arm.	0 cm <sup>2</sup>
Area Arm. %	0 %
Quantità Arm.	0 Kg/m
WT13	108.668 cm <sup>2</sup>
WC13	108.668 cm <sup>2</sup>
WT12	16.6622 cm <sup>2</sup>
WC12	16.6622 cm <sup>2</sup>
Chiudi	

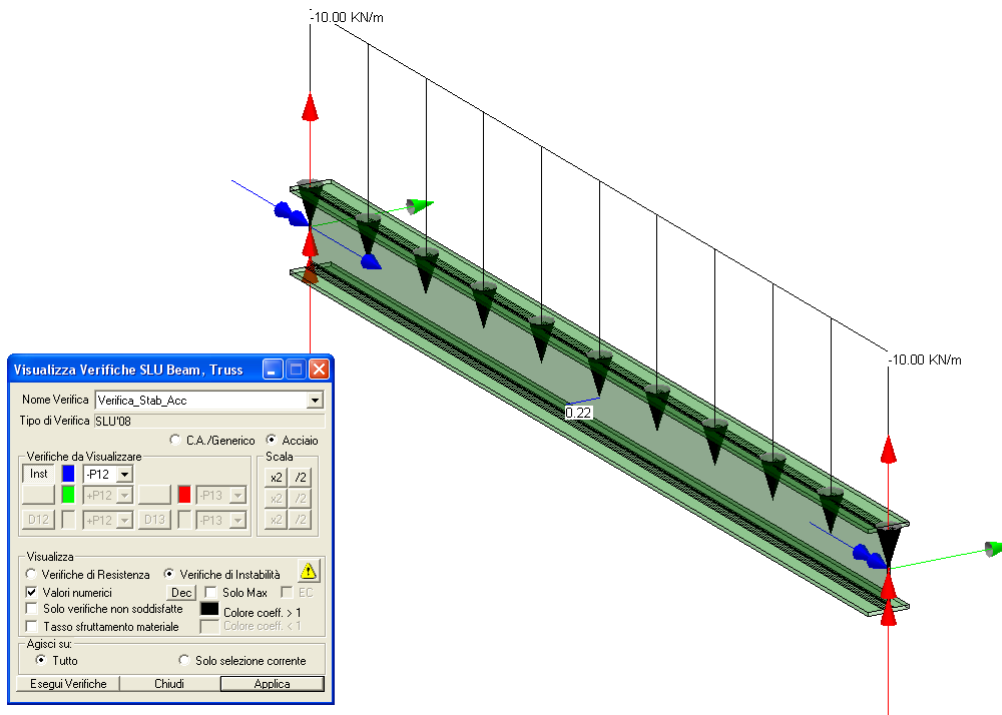
Creiamo la geometria del problema, applicando le condizioni al contorno, come indicato in precedenza. Assegniamo i parametri di instabilità all'elemento beam. Applichiamo i parametri di instabilità come mostrato in figura.



Creiamo un involuppo del solo carico base, alla quale applicare la verifica della sezione.



Dalla verifica SLU Beam Truss, selezionando "Acciaio", "Verifiche d'instabilità", "Esegui Verifiche" e quindi "Applica", è possibile vedere a video il coefficiente di sfruttamento della sezione.



Per conoscere la classe utilizzata per la verifica della sezione e i relativi dati utilizzati, occorre attivare il file log (Opzioni->Attiva File log).

[File Sezione.log]

```
**** Tipo involuppo M13 max:
Combinazione che individua M13 max:
Comb: 0;1;
X=1000 N=0 T12=0 T13=0 MT=0 M12=0 M13=5e+006
```

```
Sollecitazioni di verifica per l'instabilità:
Sforzo normale N,ED = 0 N
Momento flettente M12,ED = 0 Nmm
Momento flettente M13,ED = 5e+006 Nmm
```

```
Attributi per il calcolo di instabilità:
(parametri tab.4.2.VIII DM2008 e EN1993-1-1 Annex B - metodo alternativo 2)
Diagr. momenti M[0] M[1] M[2] M[3] M[4]
Piano 12 0. 0. 0. 0. 0.
Piano 13 0. 3750000.0 5000000.0 3750000.0 0.
Diagramma Psi Kc Cm
piano 12 1 1.000000 1.000000 1.000000
piano 13 1 1.000000 1.000000 1.000000
```

Classe della sezione per la sollecitazione considerata: 1

Tabella dei carichi critici

Asse rotaz.	Carico critico	Lunghezza libera	Snellezza adimensionale	Coefficiente riduttivo
	Pcr (N)	L0 (mm)	Lambda*	Chi
2	4504532.	2000.000	0.323761	0.971876
3	353978.2	2000.000	1.154945	0.503170



1	1062626.	2000.000	0.666590	0.802236
min	353978.2		1.154945	0.503170

fless.tors. (se Mcr = -1 significa convenzionalmente asta non soggetta a instabilità laterale)

	Mcr (Nmm)	L0 (mm)	LambdaLT*	ChiLT
	41897216.0	2000.000	0.833501	0.823107

Resistenza assiale minimo Nr,Rd = 226268 N  
 Resistenza assiale minimo asse 2 Nr,2,Rd = 437039 N  
 Resistenza assiale minimo asse 3 Nr,3,Rd = 226268 N  
 Resistenza flessionale attorno asse 2 Mr13,Rd = 2.28173e+007 Nmm  
 Resistenza flessionale attorno asse 3 Mr12,Rd = 5.84141e+006 Nmm  
 Coefficienti di interazione:  
 kyy = 0.950000  
 kyz = 0.600000  
 kzy = 1.000000  
 kzz = 1.000000

Verifica di Instabilità a Compressione: CoeffN = = 0.  
 Verifica di Instabilità a Pressoflessione piano 12: CoeffNM12 = 0.208175  
 Verifica di Instabilità a Pressoflessione piano 13: CoeffNM13 = 0.219132

$$CoeffNM13 = 0.219132$$

$$M_{b,Rd} = M_{Ed} / CoeffNM13 = 10 \cdot 2^2 / 8 / 0.219132 = 22.8173$$

## 5.2.5 VERIFICA STABILITÀ DI MEMBRATURE UNIFORMI IN ACCIAIO SOGGETTE A FLESSIONE E COMPRESSIONE ASSIALE

**Data:** 11/12/2012

**Programma:** CMP 26.1

**Versione:** 26.1.1.7 del 11/12/2012

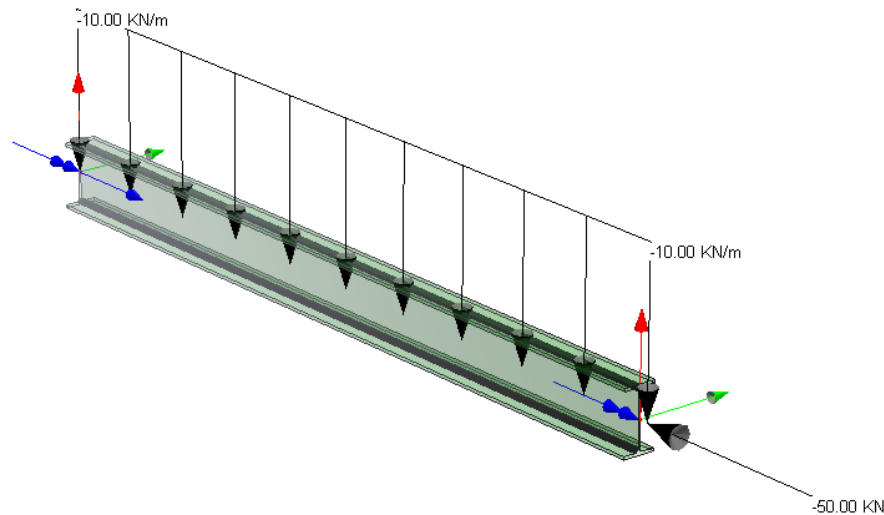
**File:** [CMP:Acc\_Stab\_PressFless.cmp]

### Descrizione test:

Viene eseguita la verifica manuale all'instabilità di una sezione in acciaio (IPE160) nei confronti di una sollecitazioni assiale e di un momento flettente, secondo EC3 UNI EN19931-1, punto 6.3.3 "Membrature uniformi soggette a flessione e compressione"

### Dati Problema:

Trave con sezione IPE160 laminato a caldo con qualità dell'acciaio [S 235 secondo UNI EN 10025-2], incernierata alle estremità (nodo 1 notazione vincolo secondo CMP [1,1,1,1,0,0]; nodo 2 notazione vincolo secondo CMP [0,1,1,1,0,0]) con lunghezza L = 2.0m . Sollecitata da uno sforzo pari a  $N_{Ed} = -50\text{kN}$  nel nodo 2, e da un carico uniforme di 10kN/m come mostrato in figura.



### Confronto:

La trave è sollecitata da uno sforzo normale di  $N_{Ed} = -50\text{kN}$ .

Viene eseguito di seguito un controllo diretto tra il calcolo manuale e quello eseguito da CMP:

Tipo di verifica	Parametri di confronto	Calcolo manuale	Calcolo CMP	Differenza percentuale
Instabilità per compressione assiale e flessione	Coeff. di sfruttamento nell'hp di deformabilità torsionale	0.43258	0.43319	0.14%
	Coeff. di sfruttamento nell'hp di NON deformabilità torsionale (svergolamento escluso)	0.39516	0.3956	0.11%

### Commento:

Le verifiche si possono definire in accordo.

### Verifica con calcolo Manuale:

Si utilizza come comportamento dell'acciaio il diagramma elastico perfettamente plastico con caratteristiche del materiale secondo il punto 11.3.4.1. Riportiamo come dato il solo valore di snervamento del acciaio  $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$  (Tabella 11.3.IX con  $t_w < 40\text{mm}$ ), con modulo elastico  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ .

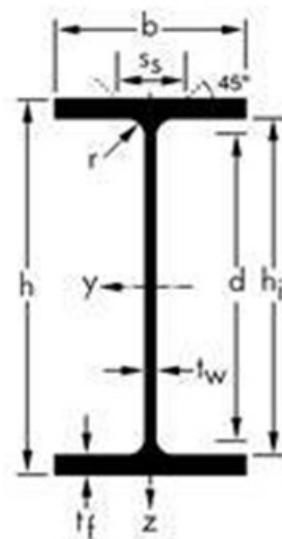
La trave IPE 160:

Dati della geometria

$h = 160 \text{ mm}$ ;  $b = 82 \text{ mm}$

$t_w = 5 \text{ mm}$ ;  $t_f = 7.4 \text{ mm}$

$r = 9 \text{ mm}$







$$A = 20.09 \text{ cm}^2$$

$$h_i = 145.2 \text{ mm}; d = 127.2 \text{ mm}$$

$$I_t = 36000 \text{ mm}^4; I_w = 3958868739 \text{ mm}^6$$

Secondo quanto previsto per la verifica all'instabilità calcoliamo:

Momento d'inerzia lungo y

$$I_y = \frac{t_w \cdot h_i^3}{12} + 2 \cdot \frac{b \cdot t_f^3}{12} + 2 \cdot t_f \cdot b \cdot \left( \frac{h + h_i}{4} \right)^2 + 4 \cdot \left[ \left( \frac{4 - \pi}{3} \right) \frac{r^4}{4} + \frac{1}{4} \cdot (4 - \pi) \cdot r^2 \cdot \left( \frac{d}{2} \right)^2 \right]$$

$$= 863.11 \text{ cm}^4$$

Momento d'inerzia lungo z

$$I_z = \frac{t_w^3 \cdot h_i}{12} + 2 \cdot \frac{b^3 \cdot t_f}{12} + 4 \cdot \left[ \left( \frac{4 - \pi}{3} \right) \frac{r^4}{4} + \frac{1}{4} \cdot (4 - \pi) \cdot r^2 \cdot \left( \frac{t_w}{2} \right)^2 \right] = 68.5562 \text{ cm}^4$$

Modulo resistente plastico  $W_{pl}$ :

$$W_{pl,y} = \frac{t_w \cdot h^2}{4} + (b - t_w) \cdot (h - t_f) \cdot t_f + \frac{4 - \pi}{2} r^2 \cdot (h - 2t_f) + \frac{3\pi - 10}{3} r^3$$

$$W_{pl,y} = 123.86 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = \frac{t_f \cdot b^2}{2} + \frac{h - 2t_f}{4} t_w^2 + r^3 \left( \frac{10}{3} - \pi \right) + \left( 2 - \frac{\pi}{2} \right) t_w \cdot r^2$$

$$W_{pl,z} = 26.1 \text{ cm}^3$$

Secondo 6.3.3 "Membrature uniformi soggette a flessione e compressione assiale" il coefficiente  $\chi_y$  deve essere calcolata secondo il punto 6.3.1 "Membrature compresse uniformemente"

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{\pi^2 E \cdot I_y}} = 0.3249$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{\pi^2 E \cdot I_z}} = 1.1528$$

$$\phi_y = 0.5 \left[ 1 + \alpha_y \cdot \left( \bar{\lambda}_y - 0.2 \right) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0.56589$$

$$\phi_z = 0.5 \left[ 1 + \alpha_z \cdot \left( \bar{\lambda}_z - 0.2 \right) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 1.32651$$



dove  $\alpha_y = 0.21$   $\alpha_z = 0.34$  secondo il prospetto 6.1 Curva di instabilità a e b

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^{-2}}} = 0.9716$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^{-2}}} = 0.50436$$

Secondo 6.3.3 "Membrature uniformi soggette a flessione e compressione assiale" il coefficiente  $\chi_{LT}$  deve essere calcolata secondo il punto 6.3.2 "Membrature uniformi inflesse"

Dal punto 6.3.2.2(2), occorre calcolare il momento critico elastico di instabilità torsionale  $M_{cr}$ , calcolato considerando la sezione lorda del profilo. Tale valore è calcolato secondo la formula C4.2.32 della circolare n. 617 del 2/2/09, simile ad altre note in letteratura, in cui il coefficiente  $C1$  è posto pari all'unità per calcolare il momento in condizioni di momento uniforme, secondo le specifiche della formula 4.2.52 del DM 2008 – punto 6.3.2.3 EC3-1-1

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_{cr}} \sqrt{EI_z \cdot GI_t} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}}\right)^2 \cdot \frac{EI_\omega}{GI_t}} = 41,9712 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

La lunghezza libera per l'instabilità flesso-torsionale si assume pari a  $L_{cr} = 2.0$  m, in quanto si impedisce alle estremità la rotazione della sezione.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_{yk}}{M_{cr}}} = 0.8335$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.4) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0.8342$$

il fattore di imperfezione  $\alpha_{LT}$  è ottenuto dalle indicazioni riportate nel prospetto 6.3, considerando la curva di instabilità **b** ( $\alpha_{LT}=0.34$ ), ed un fattore  $\beta=0.75$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0.7985$$

$$f = 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) \left[ 1 - 2.0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2 \right] = 0.9701$$

$$\chi_{LT,mod} = \min \left( 1; \frac{\chi_{LT}}{f} \right) = \min ( 1 ; 0.823 )$$

Sempre in riferimento al §6.3.3 "Membrature uniformi soggette a flessione e compressione assiale" i coefficienti  $k_{yy}$ ,  $k_{zy}$  di interazione sono calcolati secondo l'appendice B (metodo alternativo 2), corrispondente al metodo utilizzato dal programma CMP, ed in particolare al prospetto B1

$$k_{yy} = C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) = 0.9636$$



$C_{my}, C_{mLT} = 0.95$  - prospetto B.3 Appendice B Colonna carico costante.

$N_{Rk} = f_{yk} \cdot A = 472.115 \text{ kN}$  - formula stabilita secondo il prospetto 6.7

secondo il prospetto B.2 il coeff. di interazione  $k_{zy}$  per membrature soggette a deformazioni torsionali è calcolato come:

$$k_{zy} = \max \left[ 1 - \frac{0.1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} ; 1 - \frac{0.1}{(C_{mLT} - 0.25)} \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right] = 0.9684$$

nell'ipotesi di membratura soggetta a deformazione torsionale.

I valori di  $\Delta M_{y,Ed}$ ,  $\Delta M_{z,Ed}$  che equivalgono ai momenti flettenti dovuti all'eccentricità degli assi baricentrici sono nulli secondo (prospetto 6.7).

I valori di  $M_{y,Rk}$ ,  $M_{z,Rk}$  sono equivalenti ai momenti di plasticizzazione non fattorizzati per  $\gamma_{M1}$ , secondo quanto indicato dal prospetto 6.7

$$M_{y,Rk} = W_{y,pl} \cdot f_{yk} = 2.91 \cdot 10^7 \text{ Nmm}$$

Applichiamo la formula secondo EC3 UNI EN1993-1, punto 6.3.3 “Membrature uniformi soggette a flessione e compressione” con deformazione torsionale.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} + K_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.3257$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} + K_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.39516$$

Applichiamo nuovamente la formula secondo EC3 UNI EN1993-1, punto 6.3.3 “Membrature uniformi soggette a flessione e compressione” per membrane non soggette a deformazione torsionale.

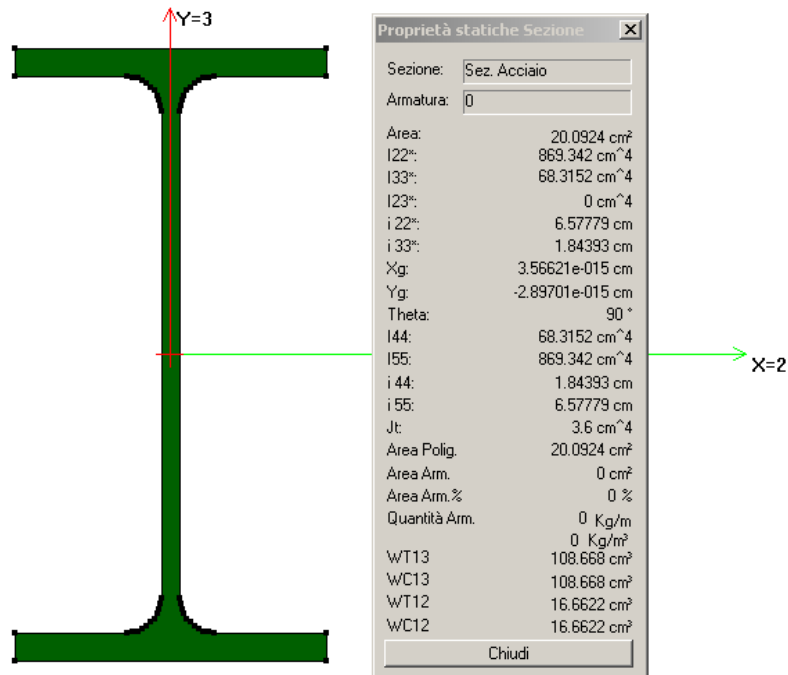
$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} + K_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.288$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} + K_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + K_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} = 0.43258$$

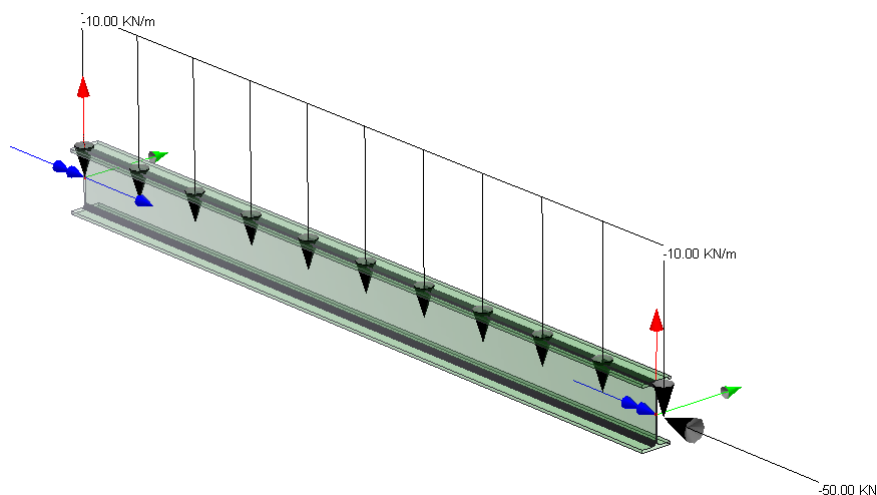


## Verifica eseguita con CMP

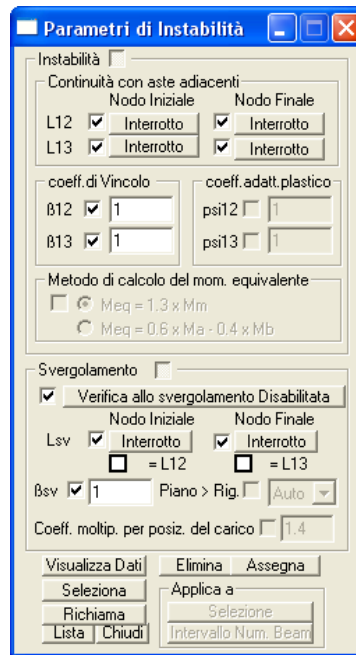
Sezione: Sez. Acciaio [IPE 160] - Sezione Base



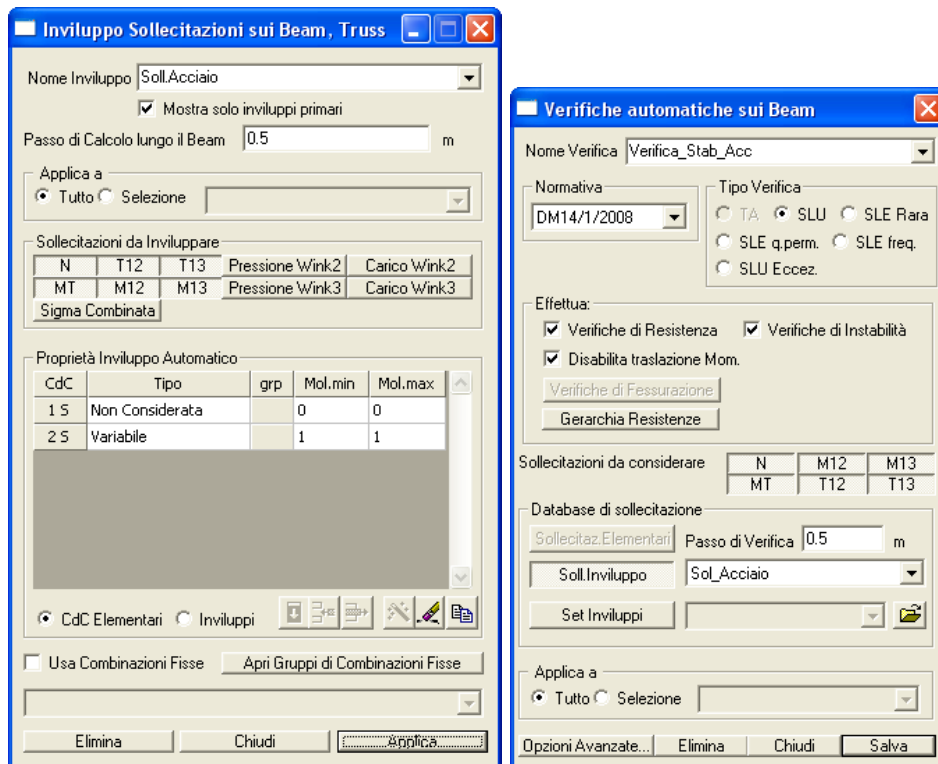
Creiamo la geometria del problema, e applicando le condizioni al contorno, come indicato in precedenza.



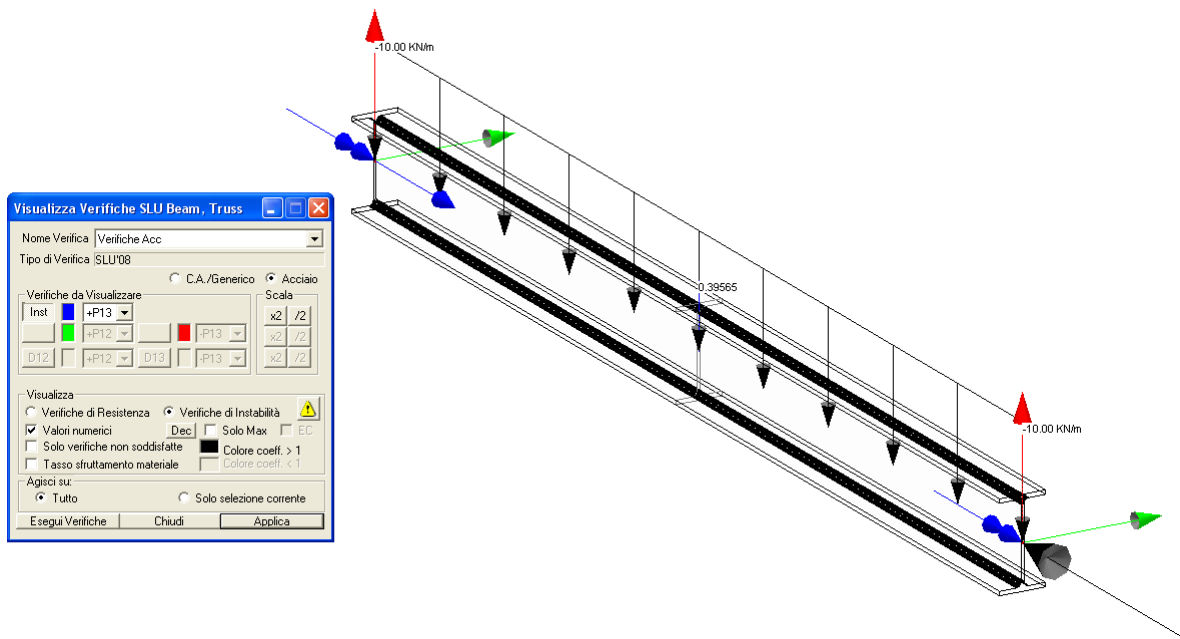
Assegniamo i parametri di instabilità all'elemento beam come mostrato in figura.



Creiamo un involuppo del solo carico base, alla quale applicare la verifica della sezione.



Dalla verifica SLU Beam Truss, selezionando "Acciaio", "Verifiche d'instabilità", "Esegui Verifiche" e quindi "Applica", è possibile vedere a video il coefficiente di sfruttamento della sezione.



Per conoscere la classe utilizzata per la verifica della sezione e i relativi dati utilizzati, occorre attivare il file log (Opzioni->Attiva File log).

[File Sezione.log]

```
**** Tipo involuppo N min:
Combinazione che individua N min:
Comb: 0;1;
X=2000 N=-50000 T12=0 T13=-10000 MT=0 M12=0 M13=0
```

```
Sollecitazioni di verifica per l'instabilità:
Sforzo normale N,ED = -50000 N
Momento flettente M12,ED = 0 Nmm
Momento flettente M13,ED = 5e+006 Nmm
```

```
Attributi per il calcolo di instabilità:
(parametri tab.4.2.VIII DM2008 e EN1993-1-1 Annex B - metodo alternativo 2)
Diagr. momenti M[0] M[1] M[2] M[3] M[4]
Piano 12 0. 0. 0. 0. 0.
Piano 13 0. 3700000.0 5000000.0 3700000.0 0.
Diagramma Psi Kc Cm
piano 12 1 1.000000 1.000000 1.000000
piano 13 3 0. 0.940000 0.950000
```

Classe della sezione per la sollecitazione considerata: 1

Tabella dei carichi critici

Asse rotaz.	Carico critico	Lunghezza libera	Snellezza adimensionale	Coefficiente riduttivo
	Pcr (N)	l0 (mm)	Lambda*	Chi
2	4504532.	2000.000	0.323761	0.971876
3	353978.2	2000.000	1.154945	0.503170
1	1062626.	2000.000	0.666590	0.802236
min	353978.2		1.154945	0.503170



fless.tors. (se  $M_{cr} = -1$  significa convenzionalmente asta non soggetta a instabilità laterale)

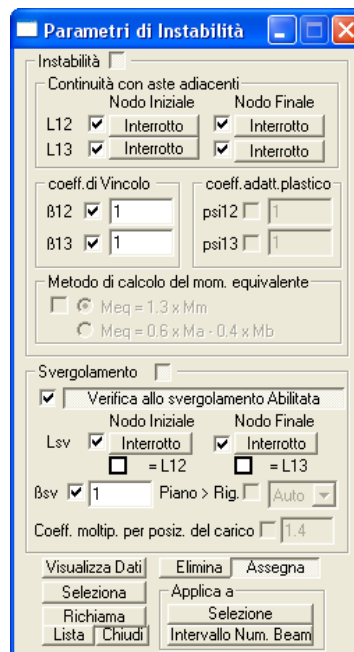
$M_{cr}$ (Nmm)	$L_0$ (mm)	$\Lambda_{LT}^*$	$\chi_{LT}$
-1.0000000	2000.000	0.833501	1.000000

Resistenza assiale minimo  $N_{r,Rd} = 226268$  N  
 Resistenza assiale minimo asse 2  $N_{r,2,Rd} = 437039$  N  
 Resistenza assiale minimo asse 3  $N_{r,3,Rd} = 226268$  N  
 Resistenza flessionale attorno asse 2  $M_{r13,Rd} = 2.7721e+007$  Nmm  
 Resistenza flessionale attorno asse 3  $M_{r12,Rd} = 5.84141e+006$  Nmm  
 Coefficienti di interazione:  
 $k_{yy} = 0.963451$   
 $k_{yz} = 0.785620$   
 $k_{zy} = 0.968432$   
 $k_{zz} = 1.309367$

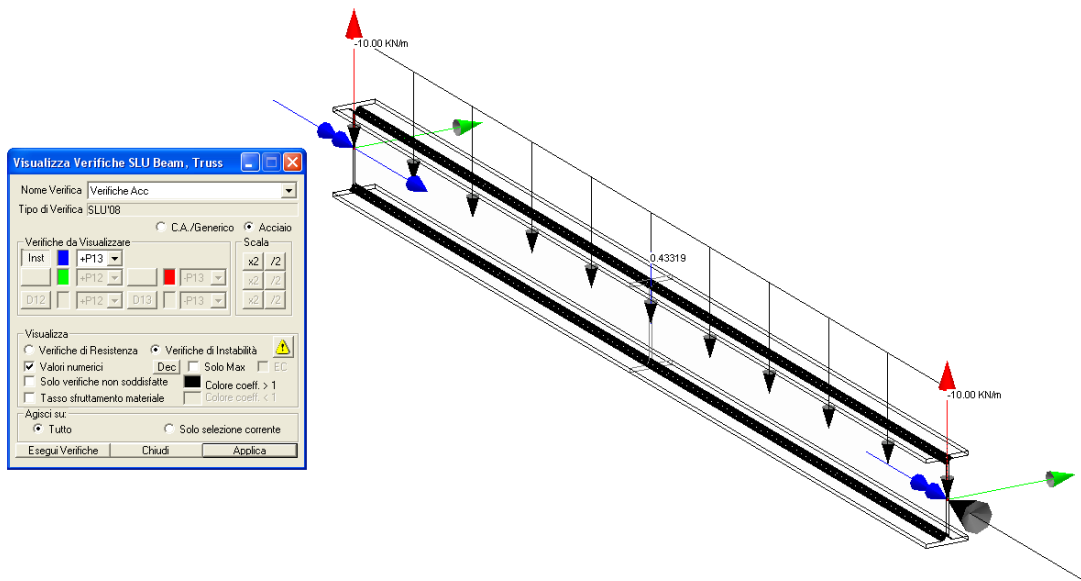
Verifica di Instabilità a Compressione:  $CoeffN = 0.220977$   
 Verifica di Instabilità a Pressoflessione piano 12:  $CoeffNM12 = 0.288183$   
 Verifica di Instabilità a Pressoflessione piano 13:  $CoeffNM13 = 0.395651$

$$CoeffNM13 = 0.395651$$

Eseguiamo la verifica d'instabilità considerando lo svergolamento della membratura. Per tale scopo assegniamo nuovamente i parametri di instabilità all'elemento beam. Applichiamo i parametri di instabilità come mostrato in figura.



Eseguiamo nuovamente l'analisi, ricordandoci di premere nuovamente "Esegui Verifiche", e quindi applica.



Eseguiamo la stampa del File.log.

```
**** Tipo involuppo N min:
Combinazione che individua N min:
Comb: 0;1;
X=2000 N=-50000 T12=0 T13=-10000 MT=0 M12=0 M13=0
```

```
Sollecitazioni di verifica per l'instabilità:
Sforzo normale N,ED = -50000 N
Momento flettente M12,ED = 0 Nmm
Momento flettente M13,ED = 5e+006 Nmm
```

```
Attributi per il calcolo di instabilità:
(parametri tab.4.2.VIII DM2008 e EN1993-1-1 Annex B - metodo alternativo 2)
Diagr. momenti M[0] M[1] M[2] M[3] M[4]
Piano 12 0. 0. 0. 0. 0.
Piano 13 0. 3700000.0 5000000.0 3700000.0 0.
Diagramma Psi Kc Cm
piano 12 1 1.000000 1.000000 1.000000
piano 13 3 0. 0.940000 0.950000
```

Classe della sezione per la sollecitazione considerata: 1

Tabella dei carichi critici

Asse rotaz.	Carico critico Pcr (N)	Lunghezza libera L0 (mm)	Snellezza adimensionale Lambda*	Coefficiente riduttivo Chi
2	4504532.	2000.000	0.323761	0.971876
3	353978.2	2000.000	1.154945	0.503170
1	1062626.	2000.000	0.666590	0.802236
min	353978.2		1.154945	0.503170

fless.tors. (se Mcr = -1 significa convenzionalmente asta non soggetta a instabilità laterale)

Mcr (Nmm)	L0 (mm)	LambdaLT*	ChiLT
41897216.0	2000.000	0.833501	0.823107

## CMP Analisi Strutturale - DOCUMENTO DI VALIDAZIONE

VALIDAZIONE CMP





Resistenza assiale minimo Nr,Rd = 226268 N  
Resistenza assiale minimo asse 2 Nr,2,Rd = 437039 N  
Resistenza assiale minimo asse 3 Nr,3,Rd = 226268 N  
Resistenza flessionale attorno asse 2 Mr13,Rd = 2.28173e+007 Nmm  
Resistenza flessionale attorno asse 3 Mr12,Rd = 5.84141e+006 Nmm  
Coefficienti di interazione:  
kyy = 0.963451  
kyz = 0.785620  
kzy = 0.968432  
kzz = 1.309367

Verifica di Instabilità a Compressione: CoeffN = = 0.220977  
Verifica di Instabilità a Pressoflessione piano 12: CoeffNM12 = 0.325529  
Verifica di Instabilità a Pressoflessione piano 13: CoeffNM13 = 0.433191

$$CoeffNM13 = 0.433191$$

## 5.3 LEGNO

### 5.3.1 VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE E TAGLIO DI UNA SEZIONE IN LEGNO

**Data:** 30/01/2012

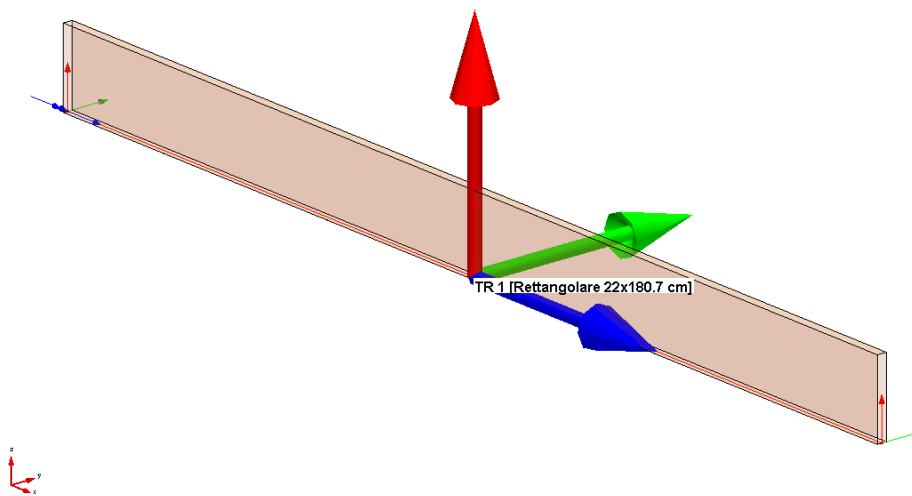
**Programma:** CMP 26

**Versione:** 26.0.0.0 del 30/01/2012

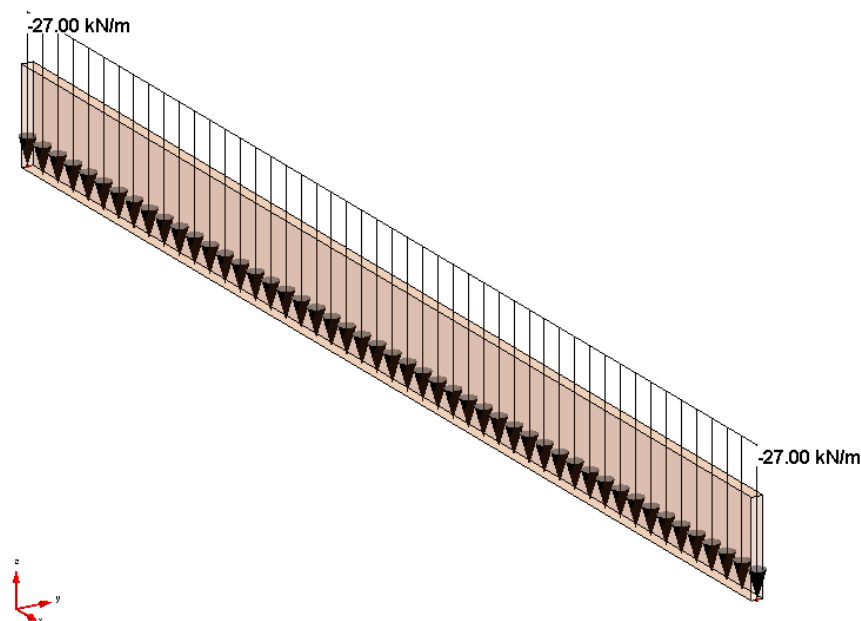
**File:** [CMP: Trave appoggiata.cmp]

#### **Descrizione test:**

Viene eseguito il confronto tra i risultati delle verifiche ottenuti da un esempio tratto dal testo “Strutture in legno” di M. Piazza, R. Tomasi, R. Modena (Hoepli - 2005) a pag.405, con quelli calcolati da CMP, nei confronti di una trave in legno appoggiata sollecitata a flessione e a taglio secondo quanto stabilito nel DM 2008 dal 4.4.8 “Stati limite ultimi”.

**Dati Problema (geometria e vincoli):****Fig.1**

Trave di lunghezza 24 m con sezione rettangolare 22x180,7 cm in legno lamellare di classe GL28h (secondo UNI EN 1194) soggetta ad un carico uniformemente distribuito di 27 kN/m, nel caso di classe di servizio 2 e carichi di breve durata ( $k_{mod} = 0,9$ ).

**Confronto:**

La combinazione dei carichi utilizzata (chiamata “test”) è semplicemente data dal valore caratteristico del carico distribuito uniformemente che corrisponde alla cdc 2.

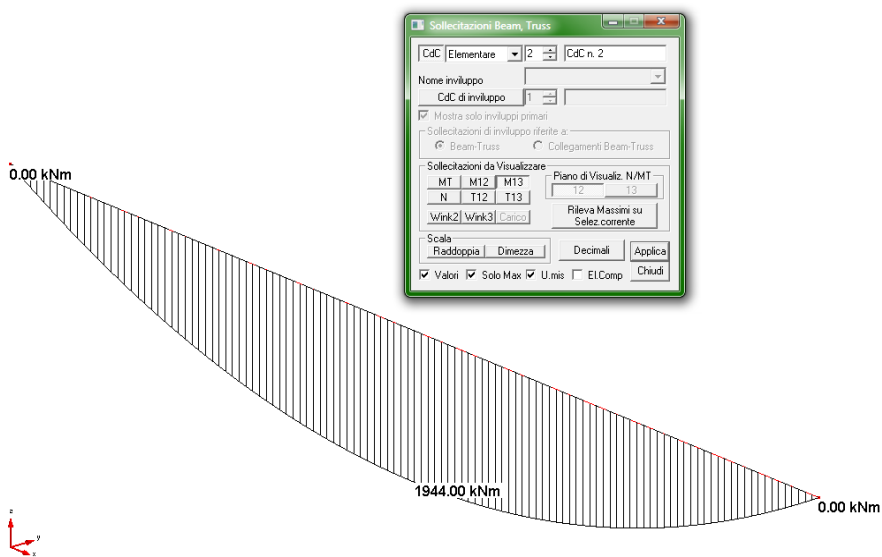


Tabella dei gruppi di combinazione fissa

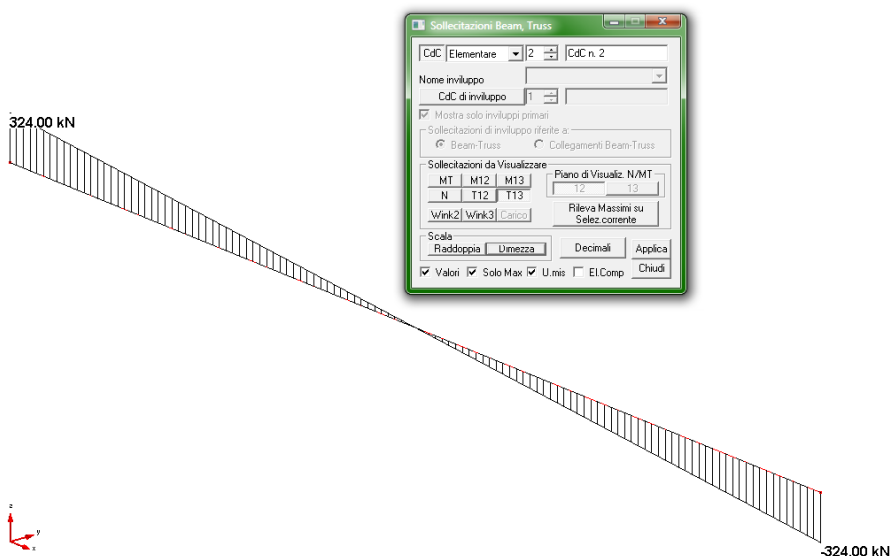
Nome del gruppo: test

Combinazione	CdC1	CdC2
Comb.1	0	1

La trave è sollecitata da un momento flettente massimo in mezzeria pari a  $M_{Ed} = 1944,00 \text{ kNm}$  e da tagli alle estremità di  $V_{Ed} = +/- 324 \text{ kN}$ .



- momento 13





Viene eseguito di seguito un controllo diretto tra il calcolo manuale e quello eseguito da CMP:

Tipo di verifica	Parametri di confronto	Calcolo manuale	Calcolo CMP	Differenza percentuale
Verifica flessione e taglio	Coeff. di sfruttamento a Taglio	0,5041	0,5045	0.08%
	Coeff. di sfruttamento a Momento	0,8379	0,8376	0.04%

### Commento:

Le verifiche si possono definire in perfetto accordo.

### Verifica con calcolo Manuale:

Si utilizza come comportamento del legno il diagramma elastico con caratteristiche del materiale indicate successivamente uguali a quelle utilizzate nell'esempio di riferimento.

**Nome Materiale: GL28h**

Proprietà reologiche:

$$E = 12600 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$G = 780 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$P_s = 4.5 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

Parametri di verifica:

Tipologia del Materiale: Legno - Lamellare incollato

$$Cl.Serv. = 2$$

$$\gamma_{M0,t} = 1.3$$

$$\gamma_{M, ecc} = 1$$

$$k_{mod, perm} = 0.6$$

$$k_{mod, lung} = 0.7$$

$$k_{mod, med} = 0.8$$

$$k_{mod, brev} = 0.9$$

$$k_{mod, ist} = 1$$

$$k_{def} = 0.8$$

$$f_{m,k} = 28 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{t,0,k} = 19.5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{t,90,k} = 0.5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{c,0,k} = 26.5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{c,90,k} = 3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{v,k} = 3.5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{v,r,k} = 3.5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{v,b,k} = 3.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$E_{0,k} = 10200 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$E_{90,m} = 420 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\rho_k = 4.1 \cdot 10^{-6} \text{ (Ns}^2\text{/cm)}$$

Secondo il §4.4.6 del DM08 ed il §2.4.1 dell'EC5, le resistenze di calcolo (valore di progetto delle proprietà del materiale) sono determinate a partire dai valori caratteristici mediante la

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_M}$$

quindi per il caso in esame le resistenze di calcolo risultano:

$$f_{m,d} = 19,38 \text{ MPa}$$

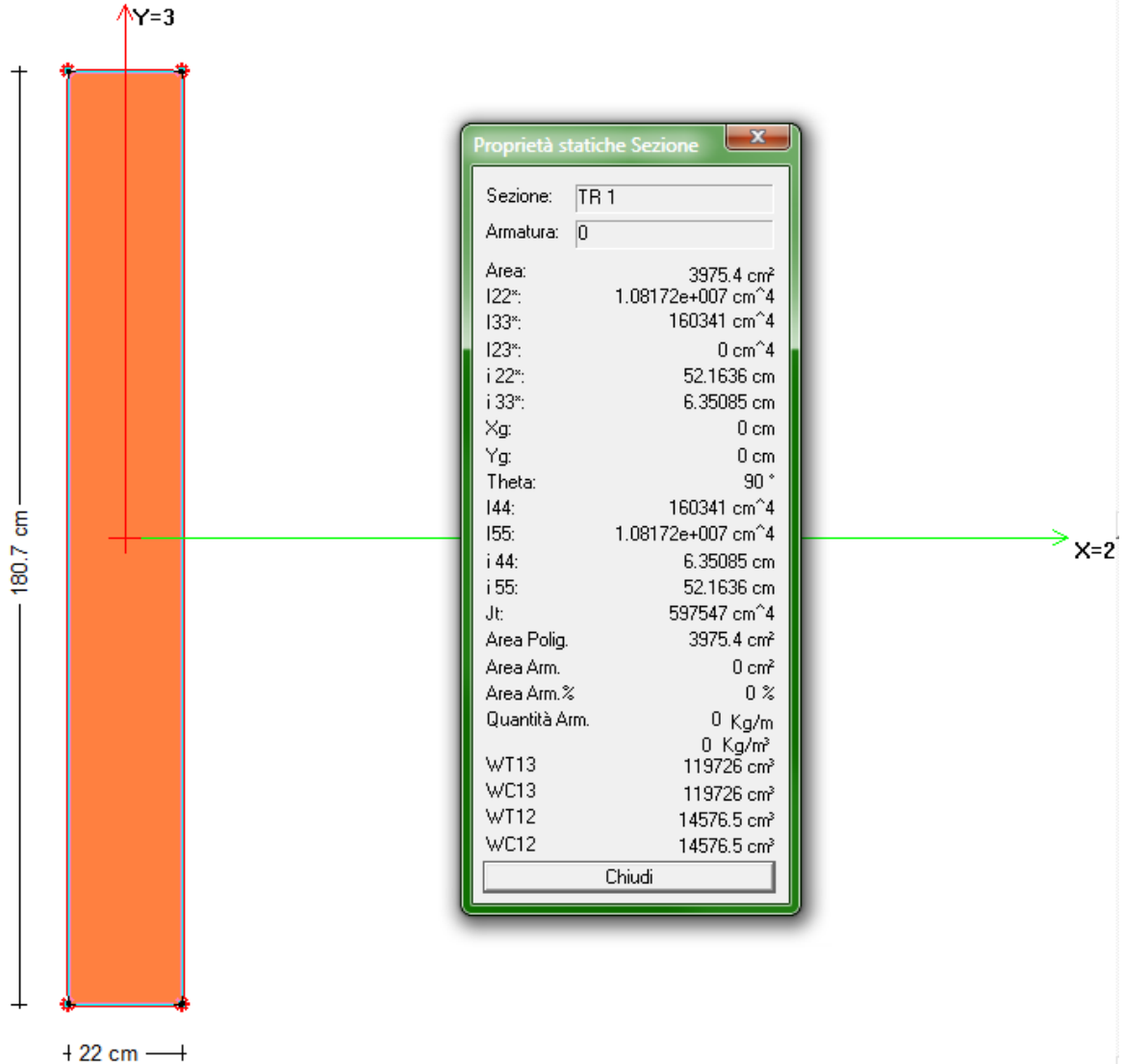
$$f_{v,d} = 2,42 \text{ MPa}$$



La trave 22x180,7 cm:

Dati della geometria

**Sezione: TR 1 [Rettangolare 22x180.7 cm] - Sezione Base**



Secondo quanto previsto per la verifica a flessione calcoliamo:

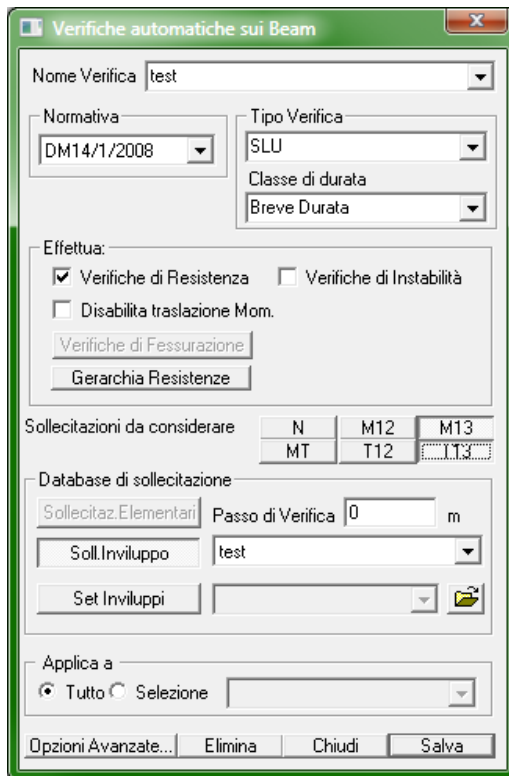
$$CoeffNM = \frac{M_{13,Ed}}{W_{13} \cdot f_{m,d}} = \frac{1944}{119726 \cdot 19,38} \cdot 10^3 = 0,8379$$

$$CoeffVT = 1,5 \cdot \frac{T_{13,Ed}}{A \cdot f_{v,d}} \cdot 10 = 1,5 \cdot \frac{324}{3975,4 \cdot 2,42} \cdot 10 = 0,5041$$

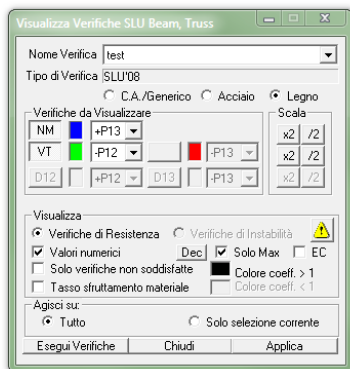
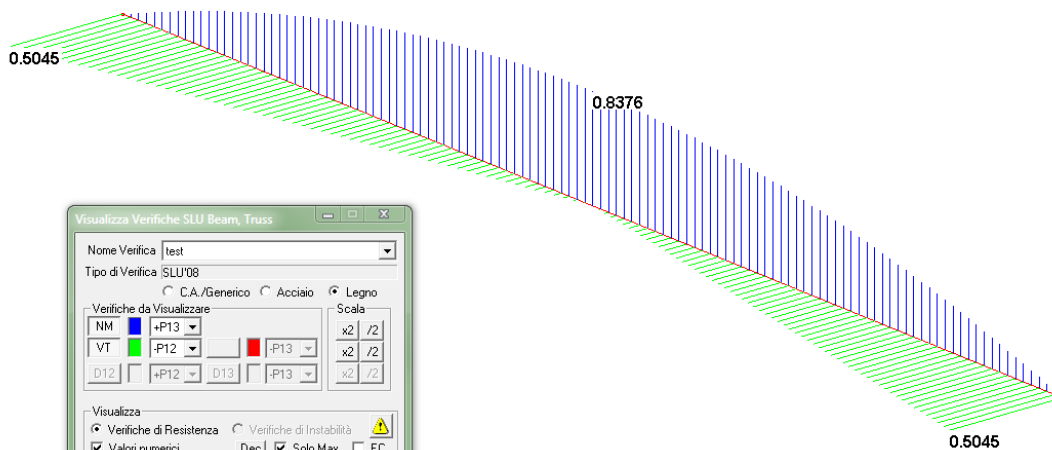


**Verifica eseguita con CMP**

Nelle immagini seguenti vediamo l'impostazione della verifica.



- impostazioni della verifica





- esito delle verifiche SLU a NM (blu) e a VT (verde)

### 5.3.2 VERIFICA DI RESISTENZA A PRESSOFLESSIONE E TAGLIO DI UNA SEZIONE IN LEGNO

Data: 24/01/2012

Programma: CMP 26

Versione: 26.0.0.0 del 24/01/2012

File: [CMP: pressoflessione EC5.cmp]

#### Descrizione test:

Viene eseguito il confronto tra i risultati delle verifiche ottenuti dall'esempio tratto dal link "<http://digilander.libero.it/carlopala/ec5/prefle+150.htm>" del Professore Carlo Palatella (laureato in Ingegneria Civile e docente di Costruzioni presso l'Istituto Superiore "Vittorini" per Geometri di Grugliasco-TO) con quelli calcolati da CMP, nei confronti di una trave in legno appoggiata sollecitata a pressoflessione e a taglio secondo quanto stabilito nell'EC5-1-1:2009 dal 6.1 "Stati limite ultimi".

#### Dati Problema (geometria e vincoli):

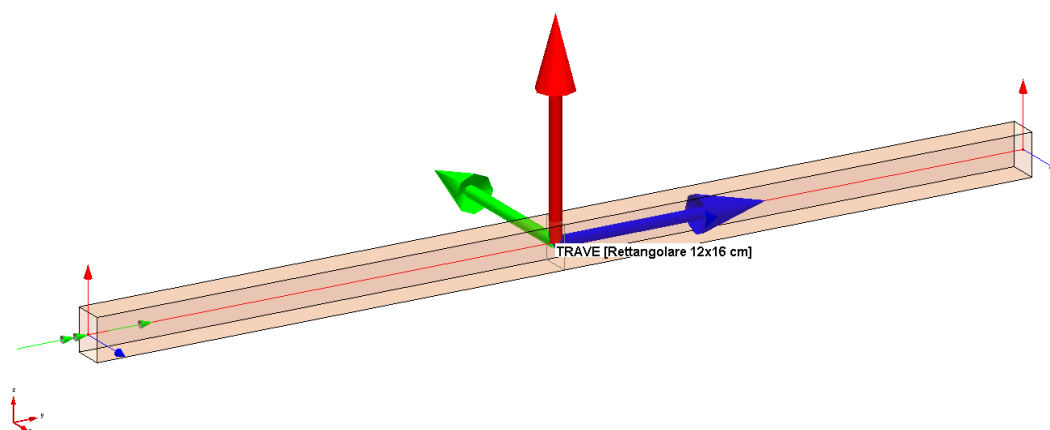
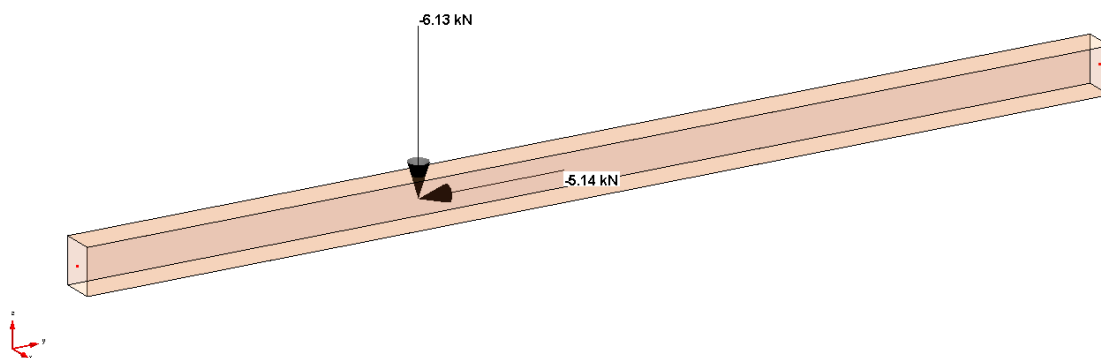


Fig.1

Trave di lunghezza 3,6 m con sezione rettangolare 12x16 cm in legno massiccio di tipo Abete Nord S1 (secondo UNI 11035) soggetta al carico per peso proprio (cdc 1) e ad una forza inclinata (cdc 2) agente a 1,2 m dall'estremità sinistra che corrisponde a 2 forze: la prima verticale (direzione -Z) di 6,13 kN e di una seconda in (direzione -Y) di 5,14 kN, nel caso di classe di servizio 1 e carichi di lunga durata ( $k_{mod} = 0,7$ ).



**Confronto:**

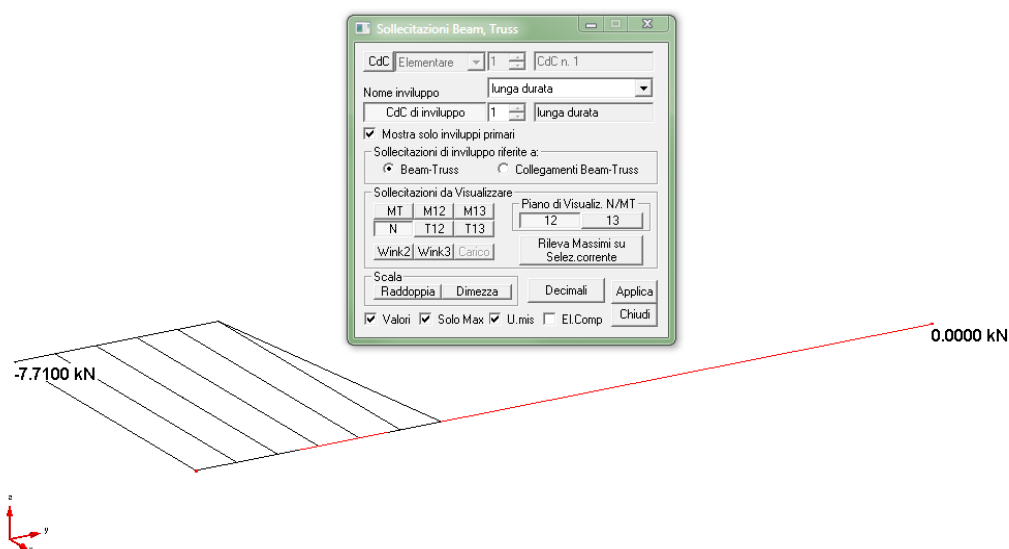
La combinazione dei carichi utilizzata (chiamata “test”) è data dai moltiplicatori delle condizioni di carico indicati nell’immagine seguente.

Tabella dei gruppi di combinazione fissa

Nome del gruppo: lunga durata

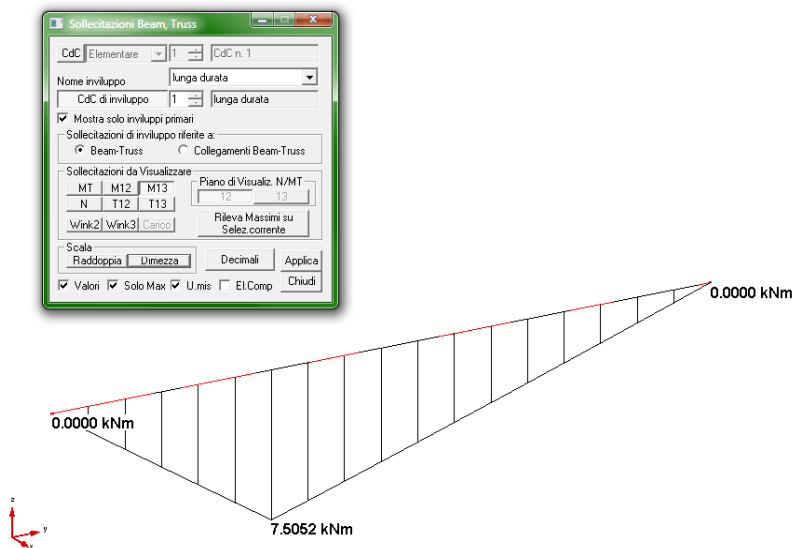
Combinazione	CdC1	CdC2
lunga durata	1.3	1.5

La trave è sollecitata da uno sforzo assiale, da un momento flettente e da un taglio con i valori indicati nelle immagini seguenti.

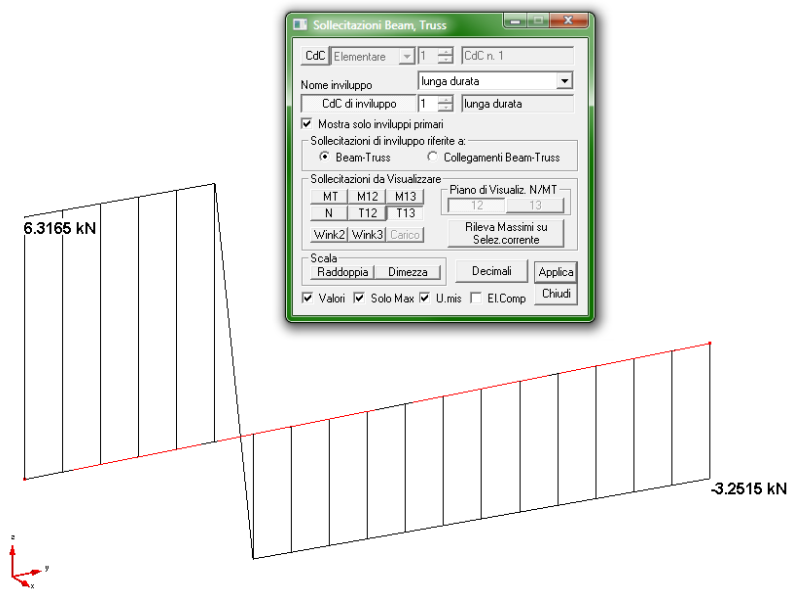


- sforzo assiale N





- momento M13



- taglio T13

Viene eseguito di seguito un controllo diretto tra il calcolo manuale e quello eseguito da CMP:



Tipo di verifica	Parametri di confronto	Calcolo manuale	Calcolo CMP	Differenza percentuale
Verifica flessione e taglio	Coeff. di sfruttamento a Taglio	0,9401	0,9387	0.15%
	Coeff. di sfruttamento a NM	0,4513	0,4559	1.00%

**Commento:**

Le verifiche si possono definire in perfetto accordo.

**Verifica con calcolo Manuale:**

Si utilizza come comportamento del legno il diagramma elastico con caratteristiche del materiale indicate successivamente uguali a quelle utilizzate nell'esempio di riferimento.

**Nome Materiale: Abete Nord S1**

Proprietà reologiche:

$$E = 12000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$G = 750 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$P_s = 4.15 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

Parametri di verifica:

Tipologia del Materiale: Legno - Massiccio

$$Cl.Serv. = 1$$

$$\gamma_{M0,t} = 1.3$$

$$\gamma_{M,ecc} = 1$$

$$k_{mod,perm} = 0.6$$

$$k_{mod,lung} = 0.7$$

$$k_{mod,med} = 0.8$$

$$k_{mod,brev} = 0.9$$

$$k_{mod,ist} = 1.1$$

$$k_{def} = 0.6$$

$$f_{m,k} = 29 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{t,0,k} = 17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{t,90,k} = 0.4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{c,0,k} = 23 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{c,90,k} = 2.9 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{v,k} = 3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{v,r,k} = 3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{v,b,k} = 3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$E_{0,k} = 8000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$E_{90,m} = 400 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\rho_k = 380 \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

Secondo il §4.4.6 del DM08 ed il §2.4.1 dell'EC5, le resistenze di calcolo (valore di progetto delle proprietà del materiale) sono determinate a partire dai valori caratteristici mediante la

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_M}$$

quindi per il caso in esame le resistenze di calcolo risultano:

$$f_{m,d} = 15,61 \text{ MPa}$$

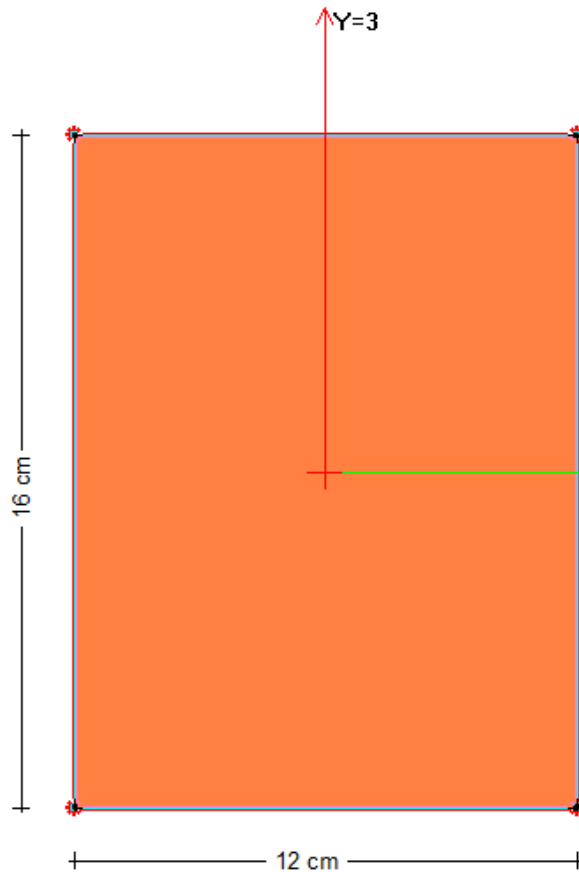
$$f_{c,0,d} = 12,38 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = 1,62 \text{ MPa}$$



La trave 12x16 cm:  
Dati della geometria

### Sezione: TRAVE [Rettangolare 12x16 cm] - Sezione Base



Proprietà statiche Sezione	
Sezione:	TRAVE
Armatura:	0
Area:	192 cm <sup>2</sup>
I22*:	4096 cm <sup>4</sup>
I33*:	2304 cm <sup>4</sup>
I23*:	0 cm <sup>4</sup>
i 22*:	4.6188 cm
i 33*:	3.4641 cm
Xg:	0 cm
Yg:	0 cm
Theta:	90 °
I44:	2304 cm <sup>4</sup>
I55:	4096 cm <sup>4</sup>
i 44:	3.4641 cm
i 55:	4.6188 cm
Jt:	4959,2 cm <sup>4</sup>
Area Polig.	192 cm <sup>2</sup>
Area Arm.	0 cm <sup>2</sup>
Area Arm. %	0 %
Quantità Arm.	0 Kg/m
	0 Kg/m <sup>2</sup>
WT13	512 cm <sup>3</sup>
WC13	512 cm <sup>3</sup>
WT12	384 cm <sup>3</sup>
WC12	384 cm <sup>3</sup>
Chiudi	

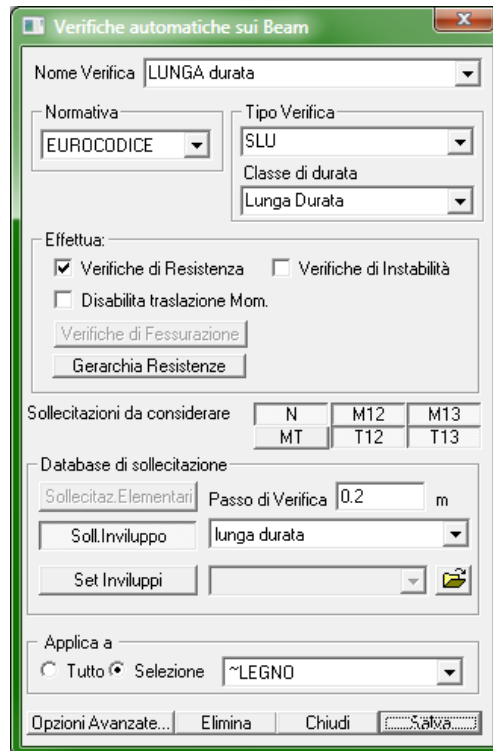
Secondo quanto previsto per la verifica a flessione calcoliamo:

$$CoeffNM = \left( \frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{M_{Ed,13}}{W_{13} \cdot f_{m,d}} = \left( \frac{7,71}{192 \cdot 12,38} \cdot 10 \right)^2 + \frac{7,51}{512 \cdot 15,61} \cdot 10^3 = 0,9401$$

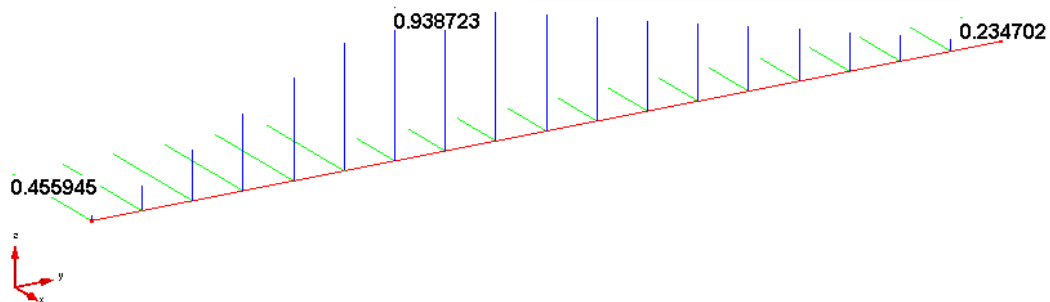
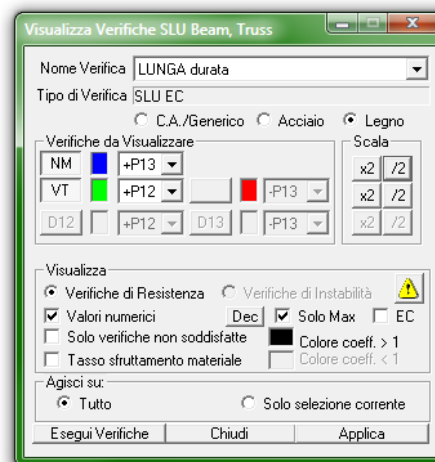
$$CoeffVT = 1,5 \cdot \frac{T_{13,Ed}}{A \cdot f_{v,d}} \cdot 10 = 1,5 \cdot \frac{6,32}{192 \cdot 1,62} \cdot 10 = 0,3024$$

### Verifica eseguita con CMP

Nelle immagini seguenti vediamo l'impostazione della verifica.



- impostazioni della verifica





- esito delle verifiche SLU a NM (blu) e a VT (verde)

L'esito della verifica a taglio VT è differente dal calcolo manuale poiché in quest'ultimo non è stato considerato il fattore  $k_{cr}$  (EC5 § 6.13a) che per il legno massiccio è di 0,67, quindi:

$$Coeff_{VT} = 1,5 \cdot \frac{6,32}{192 \cdot 1,62 \cdot 0,67} \cdot 10 = 0,4513$$

che è in pratica coincidente con quello ottenuto con CMP.



### 5.3.3 VERIFICA DI RESISTENZA A TENSOFFLESSIONE E TAGLIO DI UNA SEZIONE IN LEGNO

Data: 24/01/2012

Programma: CMP 26

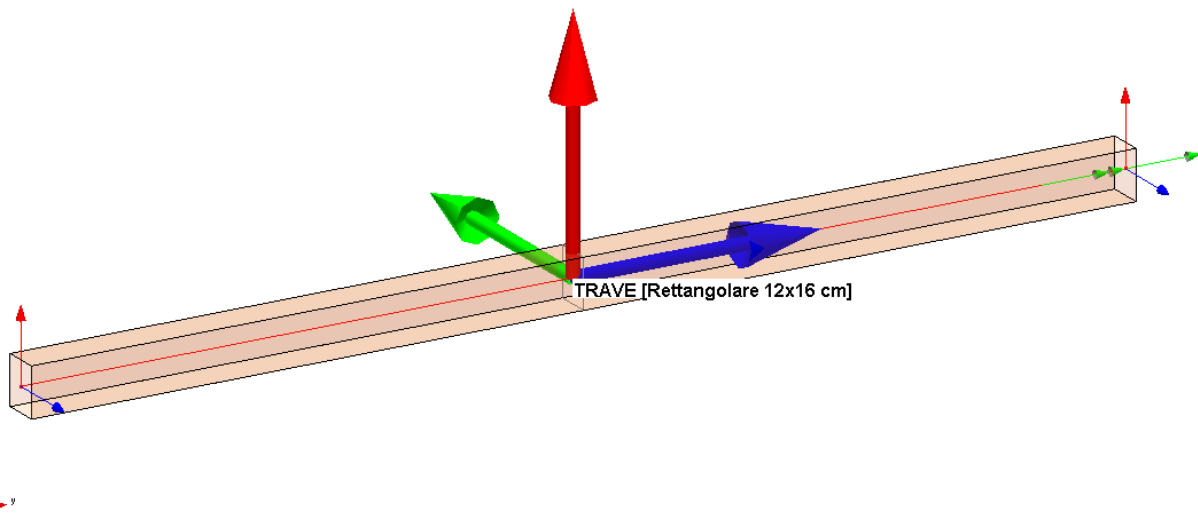
Versione: 26.0.0.0 del 24/01/2012

File: [CMP: tensoflessione EC5.cmp]

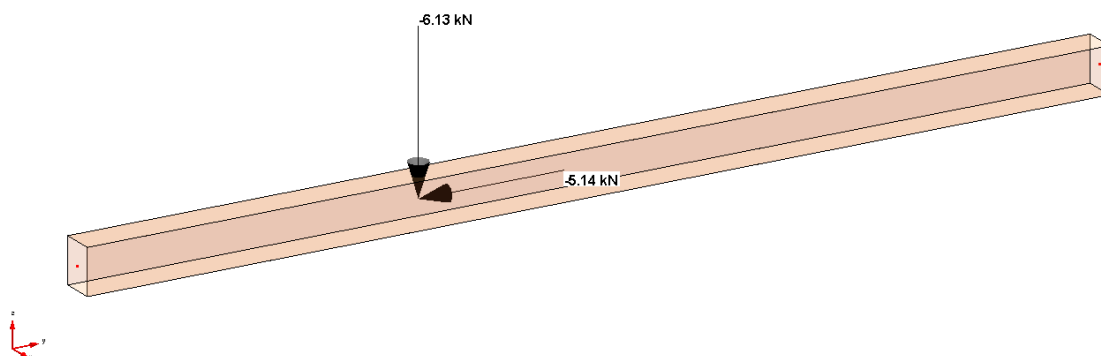
#### Descrizione test:

Viene eseguito il confronto tra i risultati delle verifiche ottenuti dall'esempio tratto dal link "<http://digilander.libero.it/carlopala/ec5/tenfle+150.htm>" del Professore Carlo Palatella (laureato in Ingegneria Civile e docente di Costruzioni presso l'Istituto Superiore "Vittorini" per Geometri di Grugliasco-TO) con quelli calcolati da CMP, nei confronti di una trave in legno appoggiata sollecitata a tensoflessione e a taglio secondo quanto stabilito nell'EC5-1-1:2009 dal 6.1 "Stati limite ultimi".

#### Dati Problema (geometria e vincoli):



Trave di lunghezza 3,6 m con sezione rettangolare 12x16 cm in legno massiccio di tipo Abete Nord S1 (secondo UNI 11035) soggetta al carico per peso proprio (cdc 1) e ad una forza inclinata (cdc 2) agente a 1,2 m dall'estremità sinistra che corrisponde a 2 forze: la prima verticale (direzione -Z) di 6,13 kN e di una seconda in (direzione -Y) di 5,14 kN, nel caso di classe di servizio 1 e carichi di lunga durata ( $k_{mod} = 0,7$ ).



**Confronto:**

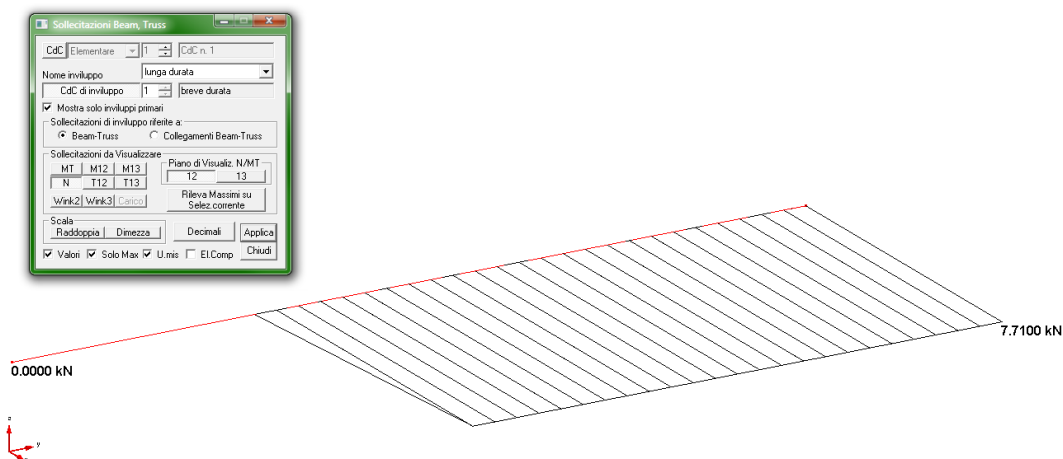
La combinazione dei carichi utilizzata (chiamata “test”) è data dai moltiplicatori delle condizioni di carico indicati nell’immagine seguente.

Tabella dei gruppi di combinazione fissa

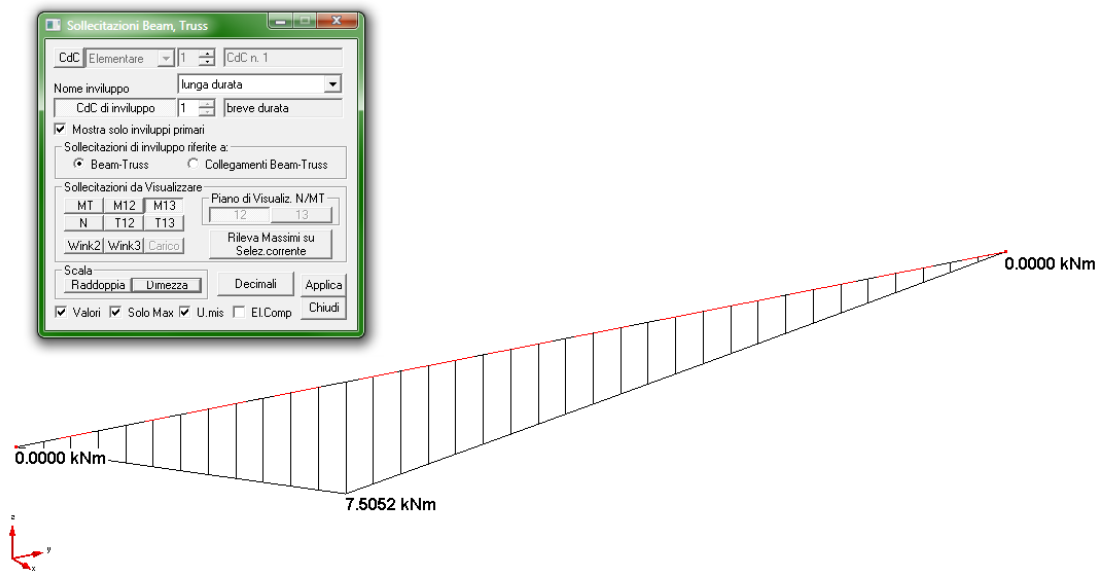
Nome del gruppo: lunga durata

Combinazione	CdC1	CdC2
lunga durata	1.3	1.5

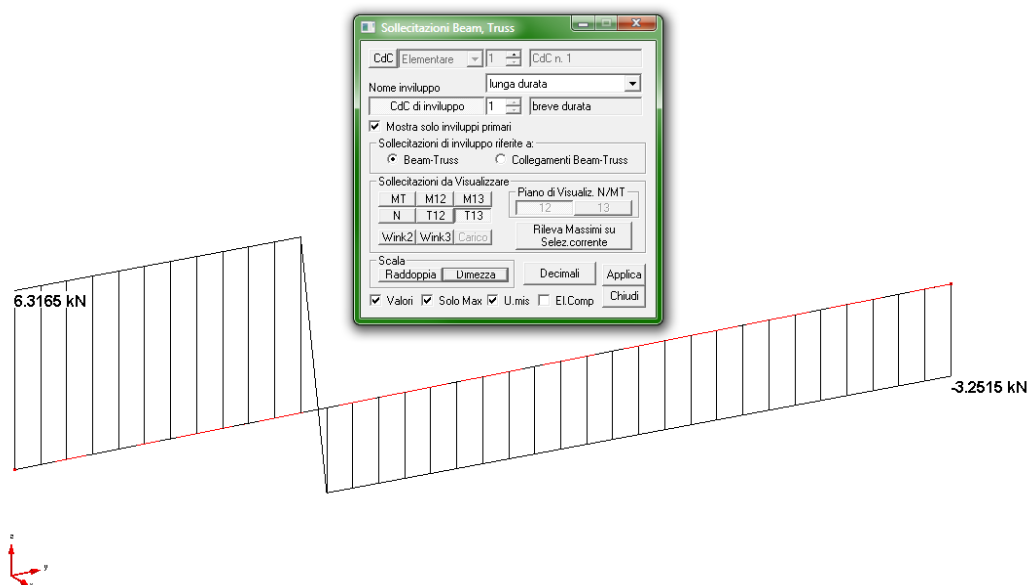
La trave è sollecitata da uno sforzo assiale, da un momento flettente e da un taglio con i valori indicati nelle immagini seguenti.



- sforzo assiale N



- momento M13



- taglio T13

Viene eseguito di seguito un controllo diretto tra il calcolo manuale e quello eseguito da CMP:





Tipo di verifica	Parametri di confronto	Calcolo manuale	Calcolo CMP	Differenza percentuale
Verifica flessione e taglio	Coeff. di sfruttamento a Taglio	0,4513	0,4559	1.00%
	Coeff. di sfruttamento a NM	0,9841	0,9825	0.16%

**Commento:**

Le verifiche si possono definire in perfetto accordo.

**Verifica con calcolo Manuale:**

Si utilizza come comportamento del legno il diagramma elastico con caratteristiche del materiale indicate successivamente uguali a quelle utilizzate nell'esempio di riferimento.

**Nome Materiale: Abete Nord S1**

Proprietà reologiche:

$$E = 12000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$G = 750 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$P_s = 4.15 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

Parametri di verifica:

Tipologia del Materiale: Legno - Massiccio

$$Cl.Serv. = 1$$

$$\gamma_{M0,t} = 1.3$$

$$\gamma_{M, ecc} = 1$$

$$k_{mod, perm} = 0.6$$

$$k_{mod, lung} = 0.7$$

$$k_{mod, med} = 0.8$$

$$k_{mod, brev} = 0.9$$

$$k_{mod, ist} = 1.1$$

$$k_{def} = 0.6$$

$$f_{m,k} = 29 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{t,0,k} = 17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{t,90,k} = 0.4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{c,0,k} = 23 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{c,90,k} = 2.9 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{v,k} = 3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{v,r,k} = 3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{v,b,k} = 3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$E_{0,k} = 8000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$E_{90,m} = 400 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\rho_k = 380 \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

Secondo il §4.4.6 del DM08 ed il §2.4.1 dell'EC5, le resistenze di calcolo (valore di progetto delle proprietà del materiale) sono determinate a partire dai valori caratteristici mediante la

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_M}$$

quindi per il caso in esame le resistenze di calcolo risultano:

$$f_{m,d} = 15,61 \text{ MPa}$$

$$f_{t,0,d} = 9,15 \text{ MPa}$$

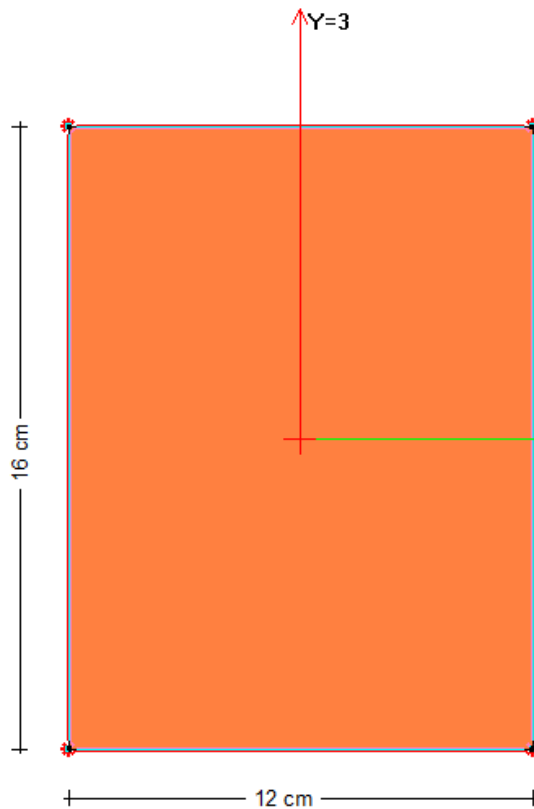
$$f_{v,d} = 1,62 \text{ MPa}$$

La trave 12x16 cm:



Dati della geometria

**Sezione: TRAVE [Rettangolare 12x16 cm] - Sezione Base**



Proprietà statiche Sezione	
Sezione:	TRAVE
Armatura:	0
Area:	192 cm <sup>2</sup>
I22°:	4096 cm <sup>4</sup>
I33°:	2304 cm <sup>4</sup>
I23°:	0 cm <sup>4</sup>
i 22°:	4.6188 cm
i 33°:	3.4641 cm
Xg:	0 cm
Yg:	0 cm
Theta:	90 °
I44:	2304 cm <sup>4</sup>
I55:	4096 cm <sup>4</sup>
i 44:	3.4641 cm
i 55:	4.6188 cm
Jt:	4959.2 cm <sup>4</sup>
Area Polig.	192 cm <sup>2</sup>
Area Arm.	0 cm <sup>2</sup>
Area Arm. %	0 %
Quantità Arm.	0 Kg/m
	0 Kg/m <sup>2</sup>
WT13	512 cm <sup>3</sup>
WC13	512 cm <sup>3</sup>
WT12	384 cm <sup>3</sup>
WC12	384 cm <sup>3</sup>
Chiudi	

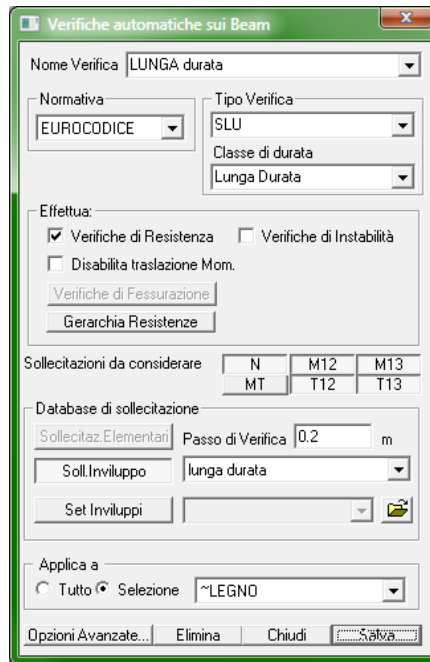
Secondo quanto previsto per la verifica a flessione calcoliamo:

$$CoeffNM = \frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{t,0,d}} + \frac{M_{Ed,13}}{W_{13} \cdot f_{m,d}} = \frac{7,71}{192 \cdot 9,15} \cdot 10 + \frac{7,51}{512 \cdot 15,61} \cdot 10^3 = 0,9841$$

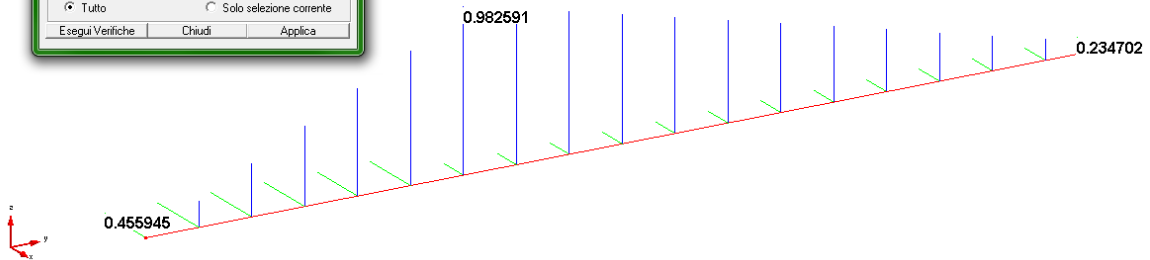
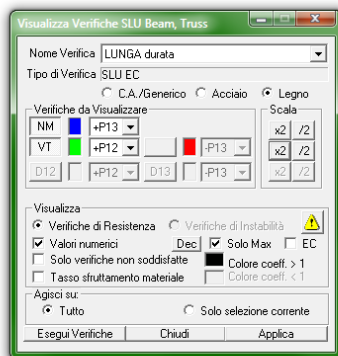
$$CoeffVT = 1,5 \cdot \frac{T_{13,Ed}}{A \cdot f_{v,d}} \cdot 10 = 1,5 \cdot \frac{6,32}{192 \cdot 1,62} \cdot 10 = 0,3024$$

**Verifica eseguita con CMP**

Nelle immagini seguenti vediamo l'impostazione della verifica.



- impostazioni della verifica



- esito delle verifiche SLU a NM (blu) e a VT (verde)

L'esito della verifica a taglio VT è differente dal calcolo manuale poiché in quest'ultimo non è stato considerato il fattore  $k_{cr}$  (EC5 § 6.13a) che per il legno massiccio è di 0,67, quindi:

$$Coeff_{VT} = 1,5 \cdot \frac{6,32}{192 \cdot 1,62 \cdot 0,67} \cdot 10 = 0,4513$$

che è in pratica coincidente con quello ottenuto con CMP.



### 5.3.4 VERIFICA DI STABILITA' DI UN'ASTA COMPRESSA IN LEGNO

Data: 25/01/2012

Programma: CMP 26

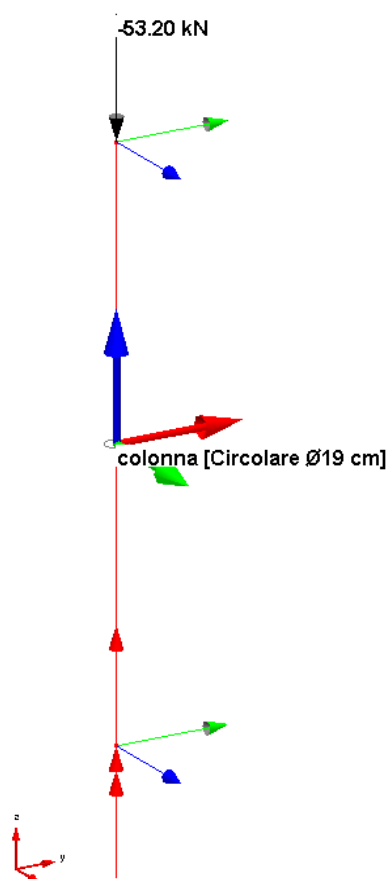
Versione: 26.0.0.0 del 24/01/2012

File: [CMP: instabilità sez circ NTC08.cmp]

#### Descrizione test:

Viene eseguito il confronto tra i risultati delle verifiche ottenuti dall'esempio tratto dal link "<http://digilander.libero.it/carlopala/08legno/instabil.htm>" del Professore Carlo Palatella (laureato in Ingegneria Civile e docente di Costruzioni presso l'Istituto Superiore "Vittorini" per Geometri di Grugliasco-TO) con quelli calcolati da CMP, nei confronti di una colonna in legno compressa secondo quanto stabilito nella NTC08 dal 4.4.8 "Stati limite ultimi".

#### Dati Problema (geometria, vincoli e carichi):



Colonna di lunghezza 5 m con sezione circolare con diametro di 19 cm in legno massiccio di tipo Abete Nord S1 (secondo UNI 11035) soggetta ad una forza verticale in cima all'asta (cdc 1) di 53,2 kN, nel caso di classe di servizio 2 e carichi di media durata ( $k_{mod} = 0,8$ ).



La combinazione dei carichi utilizzata (chiamata “media durata”) è data dal moltiplicatore della condizione di carico 1 indicata nell’immagine seguente.

Tabella dei gruppi di combinazione fissa	
Nome del gruppo: media durata	
Combinazione	CdCl
media durata	1.5

### Verifica con calcolo Manuale:

Si utilizza come comportamento del legno il diagramma elastico con caratteristiche del materiale indicate successivamente uguali a quelle utilizzate nell’esempio di riferimento.

#### Nome Materiale: Abete Nord S1

Proprietà reologiche:

$$E = 12000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$G = 750 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$P_s = 4.15 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

Parametri di verifica:

Tipologia del Materiale: Legno - Massiccio

$$Cl.Serv. = 2$$

$$\gamma_{M0,t} = 1.5$$

$$\gamma_{M,ecc} = 1$$

$$k_{mod,pem} = 0.6$$

$$k_{mod,lung} = 0.7$$

$$k_{mod,med} = 0.8$$

$$k_{mod,brev} = 0.9$$

$$k_{mod,ist} = 1$$

$$k_{def} = 0.8$$

$$f_{m,k} = 29 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{t,0,k} = 17 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{t,90,k} = 0.4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{c,0,k} = 23 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{c,90,k} = 2.9 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{v,k} = 3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{v,r,k} = 3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{v,b,k} = 3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$E_{0,k} = 8000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$E_{90,m} = 400 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\rho_k = 380 \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

Secondo il §4.4.6 del DM08 ed il §2.4.1 dell’EC5, le resistenze di calcolo (valore di progetto delle proprietà del materiale) sono determinate a partire dai valori caratteristici mediante la

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_M}$$

quindi per il caso in esame le resistenze di calcolo risultano:

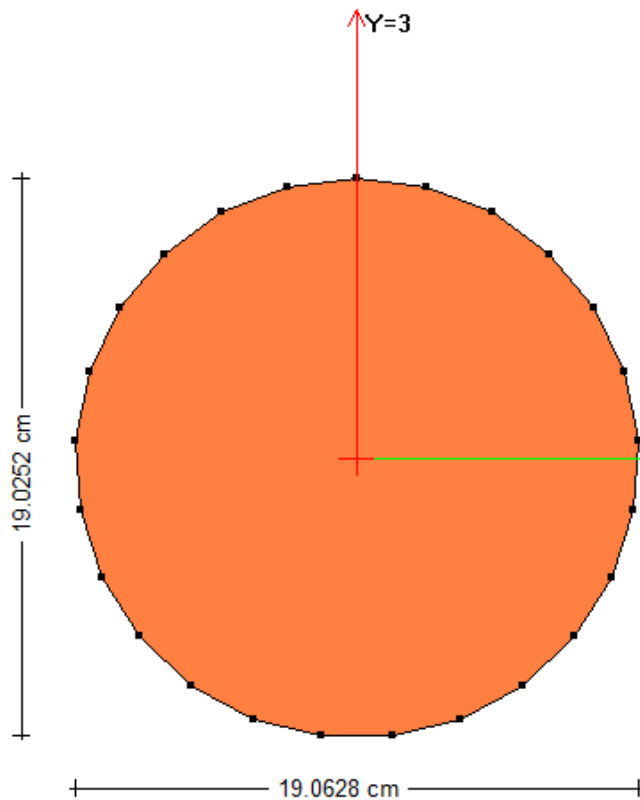
$$f_{c,0,d} = 12,27 \text{ MPa}$$

La colonna diametro 19 cm:

Dati della geometria



Sezione: colonna [Circolare Ø19 cm] - Sezione Base



Proprietà statiche Sezione	
Sezione:	colonna
Armatura:	0
Area:	283.529 cm <sup>2</sup>
I22°:	6397.26 cm <sup>4</sup>
I33°:	6397.26 cm <sup>4</sup>
I23°:	0 cm <sup>4</sup>
i 22°:	4.75005 cm
i 33°:	4.75005 cm
Xg:	-6.67216e-016 cm
Yg:	-1.08277e-008 cm
Theta:	90 °
I44:	6397.26 cm <sup>4</sup>
I55:	6397.26 cm <sup>4</sup>
i 44:	4.75005 cm
i 55:	4.75005 cm
Jt:	12793.9 cm <sup>4</sup>
Area Polig.	283.529 cm <sup>2</sup>
Area Arm.	0 cm <sup>2</sup>
Area Arm.%	0 %
Quantità Arm.	0 Kg/m
	0 Kg/m <sup>3</sup>
WT13	675.177 cm <sup>2</sup>
WC13	669.853 cm <sup>2</sup>
WT12	671.177 cm <sup>2</sup>
WC12	671.177 cm <sup>2</sup>

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i_{min}} = \frac{5000}{48} = 104,2 \cong 105$$

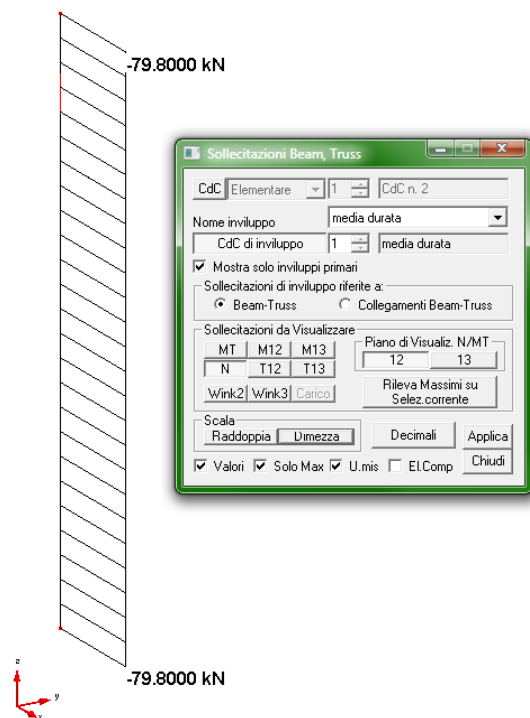
$$\rightarrow k_{crit} = 0,276$$

- verifica (con N= -79,8 kN)

$$coeffInst = \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} = \frac{\frac{N_d}{A}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} = \frac{\frac{79,8 \cdot 10^3}{22839}}{0,276 \cdot 12,27} = 0,8318 \leq 1$$

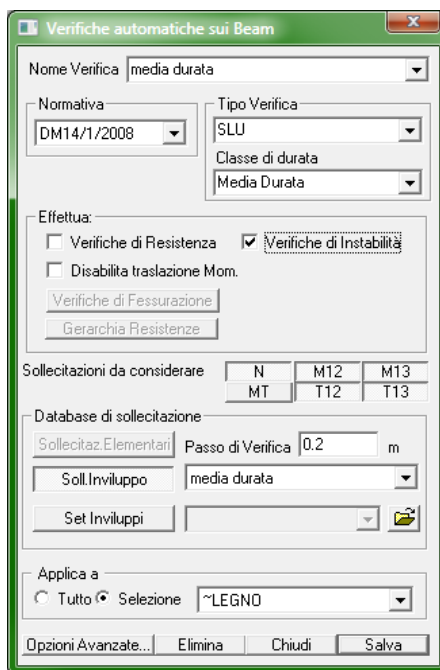
**Verifica eseguita con CMP**

La colonna è sollecitata da uno sforzo assiale con il valore indicato nell'immagine seguente.

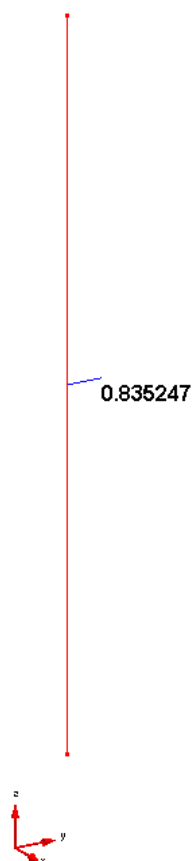


- sforzo assiale N

Nelle immagini seguenti vediamo l'impostazione della verifica.



- impostazioni della verifica



- esito della verifica SLU a instabilità

**Confronto:**

Viene eseguito di seguito un controllo diretto tra il calcolo manuale e quello eseguito da CMP:

Tipo di verifica	Parametri di confronto	Calcolo manuale	Calcolo CMP	Differenza percentuale
Verifica d'instabilità	Coeff. di sfruttamento a instabilità	0,8318	0,8352	0.4%

**Commento:**

Le verifiche si possono definire in perfetto accordo.





### 5.3.5 VERIFICA DI STABILITÀ A PRESSOFLESSIONE RETTA DI UNA SEZIONE IN LEGNO

Data: 26/01/2012

Programma: CMP 26

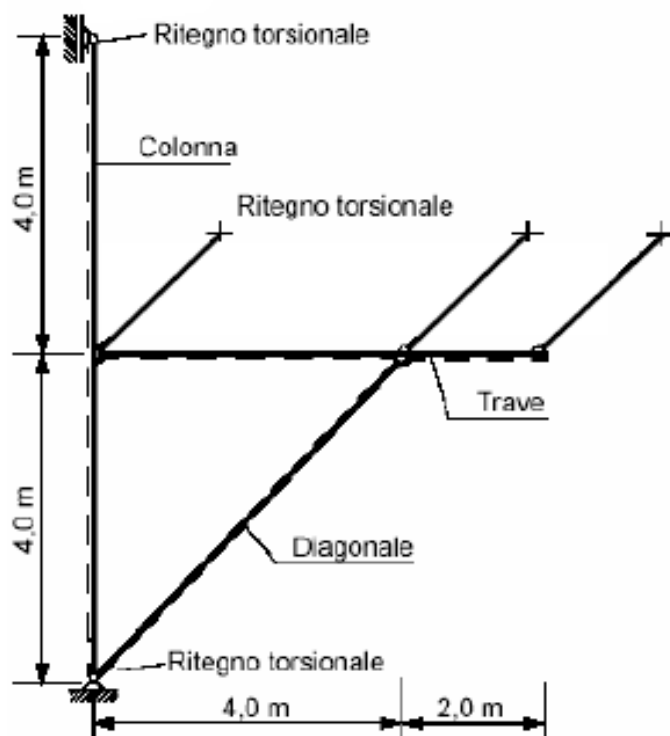
Versione: 26.0.0.0 del 24/01/2012

File: [CMP: instabilità NM EC5.cmp]

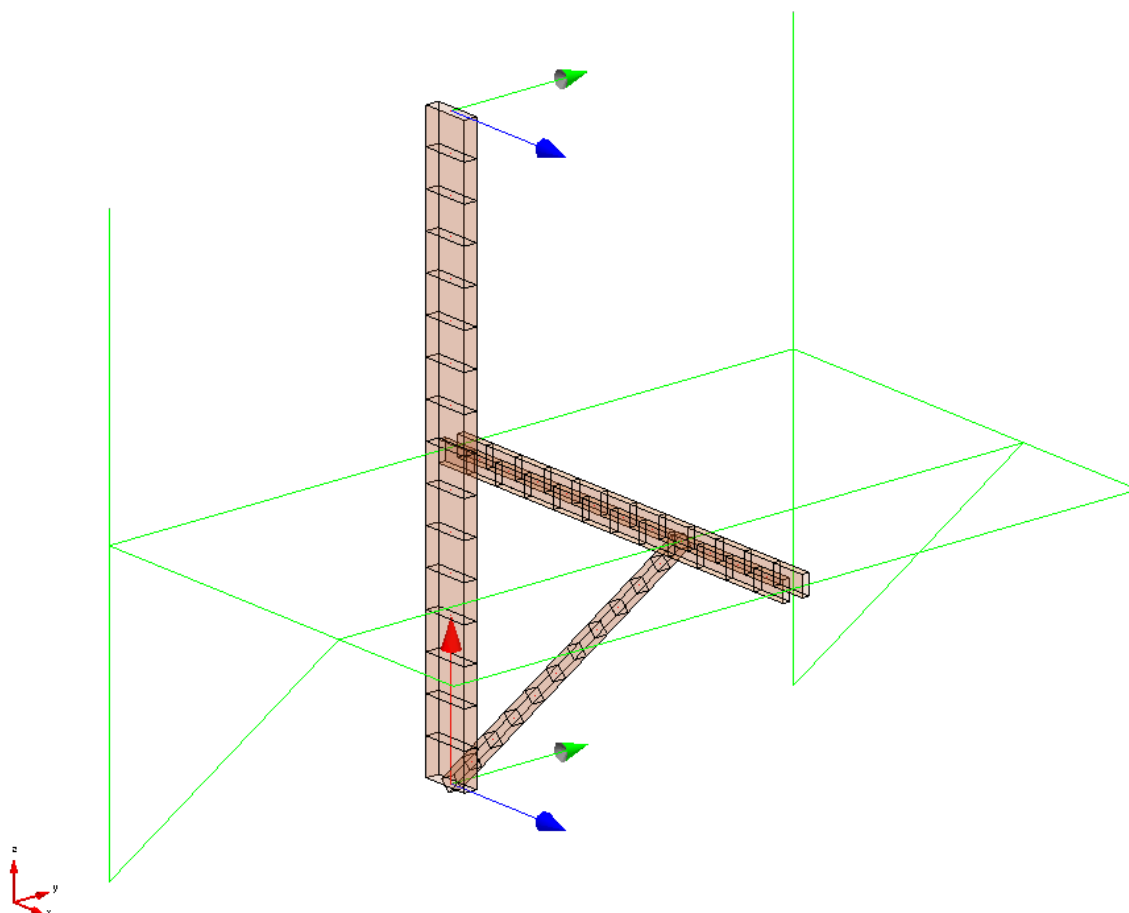
#### Descrizione test:

Viene eseguito il confronto tra i risultati delle verifiche ottenuti dall'esempio tratto dal documento "LezF2-Traetta\_Esempio\_di\_calcolo.pdf" creato dalla " **promo legno** " e reperibile al link "[http://www.promolegno.com/fileadmin/promolegno/documents/corsi/lezioni-corso/LezF2-Traetta\\_Esempio\\_di\\_calcolo.pdf](http://www.promolegno.com/fileadmin/promolegno/documents/corsi/lezioni-corso/LezF2-Traetta_Esempio_di_calcolo.pdf)" con quelli calcolati da CMP, nei confronti di una pensilina in legno sollecitata a pressoflessione con riferimento all'EC5-1-1:2004 con generalizzazione secondo la "N.I.Co.Le. (Normativa Italiana Costruzioni di Legno)" per quanto riguarda la verifica d'instabilità a pressoflessione.

#### Schema statico:



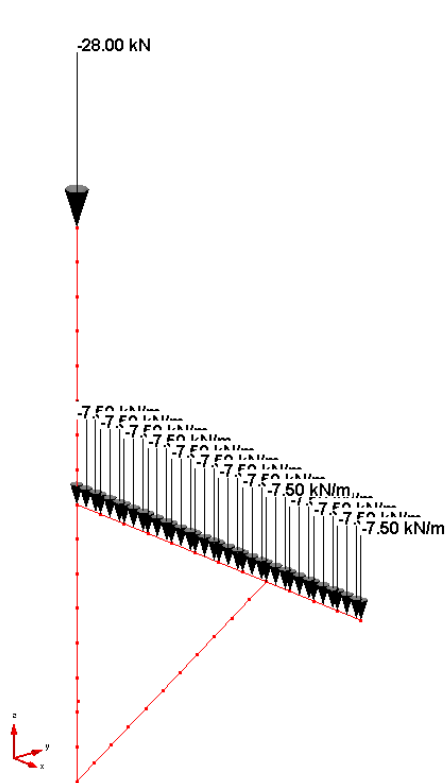
G. Traetta – holz.bau forschungs gmbh

**Dati Problema (geometria, vincoli e carichi):**

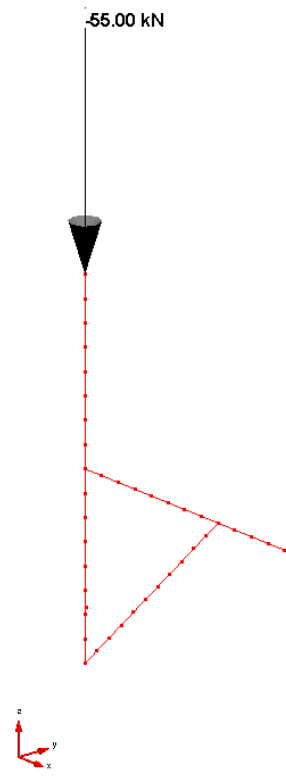
Il telaio analizzato è quello indicato in solido nell'immagine precedente; per riprodurre lo schema statico proposto dall'esempio sono stati inseriti due altri telai delle stesse dimensioni (uno per lato indicati in verde) per fornire i ritegni nella direzione fuori piano.

Il telaio è sottoposto per quanto riguarda la prima condizione di carico ad una forza in cima alla colonna di 28 kN e da un carico distribuito uniforme di 7,5 kN/m, per la seconda da una forza in cima alla colonna di 55 kN, per la terza da un carico distribuito uniforme di 7,5 kN/m agente solo sul primo tratto della trave e per la quarta da un carico distribuito uniforme di 7,5 kN/m sulla parte a sbalzo della trave.

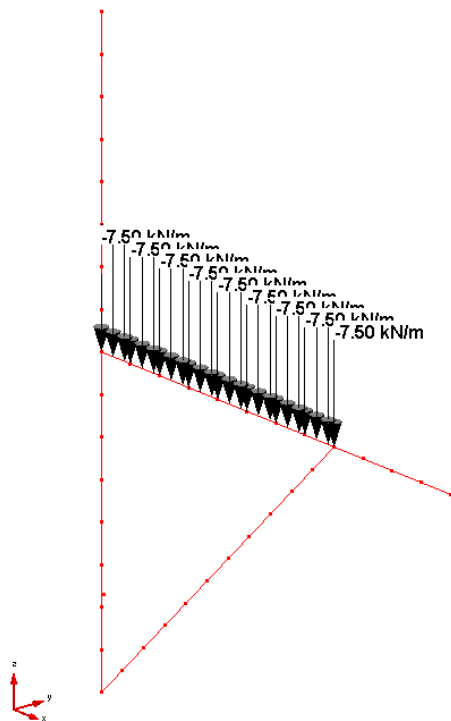
Le prime due condizioni di carico hanno una classe di durata "permanente" mentre per le restanti è di tipo "breve" e siamo nel caso di classe di servizio 2 (esterno, coperto).



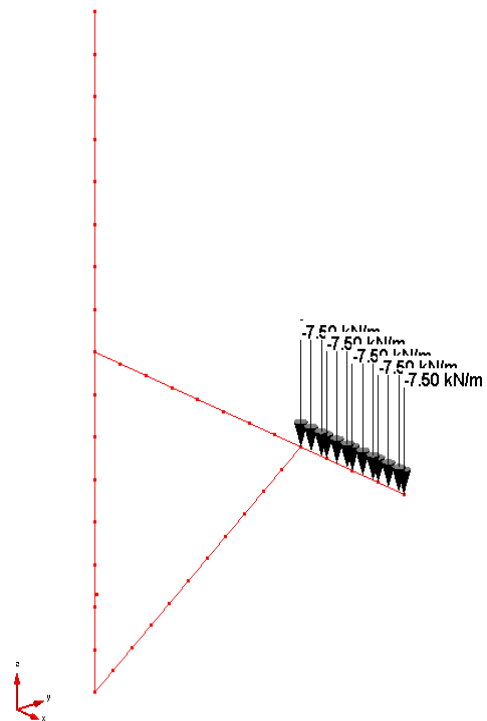
- cdc 1-



cdc 2



- cdc 3



- cdc 4



Il materiale utilizzato per tutti gli elementi è il legno lamellare di tipo GL24h (secondo UNI EN 1194). Si utilizza come comportamento del legno il diagramma elastico con caratteristiche del materiale indicate successivamente uguali a quelle utilizzate nell'esempio di riferimento.

**Nome Materiale: GL24h**

Proprietà reologiche:

$$E = 11600 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$G = 720 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$P_s = 0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

Parametri di verifica:

Tipologia del Materiale: Legno - Lamellare incollato

$$Cl.Serv. = 2$$

$$\gamma_{M0,t} = 1.3$$

$$\gamma_{M,ecc} = 1$$

$$k_{mod,penn} = 0.6$$

$$k_{mod,lung} = 0.7$$

$$k_{mod,med} = 0.8$$

$$k_{mod,brev} = 0.9$$

$$k_{mod,ist} = 1.1$$

$$k_{def} = 0.8$$

$$f_{m,k} = 24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{t,0,k} = 16.5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{t,90,k} = 0.4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{c,0,k} = 24 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{c,90,k} = 2.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{v,k} = 2.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{v,r,k} = 2.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{v,b,k} = 2.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$E_{0,k} = 9667 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

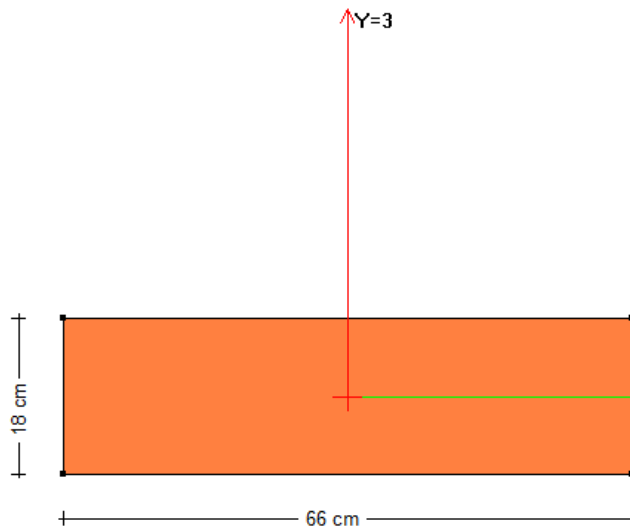
$$E_{90,m} = 390 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\rho_k = 3.8e-006 \text{ (Ns}^2\text{/cm)}$$

Dati geometrici:

colonna

Sezione: colonna [Rettangolare 66x18 cm] - Sezione Base

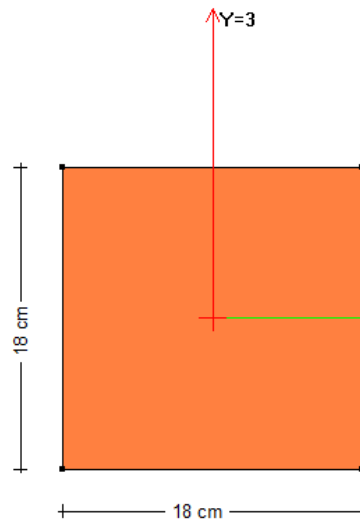


Proprietà statiche Sezione	
Sezione:	colonna
Armatura:	0
Area:	1188 cm <sup>2</sup>
I22°:	32076 cm <sup>4</sup>
I33°:	431244 cm <sup>4</sup>
I23°:	0 cm <sup>4</sup>
i 22°:	5.19615 cm
i 33°:	19.0526 cm
Xg:	0 cm
Yg:	0 cm
Theta:	0 °
I44:	32076 cm <sup>4</sup>
I55:	431244 cm <sup>4</sup>
i 44:	5.19615 cm
i 55:	19.0526 cm
Jt:	106938 cm <sup>4</sup>
Area Polig.	1188 cm <sup>2</sup>
Area Arm.	0 cm <sup>2</sup>
Area Arm. %	0 %
Quantità Arm.	0 Kg/m
	0 Kg/m <sup>2</sup>
WT13	3564 cm <sup>2</sup>
WC13	3564 cm <sup>2</sup>
WT12	13068 cm <sup>2</sup>
WC12	13068 cm <sup>2</sup>
Chiudi	



diagonale

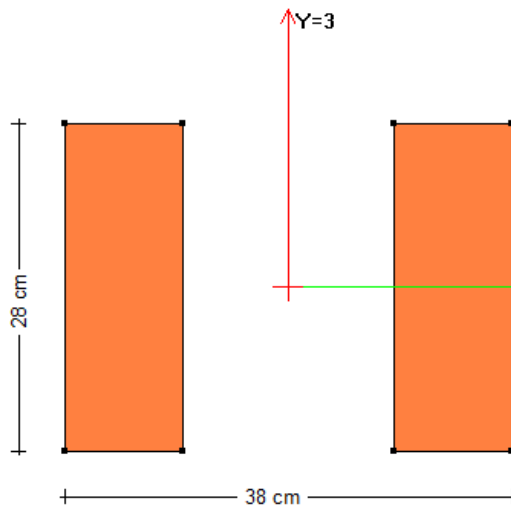
Sezione: diagonale [Rettangolare 18x18 cm] - Sezione Base



Proprietà statiche Sezione	
Sezione:	diagonale
Armatura:	0
Area:	324 cm <sup>2</sup>
I22 <sup>°</sup> :	8748 cm <sup>4</sup>
I33 <sup>°</sup> :	8748 cm <sup>4</sup>
I23 <sup>°</sup> :	0 cm <sup>4</sup>
i 22 <sup>°</sup> :	5.19615 cm
i 33 <sup>°</sup> :	5.19615 cm
Xg:	0 cm
Yg:	0 cm
Theta:	0 °
I44:	8748 cm <sup>4</sup>
I55:	8748 cm <sup>4</sup>
i 44:	5.19615 cm
i 55:	5.19615 cm
Jt:	14825.7 cm <sup>4</sup>
Area Polig.	324 cm <sup>2</sup>
Area Arm.	0 cm <sup>2</sup>
Area Arm. %	0 %
Quantità Arm.	0 Kg/m
	0 Kg/m <sup>2</sup>
WT13	972 cm <sup>2</sup>
WC13	972 cm <sup>2</sup>
WT12	972 cm <sup>2</sup>
WC12	972 cm <sup>2</sup>
Chiudi	

trave (10x28cm x2)

Sezione: trave - Sezione Base



Proprietà statiche Sezione	
Sezione:	trave
Armatura:	0
Area:	560 cm <sup>2</sup>
I22 <sup>°</sup> :	36586.7 cm <sup>4</sup>
I33 <sup>°</sup> :	114427 cm <sup>4</sup>
I23 <sup>°</sup> :	0 cm <sup>4</sup>
i 22 <sup>°</sup> :	8.0829 cm
i 33 <sup>°</sup> :	14.2945 cm
Xg:	0 cm
Yg:	0 cm
Theta:	0 °
I44:	36586.7 cm <sup>4</sup>
I55:	114427 cm <sup>4</sup>
i 44:	8.0829 cm
i 55:	14.2945 cm
Jt:	16495.9 cm <sup>4</sup>
Area Polig.	560 cm <sup>2</sup>
Area Arm.	0 cm <sup>2</sup>
Area Arm. %	0 %
Quantità Arm.	0 Kg/m
	0 Kg/m <sup>2</sup>
WT13	2613.33 cm <sup>2</sup>
WC13	2613.33 cm <sup>2</sup>
WT12	6022.46 cm <sup>2</sup>
WC12	6022.46 cm <sup>2</sup>
Chiudi	

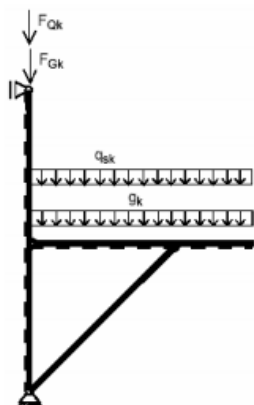


**Descrizione involuppi:**

Sono stati creati in CMP tre involuppi in modo da ricreare le stesse combinazioni che vengono utilizzate nell'esempio e che vengono riproposte nell'immagine seguente, e infine è stato creato un involuppo di questi tre denominato "involuppo combi".

**Combinazione 1:**

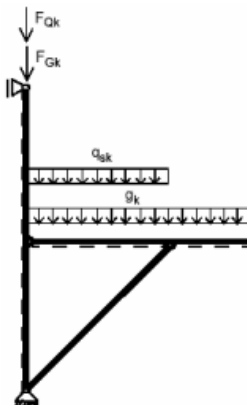
- carichi perm. ovunque
- neve ovunque



G. Traetta – holz.bau forschungs gmbh

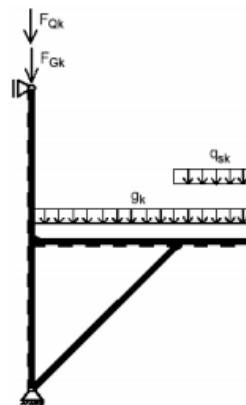
**Combinazione 2:**

- carichi perm. ovunque
- neve in campata



**Combinazione 3:**

- carichi perm. ovunque
- neve sullo sbalzo



I corsi promo\_legno

**-descrizione involuppo "involuppo combi"**

Agisce su tutte le entità del modello.

Condizioni di involuppo automatiche

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
Involuppo	comb 1	Perm.non Contemp.	1	1	1
Involuppo	comb 2	Perm.non Contemp.	1	1	1
Involuppo	comb 3	Perm.non Contemp.	1	1	1

Descrizione degli involuppi contenuti nell'involuppo "involuppo combi"

Descrizione involuppo "comb 1":

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	CdC n. 1	Permanente		1	1.35
CdC elem. 2St	CdC n. 2	Var.Contemporanea	1	0	1.5
CdC elem. 3St	CdC n. 3	Var.Contemporanea	1	0	1.5
CdC elem. 4St	CdC n. 4	Var.Contemporanea	1	0	1.5

Descrizione involuppo "comb 2":

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	CdC n. 1	Permanente		1	1.35
CdC elem. 2St	CdC n. 2	Var.Contemporanea	1	0	1.5
CdC elem. 3St	CdC n. 3	Var.Contemporanea	1	0	1.5
CdC elem. 4St	CdC n. 4	Non considerata	1	0	0

Descrizione involuppo "comb 3":

n°CdC o Involuppo	Nome CdC o Involuppo	Tipologia	Gruppo	Molt.Min	Molt.Max
CdC elem. 1St	CdC n. 1	Permanente		1	1.35



CdC elem. 2St	CdC n. 2	Var.Contemporanea	1	0	1.5
CdC elem. 3St	CdC n. 3	Non considerata	1	0	0
CdC elem. 4St	CdC n. 4	Var.Contemporanea	1	0	1.5

### Verifica con calcolo Manuale:

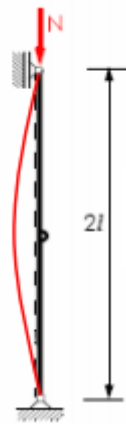
Prenderemo in esame la verifica di stabilità a pressoflessione della colonna e quindi con riferimento alla sezione più sollecitata, considerando la verifica in caso di combinazioni di “breve durata” ( $k_{mod}=0,9$ ).

- calcolo di coefficiente di tensione critica “ $k_c$ ”

Nel piano “forte” di flessione della sezione (attorno asse Y) viene considerato una lunghezza libera d’inflessione pari a quella effettiva.

$$l_y = 8000mm$$

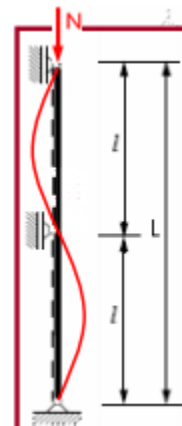
$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{8000}{190} = 42$$



Nell’altro piano (attorno asse X) viene presa la metà dell’altezza.

$$l_z = 4000mm$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{4000}{52} = 77$$



Viene quindi presa in considerazione la maggiore delle due snellezze cioè l’ultima calcolata.

$$\sigma_{c,crit,Z} = \frac{\pi^2 E_{0,05}}{\lambda_z^2} = \frac{\pi^2 9667}{77} = 16,09 N / mmq$$

$$\lambda_{rel,Z} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit,Z}}} = \sqrt{\frac{24}{16,09}} = 1,22$$



$$k_z = 0,5(1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,5) + \lambda_{rel,z}^2)$$

$$= 0,5(1 + 0,1(1,22 - 0,5) + 1,22^2) = 1,29$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{1,29 + \sqrt{1,29^2 - 1,22^2}} = 0,59$$

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = \frac{0,9 \cdot 24}{1,25} = 17,3 \text{ N / mmq}$$

- calcolo di coefficiente di sbandamento laterale “ $k_{crit}$ ”

$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi b^2 E_{0,05}}{l_{ef} h} \sqrt{\frac{G_{mean}}{E_{0,mean}}}$$

$$= \frac{\pi \cdot 180^2 \cdot 9667}{4000 \cdot 660} \sqrt{\frac{720}{11600}} = 93 \text{ N / mmq}$$

$$\lambda_{rel,z} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{24}{93}} = 0,5 \leq 0,75 \rightarrow$$

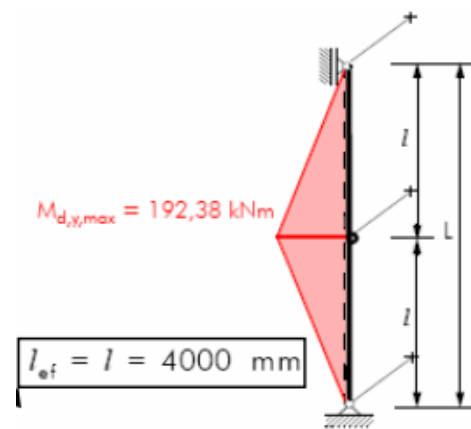
$$\rightarrow (EC5 - 6.34) \rightarrow k_{crit} = 1$$

$$f_{m,d} = 17,3 \text{ N / mmq}$$

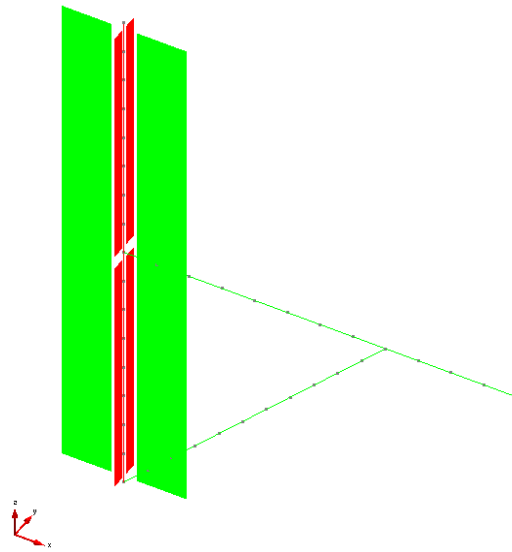
- verifica ( nella combinazione di  $M_{d,max}$  con  $M=192,38 \text{ kNm}$  e  $N=-152,36 \text{ kN}$ )

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,d}} = \frac{N_d}{k_c \cdot f_{c,0,d} \cdot A} + \frac{M_{d,max}}{k_{crit} \cdot f_{m,d} \cdot W_y} \leq 1$$

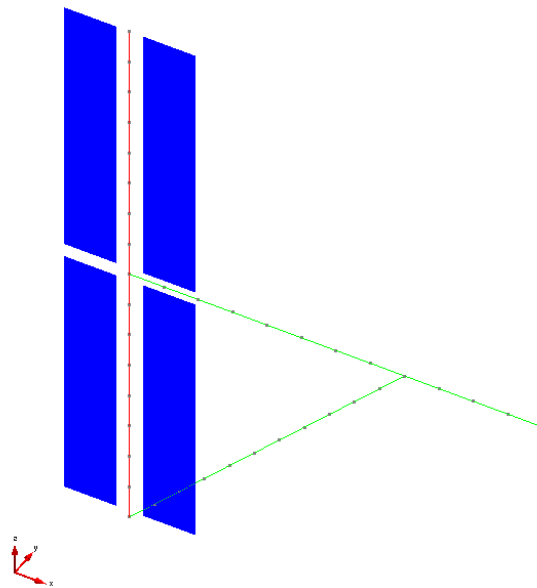
$$\frac{152,36 \cdot 10^3}{0,59 \cdot 17,3} + \frac{192,38 \cdot 10^6}{1 \cdot 17,3} = 0,9743 \leq 1$$





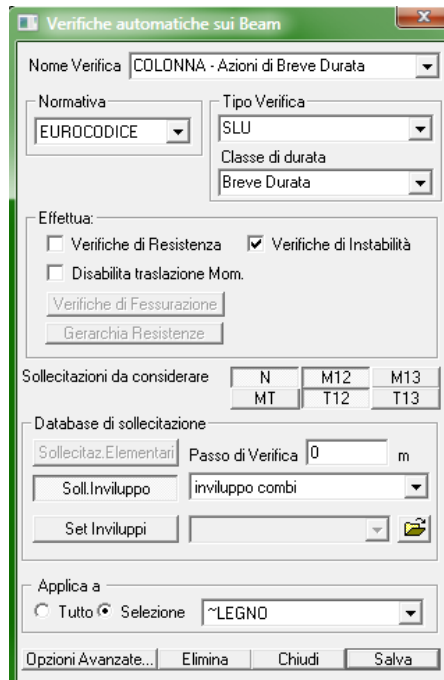
**Verifica eseguita con CMP**

- definizione delle lunghezze delle campate per l'instabilità nel piano ZX (verde) e nel piano ZY (rosso)

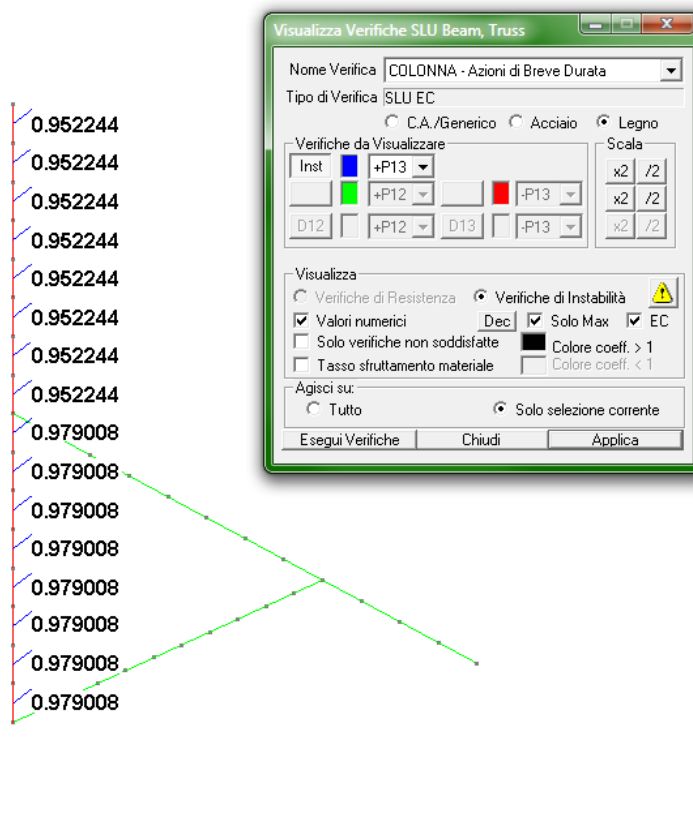


- definizione delle lunghezze delle campate per l'instabilità per svergolamento

Nell'immagine seguente vediamo l'impostazione della verifica.



- impostazioni della verifica



- esito delle verifiche SLU per l'instabilità



Per analizzare la verifica effettuata occorre attivare il file log (Opzioni->Attiva File log).  
[File Instabilita NM EC5.log]]

Instability Verify for Beam 53

=====  
Forces:

axial force N = -152391 N  
bending moment M12 = -1.92375e+008 Nmm  
bending moment M13 = 0 Nmm  
Load Duration Class = Breve Durata

=====  
Spans:

L0 for plane 12 = 41.9891 mm  
L0 for plane 13 = 76.98 mm  
L0 for lateral torsional buckling = 4000 mm

=====  
Material properties:

Timber type = Lamellare incollato  
kmod coefficient = 0.9  
partial coefficient gM = 1.25  
design strength ft,0,d = 11.88  
design strength fc,0,d = 17.28  
design strength fm,0,d = 17.28  
design strength fv,d = 1.944

=====  
Buckling Coefficients:

beta c = 0.1  
relative slenderness for plane 12 = 0.665958  
k coeff for plane 12 = 0.740048  
kc coeff for plane 12 = 0.940908  
relative slenderness for plane 13 = 1.22092  
k coeff for plane 13 = 1.29137  
kc coeff for plane 13 = 0.584087

=====  
bending modulus for plane 12 = 1.3068e+007 mm<sup>3</sup>  
critical stress for l.t.buckling 12 = 84.7746 N/mm<sup>2</sup>  
relative slenderness for l.t.buckling with M12 = 0.532075  
kc,crit coeff for plane 12 = 1

=====  
Other coefficients:

kh for bending M12 = 1  
kh for bending M13 = 1  
kh for traction N = 1  
km = 0.7

=====  
Verifying results:

Preflex with ec5 approach = 0.930811  
Preflex with cnr/din/nicole approach = 0.852853  
Lateral torsional (verify coefficient) = 0.979008



Lateral torsional (utilization factor) = 0.917829

Viene eseguito di seguito un controllo diretto tra il calcolo manuale e quello eseguito da CMP:

Tipo di verifica	Parametri di confronto	Calcolo manuale	Calcolo CMP	Differenza percentuale
Verifica di instabilità	Coeff. di sfruttamento a Inst.	0,9743	0,9790	0.6%

**Commento:**

Le verifiche si possono definire in perfetto accordo.



### 5.3.6 CALCOLO E VERIFICA DI UN PANNELLO XLAM

**Data:** 01/02/2017

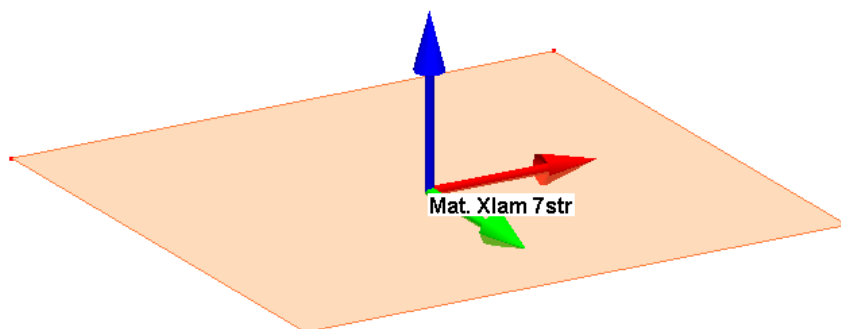
**Programma:** CMP 28

**Versione:** 28.0.5.6 del 01/02/2017

**File:** [CMP: modello xlam2.cmp]

**Descrizione test:**

L'esempio riguarda il calcolo delle proprietà di rigidità di un pannello Xlam e successivamente l'esecuzione delle verifiche di un elemento finito bidimensionale costituito dal medesimo materiale, seguendo le indicazioni contenute in pubblicazioni dell'Istituto per le costruzioni e la tecnologia del legno del Politecnico di Graz, con particolare riferimento ai lavori coordinati dal prof. Gerhard Schickhofer e in documenti dell'Associazione COST / Università Tecnica di Monaco come ad esempio gli atti del convegno "European Conference on Cross Laminated Timber (CLT) - The State-of-the-Art in CLT Research" Graz - May 21-22, 2013.



Legenda Rif.Locale



**Proprietà meccaniche del pannello Xlam**

Il pannello è costituito dalla seguente stratigrafia:

n°	Materiale	Spessore lamelle(cm)	Larghezza lamelle(cm)	Orientamento lamelle (°)
1	C24	6	10	0
2	C24	6	10	90
3	C24	6	10	0
4	C24	6	10	90
5	C24	6	10	0
6	C24	6	10	90
7	C24	6	10	0

dove:



n°	= numero progressivo identificativo dello strato
Materiale	= materiale delle tavole di cui è composto lo strato
Spessore	= spessore delle tavole di cui è composto lo strato
Larghezza lamelle	= larghezza delle tavole di cui è composto lo strato
Orientamento lamelle	= angolo misurato nel piano 23 fra la direzione della fibratura delle lamelle e la direzione principale di ortotropia (direzione 2 del materiale)

Il materiale utilizzato per le tavole è il legno massiccio C24 (secondo UNI 11035), che ha le seguenti caratteristiche:

Nome Materiale: C24

Proprietà reologiche:

$$E1 = 11000 \text{ MPa}$$

$$E2 = 3700 \text{ MPa}$$

$$E3 = 3700 \text{ MPa}$$

$$\nu12 = 0.2$$

$$\nu13 = 0.2$$

$$\nu23 = 0.2$$

$$P_s = 4.2 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$G12 = 6900 \text{ MPa}$$

$$G13 = 6900 \text{ MPa}$$

$$G23 = 3600 \text{ MPa}$$

Parametri di verifica ( NTC08):

$$Cl.Serv. = 1$$

$$\gamma_{M0,t} = 1.45 \text{ (secondo modello sviluppato dall'Università Tecnica di Graz)}$$

$$\gamma_{M,ecc} = 1$$

$$k_{mod,perm} = 0.6$$

$$k_{mod,lung} = 0.7$$

$$k_{mod,med} = 0.8$$

$$k_{mod,brev} = 0.9$$

$$k_{mod,ist} = 1$$

$$k_{def} = 0.6$$

$$f_{m,k} = 24.0 \text{ MPa}$$

$$f_{t,0,k} = 14.0 \text{ MPa}$$

$$f_{t,90,k} = 0.50 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0,k} = 21.0 \text{ MPa}$$

$$f_{c,90,k} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$f_{v,k} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$f_{v,r,k} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$f_{v,b,k} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$E_{0,k} = 7400 \text{ MPa}$$

$$E_{90,m} = 370 \text{ MPa}$$

$$\rho_k = 35000 \text{ t/m}^3$$



### Resistenze di calcolo

Secondo il §4.4.6 del DM08, le resistenze di calcolo (valore di progetto delle proprietà del materiale) sono determinate a partire dai valori caratteristici mediante la

$$X_d = k_{\text{mod}} \frac{X_k}{\gamma_M}$$

quindi ipotizzando una classe di durata “lunga”, per il caso in esame le resistenze di calcolo risultano:

$$f_{t,0,d} = 6.75 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0,d} = 10.13 \text{ MPa}$$

$$f_{m,0,d} = 11.58 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = 1.20 \text{ MPa}$$

$$f_{vr,d} = 10.13 \text{ MPa}$$

$$f_{T,Xlam,k} = 2.50 \text{ MPa resistenza caratteristica a torsione dell'unione incollata fra gli strati}$$

$$f_{T,Xlam,d} = 1.20 \text{ MPa}$$

### Calcolo rigidzze equivalenti

#### - calcolo manuale

Di seguito riportiamo le formule utilizzate per valutare le rigidzze equivalenti del pannello e di seguito anche le tabelle utilizzate per il calcolo dei suddetti valori:

- rigidzza flessionale	$EJ_{\xi} = \sum_{\text{strati } i \text{ con fibratura // asse } \xi} (E_i J_i + E_i A_i a_i^2)$
- rigidzza membranale	$EA_{\xi} = \sum_{\text{strati } i \text{ con fibratura // asse } \xi} (E_i A_i)$
- rigidzza a taglio fuori piano	$GA_{v1\xi} = \frac{(EJ_{\xi})^2}{\int_0^t \frac{S^2(z)}{G(z)B} dz}$
- rigidzza a taglio nel piano	$GA_{v23} = \frac{\bar{G}}{1 + 1.92 \left( \frac{\bar{t}}{b} \right)^{1.23}} Bt$

nelle quali:

$E_i$  = valore medio del modulo di Young in direzione parallela alla fibratura,  $E_{0,\text{mean}}$ , per lo strato  $i$ -esimo

$A_i$  = area dello strato  $i$ -esimo

$J_i$  = momento d'inerzia dello strato  $i$ -esimo rispetto al proprio asse principale parallelo al piano



$a_i$  = distanza tra il baricentro dello strato  $i$ -esimo ed il baricentro (con riferimento alla rigidità  $E_i$ ) del pannello

$t$  = spessore totale del pannello

$z$  = coordinata lungo lo spessore del pannello, nulla in corrispondenza di una faccia del pannello

$G(z)$  = valore medio del modulo di elasticità tangenziale nello strato che si trova alla coordinata  $z$ ; si assume che il modulo di elasticità tangenziale per sollecitazioni che determinano un "rotolamento" delle fibre,  $G_{90,mean}$ , sia pari ad un decimo del corrispondente modulo di elasticità tangenziale ortogonale alla fibratura,  $G_{0,mean} = G_{mean}$

$S(z)$  = momento statico, rispetto ad un asse parallelo al piano del pannello e passante per il baricentro dello stesso, della porzione individuata da una corda parallela al suddetto asse e posta alla coordinata  $z$

Nota: Al fine di tenere conto della potenziale diversa natura dei materiali presenti, il momento statico è valutato "pesando" il contributo dei vari strati mediante il relativo modulo di Young nella direzione considerata ( $E_{0,mean}$  ovvero  $E_{90,mean}$  rispettivamente)

$$S(z) = \int_0^z E(\zeta) a(\zeta) B d\zeta$$

$B$  = larghezza del pannello (nel calcolo generico si assume una larghezza unitaria)

$\bar{G}$  = valore medio del modulo di elasticità tangenziale ortogonale alla fibratura,  $G_{mean}$

$\bar{b}$  = valore medio della larghezza delle tavole usate nei vari strati

$\bar{t}$  = valore medio dello spessore delle lamelle

	0=dir2 90=dir3				PIANO 12	PIANO 13	PIANO 12	PIANO 13	
strato	orientamento [°]	t [cm]	b [cm]	a [cm]	EJ2 [N*cm <sup>3</sup> /mmq]	EJ3 [N*cm <sup>3</sup> /mmq]	EA2 [N*cm/mmqq]	EA3 [N*cm/mmqq]	
1	0	6	10	-18	215820000	0	66000	0	
2	90	6	10	-12	0	97020000	0	66000	
3	0	6	10	-6	25740000	0	66000	0	
4	90	6	10	0	0	1980000	0	66000	
5	0	6	10	6	25740000	0	66000	0	
6	90	6	10	12	0	97020000	0	66000	
7	0	6	10	18	215820000	0	66000	0	
		tTOT	42		EJ tot	48312000	19602000	264000	198000
		yG	21						

rigidezza flessionale e membranale

PIANO 12			
strato	E [N/mmqq]	G [N/mmqq]	integrale [N*cm <sup>5</sup> /mmqq]
1	11000	690	44431200000
2	370	69	1.2573E+12
3	11000	690	1.82884E+11
4	370	69	2.2589E+12
5	11000	690	1.82884E+11
6	370	69	1.2573E+12
7	11000	690	44431200000
		integrale tot	5.22814E+12
			GAv12 [N*cm/mmqq]
			4464.400





## rigidezza a taglio fuori piano 12

PIANO 13			
strato	E [N/mmq]	G [N/mmq]	integrale [N*cm^5/mmq]
1	370	69	502696800
2	11000	690	23688111443
3	370	69	6.13184E+11
4	11000	690	67095092035
5	370	69	6.13184E+11
6	11000	690	23688111443
7	370	69	502696800
		integrale tot	1.34184E+12
			<b>GAv13 [N*cm/mmq]</b>
			2863.509

## rigidezza a taglio fuori piano 13

PIANO 23				
G [N/mm <sup>2</sup> ]	tTOT [cm]	b [cm]	t [cm]	GAv23 [N*cm/mmq]
690	42	10	6	14316,0583

## rigidezza a taglio nel piano 23

A questo punto rimangono da calcolare i valori equivalenti relativamente ai moduli elastici, tangenziali, spessori e peso specifico del pannello Xlam che verranno assegnati agli elementi Shell QF46 per il solutore XFinest; per calcolare l'equivalenza in direzione 3 (vedi *Materiale Xlam*) viene assunto un comportamento "membranale".

<b>E1 [N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>E2 [N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>E3 [N/mm<sup>2</sup>]</b>
370	11000	8250
<b>G12 [N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>G13 [N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>G23 [N/mm<sup>2</sup>]</b>
119.0735	76.3749	596,502429
<b>TM [cm]</b>	<b>TB [cm]</b>	<b>Peso spec [kN/m<sup>3</sup>]</b>
24	37.4928	7.35

con:

TM: spessore membranale equivalente

TB: spessore flessionale equivalente.



- calcolo con CMP

**Materiali**

Nome del Materiale: **C24** 11

Materiale Isotropo  Materiale Ortotropo

mod. Elas	N/mm <sup>2</sup>	direz.1	11000	direz.2	370	direz.3	370
Alfa	1/°C		0		0		0
v		direz.12	0.2	direz.13	0.2	direz.23	0.2
G	N/mm <sup>2</sup>		690		690		360
Peso Specif.	kN/m <sup>3</sup>		4.2				

Parametri secondo Normativa

Tipologia del materiale: **Legno**

Database materiali... Elimina Rinomina Salva Chiudi

finestra materiale C24 - parametri meccanici

**Tipo di Materiali**

Generale Calcestruzzo Acciaio da Carpenteria Acciaio per Armature **Legno** XLam

Tipo: **Lamellare incollato**

fm,k	24	N/mm <sup>2</sup>
ft,0,k	14	N/mm <sup>2</sup>
ft,90,k	0.5	N/mm <sup>2</sup>
fc,0,k	21	N/mm <sup>2</sup>
fc,90,k	2.5	N/mm <sup>2</sup>
fv,k	2.5	N/mm <sup>2</sup>
fv,r,k	1	N/mm <sup>2</sup>
fv,b,k	2.5	N/mm <sup>2</sup>
E0,k	7400	N/mm <sup>2</sup>
E90,m	370	N/mm <sup>2</sup>
ro,k	35000	t/m <sup>3</sup>

Legame Costitutivo del materiale: **~Lineare**

Modifica Legame Costitutivo

No Resist.Comp  No Resist.Traz

Aggiorna Prop.Meccaniche

Considera coeff. kh

Considera coeff. kcr con norma DM'08

OK Annulla Applica ?



finestra materiale C24 - parametri di resistenza

**Materiali**

Nome del Materiale:

Materiale Isotropo  Materiale Ortotropo

		direz.1	direz.2	direz.3
mod. Elas	N/mm <sup>2</sup>	370	11000	8250
Alfa	1/°C	0	0	0
		direz.12	direz.13	direz.23
v		0	0	0
G	N/mm <sup>2</sup>	119.07354067E	76.374909104E	596.50242938E
Peso Specif.	kN/m <sup>3</sup>	7.35		

Parametri secondo Normativa

Tipologia del materiale:

Database materiali...

finestra materiale Xlam - parametri meccanici

**Tipo di Materiali**

Generale Calcestruzzo Acciaio da Carpenteria Acciaio per Armature Legno **XLam**

Strati:

Materiale	Spessore (cm)	Largh. lamelle (cm)	Orientamento (°)
C24	6	10	0
C24	6	10	90
C24	6	10	0
C24	6	10	90
C24	6	10	0
C24	6	10	90
C24	6	10	0

Equivalenza E3:   Calcola auto

EA2	<input type="text" value="264000"/>	N/mm <sup>2</sup> · cm	GAv12	<input type="text" value="4464.40028121366"/>	N/mm <sup>2</sup> · cm	v12	<input type="text" value="0"/>
EA3	<input type="text" value="198000"/>	N/mm <sup>2</sup> · cm	GAv13	<input type="text" value="2863.50908647613"/>	N/mm <sup>2</sup> · cm	v13	<input type="text" value="0"/>
EJ2	<input type="text" value="48312000"/>	N/mm <sup>2</sup> · cm <sup>3</sup>	Gav23	<input type="text" value="14316.0583053392"/>	N/mm <sup>2</sup> · cm	v23	<input type="text" value="0"/>
EJ3	<input type="text" value="19602000"/>	N/mm <sup>2</sup> · cm <sup>3</sup>	Classe di servizio	<input type="text" value="1"/>		kdef	<input type="text" value="0.8"/>
TM	<input type="text" value="24"/>	cm	TB	<input type="text" value="37.4927986171575"/>	cm		

Verifica resistenza N23

finestra materiale Xlam - parametri di rigidezza e resistenza



### Confronto

Eseguendo un confronto diretto tra il calcolo manuale e quello eseguito da CMP, si nota chiaramente l'ottima congruenza tra i risultati.

	CMP	MANUALE
EA2	264000.000	264000.000
EA3	198000.000	198000.000
EJ2	48312000.000	48312000.000
EJ3	19602000.000	19602000.000
GAV12	4464.400	4464.400
GAV13	2863.509	2863.509
GAV23	14316.058	14316.05831
E1	370	370
E2	11000	11000
E3	8250	8250
G12	119.0735	119.0735407
G13	76.3749	76.3749091
G23	596.5024	596.5024294
TM	24	24
TB	37.4928	37.49279862
Ps	7.350	7.350

### Verifiche agli stati limite ultimi

Le verifiche dei pannelli in XLam vengono condotte in termini tensionali secondo le formule indicate nel §4.4.8.1 del DM 2008 (di seguito DM08), alla quale si rimanda per il significato di dettaglio dei vari parametri utilizzati.

Nota: per tutti i riferimenti e specifiche alle formule che saranno descritte si veda “Analisi e verifica di pannelli in strati di legno massiccio incrociati Xlam” nel manuale di CMP.

Queste sono riportate di seguito con riferimento ai casi di sollecitazione compatibili con gli elementi Shell; le formule sono state divise in 4 gruppi di verifiche: NM, Q, NT23 e NQT.

1) trazione parallela alla fibratura	(N)	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} \leq 1$	} NM
2) compressione parallela alla fibratura	(N)	$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} \leq 1$	
3) flessione retta	(N)	$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$	
4) tenso-flessione retta	(N)	$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$	
5) presso-flessione retta	(M)	$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$	



### 6) taglio fuori piano

$$\begin{array}{l}
 6.1) \quad \frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1 \quad \text{strati con fibratura // alla direzione di riferimento} \\
 6.2) \quad \frac{\tau_d}{f_{v,r,d}} \leq 1 \quad \text{strati con fibratura } \perp \text{ alla direzione di riferimento}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 6.1) \\ 6.2) \end{array}} \right\} Q$$

### 7) taglio nel piano

$$\begin{array}{l}
 7.1) \quad \frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} \leq 1 \\
 7.2) \quad \frac{\tau_{T,d}}{f_{T,XLam,d}} \leq 1 \\
 7.3) \quad \frac{\tau_{T,d}}{f_{T,XLam,d}} + \left( \frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} \right)^2 \leq 1
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 7.1) \\ 7.2) \\ 7.3) \end{array}} \right\} \text{NT23}$$

### 8) taglio combinato

$$\begin{array}{l}
 8.1) \quad \frac{\tau_d + \tau_{v,d}}{f_{v,d}} \leq 1 \\
 8.2) \quad \frac{\tau_{TM,d}}{f_{v,d}} + \left( \frac{\tau_d + \tau_{v,d}}{f_{v,d}} \right)^2 \leq 1
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 8.1) \\ 8.2) \end{array}} \right\} \text{NQT}$$

Nelle formule le disequazioni sono intese in senso “puntuale”: viene cioè eseguito il controllo della massima tensione in ciascuno strato. L’esito della verifica sul singolo elemento Shell è pari al valore più gravoso attinto per quella verifica in tutti gli strati.

Nelle descrizioni degli esiti delle verifiche, sia in Finestra Modello (vedi Comando Visualizza Verifiche > SLU Shell...) che nelle tabelle del calcolo manuale che di seguito verranno , il valore “VC” rappresenta il “Coefficiente di Verifica”, ovvero il valore attinto dal membro di sinistra delle disequazioni, mentre “UF” indica il “Coefficiente di Sfruttamento”, ovvero l’inverso del moltiplicatore dei carichi (inteso uguale per tutte le componenti di sollecitazione) che fa degenerare le disuguaglianze in uguaglianze.

Le tensioni dovute alle azioni di tenso-presso-flessione sono determinate considerando solamente gli strati sollecitati parallelamente alla fibratura, in quanto gli strati perpendicolari possono risultare fessurati, e non sono ritenuti pertanto affidabili ed efficaci ai fini della resistenza. La generica tensione normale nel singolo strato è pertanto determinata secondo le seguenti formule, nelle quali si distinguono i contributi dovuti alle azioni membranali e flettenti.

$$\text{azioni membranali e flessionali} \quad \sigma_{0,d}(\zeta) = \frac{N_{\xi\xi}}{EA_{\xi}} E_{\xi}(\zeta) \quad ; \quad \sigma_{m,d}(\zeta) = \frac{M_{\xi\xi}}{EJ_{\xi}} E_{\xi}(\zeta) \zeta$$



azioni taglianti fuori piano 
$$\tau_d(\zeta) = \frac{Q_{1\xi} S_\xi(\zeta)}{EJ_\xi B}$$

forza nel piano per ogni strato: 
$$N23_{i,M23} = \frac{M23}{(GJ_T)_\xi} G_i t_i d_i + N23_{i,N23}$$

torsione su ogni lamella di larghezza  $b_i$  
$$TM_i = \frac{M23}{b_i (GJ_T)_\xi} G_i J_{Ti}$$

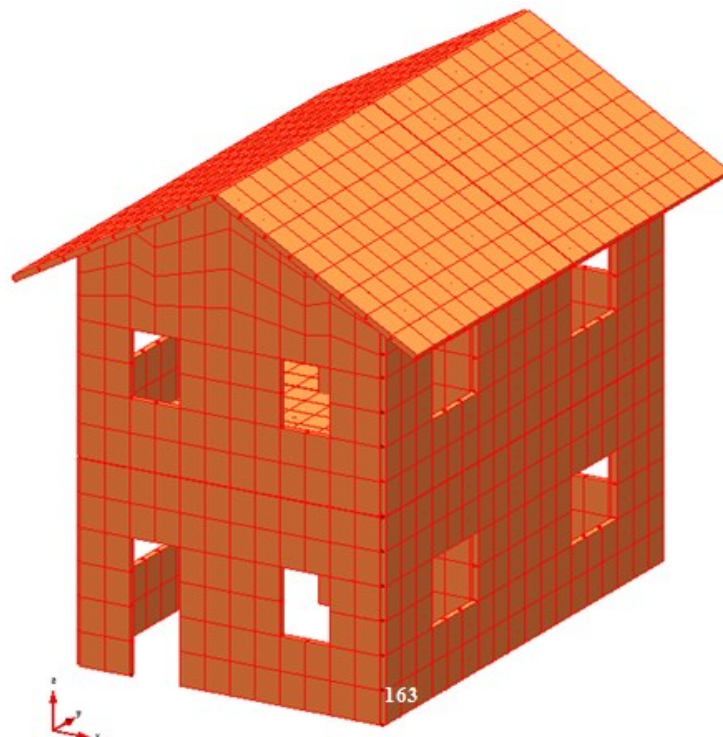
Tensioni tangenziali per effetto combinato di N23 e M23:

$$\tau_{v,d} = \frac{N23_i}{t_i} ; N23_i = N23_{i,N23} + N23_{i,M23}$$

$$\tau_{TM,d} = \frac{TM_i}{W_T}$$

$$\tau_{T,d} = \max\left(\frac{T_{i,i+1}}{W_{P,i,i+1}}\right) ; T_{i,i+1} = T_{i,i+1,N23} + T_{i,i+1,M23}$$

A titolo illustrativo nell'immagine sottostante è rappresentato il modello utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni; a tutti gli elementi bidimensionali che costituiscono l'oggetto è stato assegnato il materiale Xlam e successivamente è stato preso in considerazione l'elemento shell n°163 per eseguire le verifiche.



Dati di sollecitazione (shell 163):



N22= -117.347 kN/m  
 N33= 5.78416 kN/m  
 N23= 1.50099 kN/m  
 M22= -5.75999 kNm/m  
 M33= 1.82191 kNm/m  
 M23= 0.870286 kNm/m  
 Q12= 23.3008 kN/m  
 Q13= 6.56456 kN/m

**- calcolo manuale**

Di seguito sono illustrate le tabelle di calcolo utilizzate per le verifiche precedentemente definite.

strato	N direz. 2		N direz. 3		M direz. 2		M direz. 3	
	$\sigma_{0,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	coef.ver N	$\sigma_{0,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	coef.ver N	$\sigma_{m,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	coef. Ver. M	$\sigma_{m,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	coef. Ver. M
1	-0.4889	-0.0482294	0	0	0.2754094	0.02377045	0	0
2	0	0	0.0321	0.00475455	0	0	-0.1533594	0.0132364
3	-0.4889	-0.0482294	0	0	0.1180326	0.01018734	0	0
4	0	0	0.0321	0.00475455	0	0	0.0306719	0.0026473
5	-0.4889	-0.0482294	0	0	-0.1180326	-0.01018734	0	0
6	0	0	0.0321	0.00475455	0	0	0.1533594	0.0132364
7	-0.4889	-0.0482294	0	0	-0.2754094	-0.02377045	0	0

**tensioni membranali, flessionali e relativi coefficienti di verifica**

strato	NM				vc Q			
	VC dir2	UF dir2	VC dir3	UF dir3	$\tau$ 12 [N/mm <sup>2</sup> ]	VC Q12	$\tau$ 13 [N/mm <sup>2</sup> ]	VC Q13
1	0.026096521	0.06155744	0	0	-0.057297	0.047475	-0.00134	0.002772
2	0	0	0.017990932	0.017990932	-0.058582	0.121348	-0.02786	0.023085
3	0.012513406	0.053591253	0	0	-0.077681	0.064364	-0.02831	0.058638
4	0	0	0.007401829	0.007401829	-0.077761	0.161077	-0.02997	0.024829
5	0.012513406	0.053591253	0	0	-0.077681	0.064364	-0.02831	0.058638
6	0	0	0.017990932	0.017990932	-0.058582	0.121348	-0.02786	0.023085
7	0.026096521	0.06155744	0	0	-0.057297	0.047475	-0.00134	0.002772
<b>MAX</b>	<b>0.0260965</b>	<b>0.0615574</b>	<b>0.0179909</b>	<b>0.0179909</b>		<b>0.1610768</b>		<b>0.0586375</b>

**coefficienti di verifica NM, tensioni tangenziali per taglio fuori piano e relativi coefficienti di verifica**

N 23							
	Gt* [N/mm]	Fi [kN/m]	$\tau_{T,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		Gt* [N/mm]	$\tau_v$ N23 [N/mm <sup>2</sup> ]	
	Min(Gt*, Gt* <sub>i+1</sub> )					piano 12	piano 13
1° incoll.	41400	0.250165	-0.00750	1° lamella	82800	0.0041694	0
2° incoll.	41400	0.250165	0.00750	2° lamella	41400	0	0.0083388
3° incoll.	41400	0.250165	-0.00750	3° lamella	41400	0.0083388	0
4° incoll.	41400	0.250165	0.00750	4° lamella	41400	0	0.0083388
5° incoll.	41400	0.250165	-0.00750	5° lamella	41400	0.0083388	0
6° incoll.	41400	0.250165	0.00750	6° lamella	41400	0	0.0083388
				7° lamella	82800	0.0041694	0

**Tensioni tangenziali per effetto del taglio nel piano N23**



M 23								incollaggio NT23	
G [N/mm <sup>2</sup> ]		(GJt)eff [N*mm]		$\tau_v$ M23 [N/mm <sup>2</sup> ]		$\tau_t$ M23 [N/mm <sup>2</sup> ]		Mt [N/mm]	$\tau_{T,d}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
p. 12	p. 13	piano 12	piano 13			piano 12	piano 13		
690	0	1148675937	0	0.0345444	0	0.0120967	0	-20726.6282	-0.06217988
0	690	0	527675937	0	0.0552828	0	0.0290382	12443.0624	0.0373292
690	0	155075937	0	0.0115148	0	0.0120967	0	5534.1864	0.0166026
0	690	0	30875936.9	0	0	0	0.0290382	5534.1864	0.0166026
690	0	155075937	0	-0.0115148	0	0.0120967	0	12443.0624	0.0373292
0	690	0	527675937	0	-0.0552828	0	0.0290382	-20726.6282	-0.06217988
690	0	1148675937	0	-0.0345444	0	0.0120967	0		

tensioni tangenziali per taglio nel piano, per torsione e sul piano di incollaggio generate da M23

strato	NT23				incollaggio NT23		MAX NT23	
	n° 3				n° 2		VC	UF
	p. 12 VC	p. 12 UF	p. 13 VC	p. 13 UF		VC		
1	0.011052	0.03747774	0		1° incoll.	0.05774	0.0577389	0.0577389
2	0		0.02684	0.06610047	2° incoll.	0.02471	0.0577389	0.0661005
3	0.010294	0.02220805	0		3° incoll.	0.00754	0.0371483	0.0371483
4	0		0.02411	0.0259032	4° incoll.	0.00754	0.0241080	0.0259032
5	0.010030	0.01067184	0		5° incoll.	0.02471	0.0247115	0.0247115
6	0		0.02557	0.05274445	6° incoll.	0.05774	0.0453021	0.0527444
7	0.010656	0.03067340	0				0.0453021	0.0453021
					<b>MAX</b>		<b>0.0577389</b>	<b>0.0661005</b>

massimi coefficienti di verifica NT23

strato	NQT				MAX NQT		
	n° 2				VC	UF	
	piano 12 VC	piano 12 UF	piano 13 VC	piano 13 UF			
1	0.0163514	0.084721016	0		0.0163514	0.0847210	
2	0		0.0298059	0.088779305	0.0298059	0.0887793	
3	0.0165539	0.085981042	0		0.0165539	0.0859810	
4	0		0.0250675	0.045971478	0.0250675	0.0459715	
5	0.0145114	0.072194342	0		0.0145114	0.0721943	
6	0		0.0279020	0.075168643	0.0279020	0.0751686	
7	0.0152999	0.077826662	0		0.0152999	0.0778267	
					<b>MAX</b>	<b>0.0298059</b>	<b>0.0887793</b>

massimi coefficienti di verifica NQT

**- calcolo con CMP**

Di seguito viene stampato il file log della verifica eseguita da CMP.

```
***** DEBUG FILE LOG CMP *****
File Name: modello xlam2.cmp
Date: 31-1-2017
Time: 12:19:32
CMP Version: 28.00 (005)
User code 27974
Values are in N, mm, rad, °C.
*****
```

```
+++++
Verification of Shell n° 163
```





Verify name: xlam  
Envelope : test  
Combination : N22 Min

Forces:

membrane force N22 = -117.347 N/mm  
membrane force N33 = 5.78416 N/mm  
in-plane shear N23 = 1.50099 N/mm  
bending moment M22 = -5759.99 Nmm/mm  
bending moment M33 = 1821.91 Nmm/mm  
torsional moment M23 = 870.286 Nmm/mm  
out-of-plane shear Q12 = 23.3008 N/mm  
out-of-plane shear Q13 = 6.56456 N/mm  
Load Duration Class = Lunga Durata

Layers:

n° = layer number  
mat. = layer material  
th. = layer thickness  
b = layer plank width  
alpha = angle between the orthotropic principal dir and layer plank grain dir  
E0 = Young modulus of layer plank in a parallel-to-grain direction  
E90 = Young modulus of layer plank in a perpendicular-to-grain direction  
G = shear modulus of layer plank  
kmod = modification factor  
ft,0,d = design strength for parallel-to-grain tensile stress  
fc,0,d = design strength for parallel-to-grain compressive stress  
fm,0,d = design strength for bending stress  
fv,d = design strength for shear stress (only one dir along the grain)  
fvr,d = design strength for rolling shear stress (both dir perpendicular-to-grain)

n°	mat	th	b	alpha	E0[N/mm <sup>2</sup> ]	E90[N/mm <sup>2</sup> ]	G[N/mm <sup>2</sup> ]
	design strengths [N/mm <sup>2</sup> ]	kmod	ft,0,d	fc,0,d	fm,0,d	fv,d	fvr,d
1	C24	60.00000 0.7000	100.0000 6.758621	0. 10.13793	11000.0000 11.58621	370.000000 1.206897	690.000000 0.482759
2	C24	60.00000 0.7000	100.0000 6.758621	90.00000 10.13793	11000.0000 11.58621	370.000000 1.206897	690.000000 0.482759
3	C24	60.00000 0.7000	100.0000 6.758621	0. 10.13793	11000.0000 11.58621	370.000000 1.206897	690.000000 0.482759
4	C24	60.00000 0.7000	100.0000 6.758621	90.00000 10.13793	11000.0000 11.58621	370.000000 1.206897	690.000000 0.482759
5	C24	60.00000 0.7000	100.0000 6.758621	0. 10.13793	11000.0000 11.58621	370.000000 1.206897	690.000000 0.482759
6	C24	60.00000 0.7000	100.0000 6.758621	90.00000 10.13793	11000.0000 11.58621	370.000000 1.206897	690.000000 0.482759
7	C24	60.00000 0.7000	100.0000 6.758621	0. 10.13793	11000.0000 11.58621	370.000000 1.206897	690.000000 0.482759

Preflex and out-of-plane shear verifications:

Stiffness properties:

membrane stiffness EA2 = 2.64e+006 N/mm<sup>2</sup> \* mm<sup>2</sup> / mm  
membrane stiffness EA3 = 1.98e+006 N/mm<sup>2</sup> \* mm<sup>2</sup> / mm  
bending stiffness EJ2 = 4.8312e+010 N/mm<sup>2</sup> \* mm<sup>4</sup> / mm  
bending stiffness EJ3 = 1.9602e+010 N/mm<sup>2</sup> \* mm<sup>4</sup> / mm

Tables:

n° = layer number  
sn2 = normal stress due to N22  
sn3 = normal stress due to N33  
sm2 = normal stress due to M22  
sm3 = normal stress due to M33  
S2 = static moment used in the Jourawski formula for Q12 (weighted by {E,G} properties)



S3 = static moment used in the Jourawski formula for Q13 (weighted by {E,G} properties)  
 tau2 = shear stress due to Q12  
 tau3 = shear stress due to Q13  
 vc2 = verify coefficient for stresses in 2 direction shown on the left  
 vc3 = verify coefficient for stresses in 3 direction shown on the left  
 uf2 = utilization factor for stresses in 2 direction shown on the left  
 uf3 = utilization factor for stresses in 3 direction shown on the left

n°	sn2[N/mm²] S2[N]	sm2[N/mm²] tau2[N/mm²]	sn3[N/mm²] S3[N]	sm3[N/mm²] tau3[N/mm²]	vc2 vc2	uf2 vc3	vc3	uf3
1	-0.4889466 118800000.	0.27540913 0.05729705	3996000.00	0.00133823	0.026097 0.047475	0.061558 0.002772		
2	121464000.	0.05858190	0.03213422 83196000.0	0.15335951 0.02786170	0.121348	0.023085	0.017991	0.017991
3	-0.4889466 161064000.	0.11803248 0.07768092	84528000.0	0.02830777	0.012513 0.064364	0.053591 0.058638		
4	161230500.	0.07776122	0.03213422 89478000.0	0.03067190 0.02996549	0.161077	0.024829	0.007402	0.007402
5	-0.4889466 161064000.	0.11803248 0.07768092	84528000.0	0.02830777	0.012513 0.064364	0.053591 0.058638		
6	161064000.	0.05858190	0.03213422 83196000.0	0.15335951 0.02786170	0.121348	0.023085	0.017991	0.017991
7	-0.4889466 118800000.	0.27540913 0.05729705	3996000.00	0.00133823	0.026097 0.047475	0.061558 0.002772		

=====  
 In-plane behaviour verifications (ideal thickness method - Schickhofer et al.) :

Gt,eff = 248400 N/mm reduced total thickness times G  
 dGamma0 = 6.04265e-006 nominal shear strain due to N23 membrane force (N23/Gt,eff)  
 N23, M23 = 1.50099 N/mm, 870.286 Nmm/mm  
 fT,d,Xlam = 1.2069 N/mm² - design strength of the glued interface

-----  
 Shear stresses: (all stresses expressed in N/mm²)

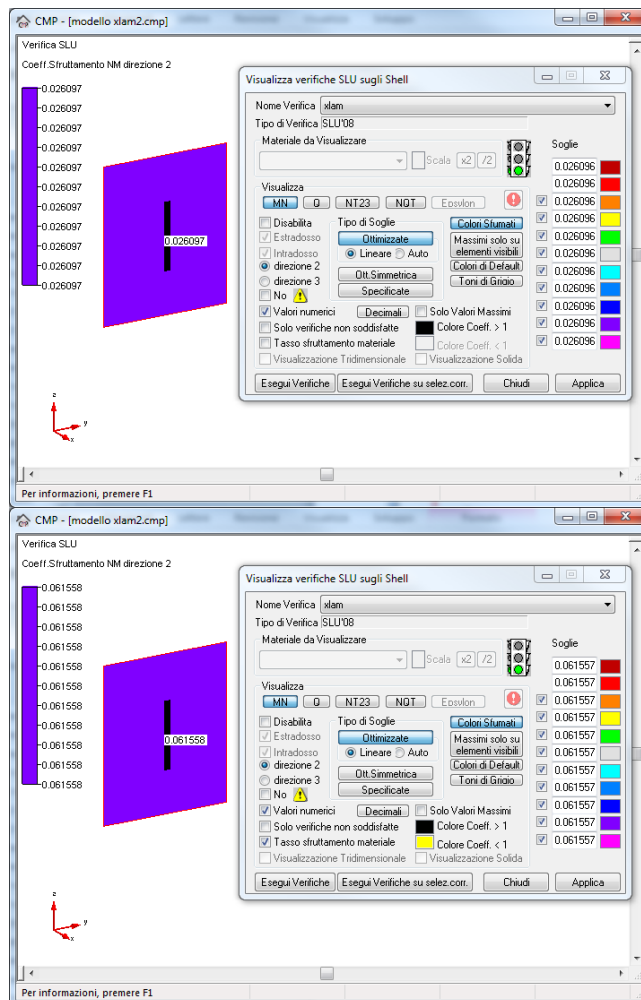
n° = layer number  
 Gti\* = ideal thickness of the layer times G [N/mm]  
 tauN23 = in-plane shear stress due to N23  
 tauM23t = in-plane max shear stress due to local torque on the plank  
 tauM23v = in-plane mean shear stress on the plank due to M23  
 vcNM23 I = verification coefficient for N23 and M23 actions (mechanism I - shear)  
 ufnM23 I = utilization factor for N23 and M23 actions (mechanism I - shear)  
 vcNQT = verification coefficient for N23+M23+Q actions  
 ufnQT = utilization factor for N23+M23+Q actions  
 Gt,eff = effective ideal thickness across glued node times G [N/mm]  
 T,N23 = torque on the glued interface due to N23 [N mm]  
 T,M23 = torque on the glued interface due to M23 [N mm]  
 T = total torque on the glued interface [N mm]  
 tauT = glued interface max tension [MPa]  
 ufnM23 II = glued interface utilization factor (mechanism II - torsional shear)

n°	Gti* Gti,eff	tauN23 T,N23	tauM23v T,M23	tauM23t T	tauT	vcNM23 I vcNM23 II	ufnM23 I ufnM23 II	vcNQT	ufnQT
1	82800.000 41400.000	0.0041694 -2501.658	0.0345444 -20726.62	0.0120967 -23228.28	0.0696848	0.0110519 0.0577389	0.0374777 0.0577389	0.0163514	0.0847210
2	41400.000 41400.000	0.0083389 2501.6575	0.0552828 12443.059	0.0290382 14944.716	0.0448341	0.0268391 0.0371483	0.0661005 0.0371483	0.0298059	0.0887793
3	41400.000 41400.000	0.0083389 -2501.658	0.0115148 5534.1847	0.0120967 3032.5272	0.0090976	0.0102936 0.0075380	0.0222081 0.0075380	0.0165539	0.0859811
4	41400.000 41400.000	0.0083389 2501.6575	-0.000000 5534.1847	0.0290382 8035.8422	0.0241075	0.0241080 0.0199748	0.0259032 0.0199748	0.0250675	0.0459715
5	41400.000 41400.000	0.0083389 -2501.658	0.011515 12443.059	0.0120967 9941.4011	0.0298242	0.0100299 0.0247115	0.0106718 0.0247115	0.0145114	0.0721943
6	41400.000 41400.000	0.0083389 2501.6575	-0.055283 -20726.62	0.0290382 -18224.96	0.0546749	0.0255731 0.0453021	0.0527444 0.0453021	0.0279020	0.0751686
7	82800.000	0.0041694	-0.034544	0.0120967		0.0106564	0.0306734	0.0152999	0.0778266

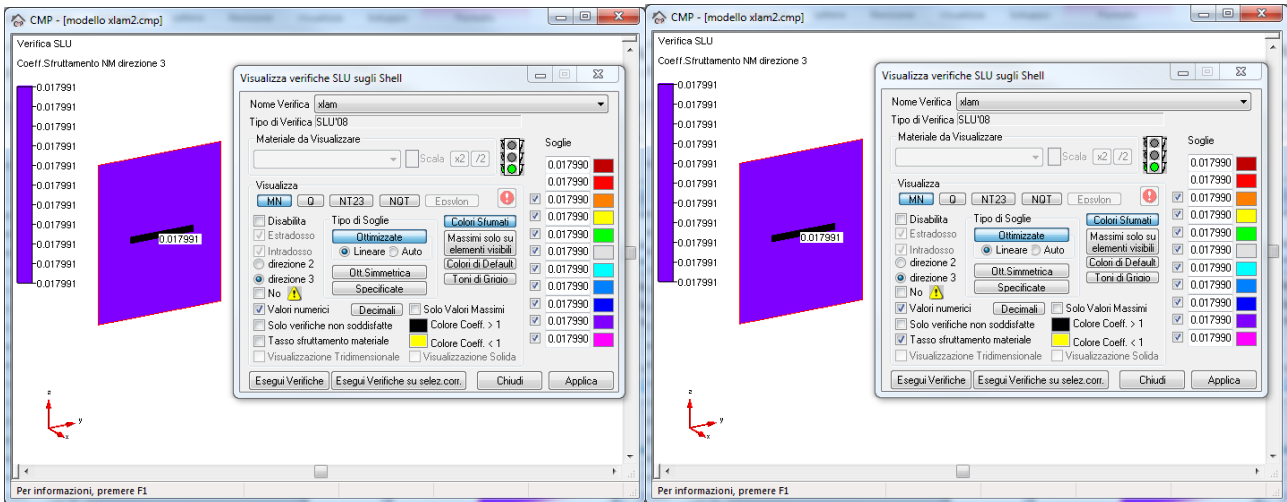


0.0577389 0.0661005 0.0298059 0.0887793

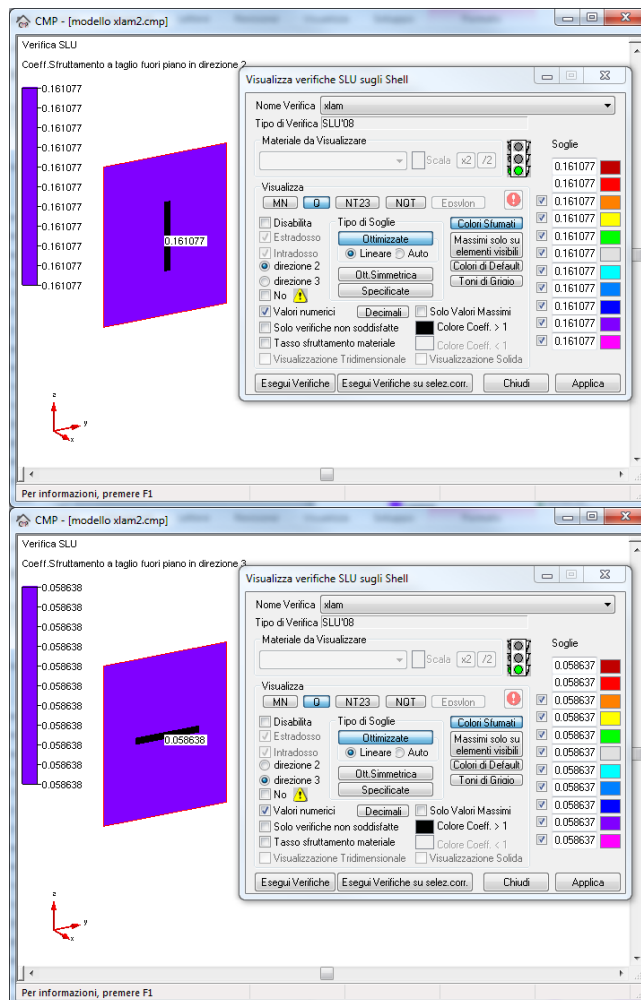
Di seguito vengono indicate le immagini riguardanti l'esito delle verifiche eseguite da CMP.



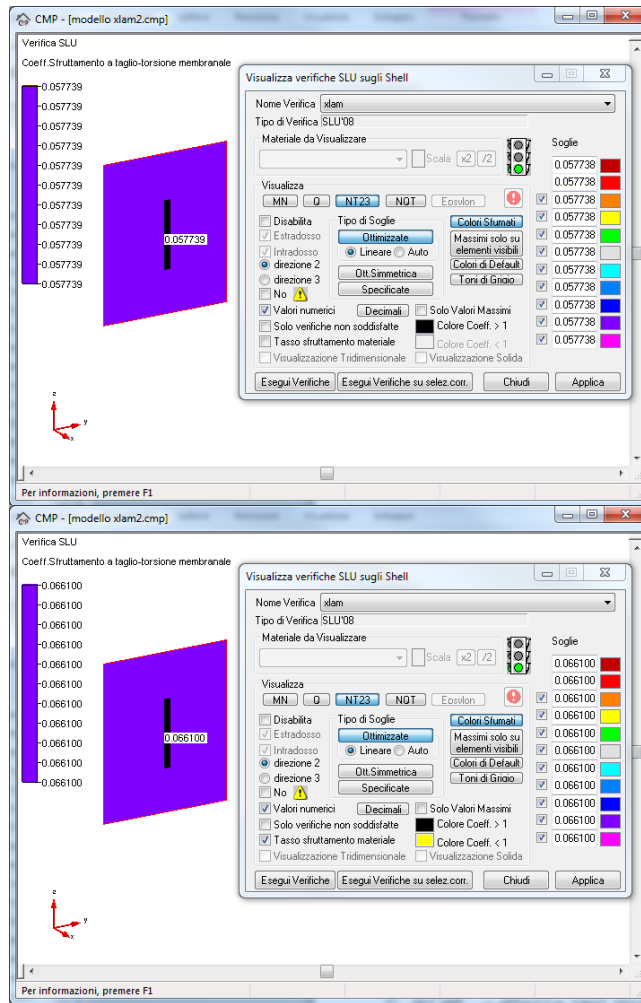
coefficienti VC e UF per la verifica NM nel piano 12



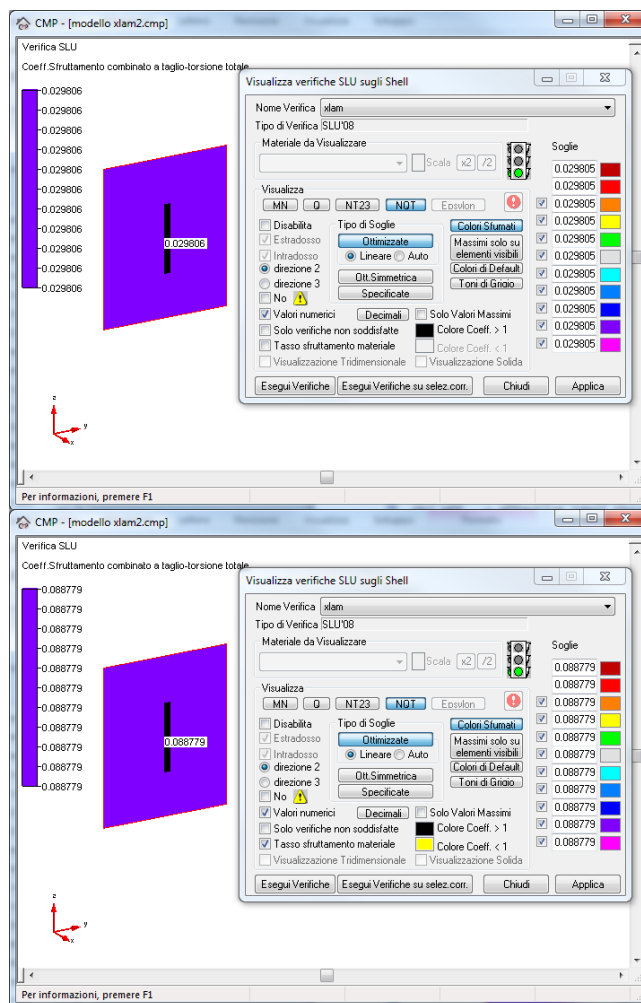
coefficienti VC e UF per la verifica NM nel piano 13



coefficienti VC per la verifica Q nei piani 12 e 13



coefficienti VC e UF per la verifica NT23



coefficienti VC e UF per la verifica NQT

**Confronto**

Eseguendo un confronto diretto tra il calcolo manuale e quello eseguito da CMP, si nota chiaramente l'ottima congruenza tra i risultati.

	CMP	MANUALE
<b>NM dir.2 VC</b>	0.026097	0.0260965
<b>NM dir.2 UF</b>	0.061558	0.0615574
<b>NM dir.3 VC</b>	0.017991	0.0179909
<b>NM dir.3 UF</b>	0.017991	0.0179909
<b>Q12 VC</b>	0.161077	0.1610768
<b>Q13 VC</b>	0.058638	0.0586375
<b>NT 23 VC</b>	0.0577389	0.0577389
<b>NT 23 UF</b>	0.0661005	0.0661005
<b>NQT VC</b>	0.0298059	0.0298059
<b>NQT UF</b>	0.0887793	0.0887793

Confronto tra valori calcolati da CMP e con foglio elettronico



## 6 GERARCHIA DELLE RESISTENZE

### 6.1 VERIFICA DI GERARCHIA DELLE RESISTENZE PER ELEMENTO TRAVE

**Data:** 26/05/2010

**Programma:** CMP 24

**Versione:** 24.0.1.3 del 24/04/2010

**File:** [CMP: Cls\_Gerarch\_Resist.CMP]

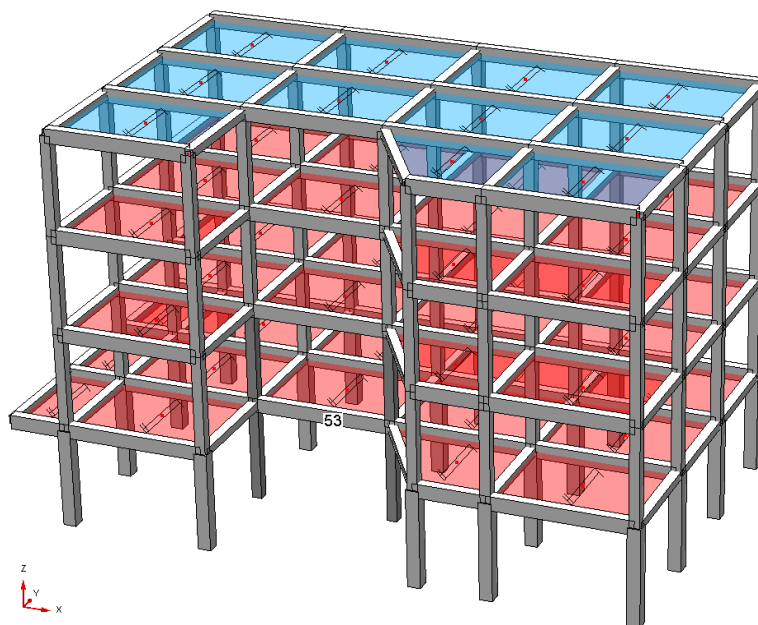
**Scopo:** confronto tra risultati di procedimento automatico e calcoli manuali su verifica in gerarchia delle resistenze per una trave di un telaio tridimensionale

#### **Descrizione test:**

Viene calcolata manualmente la sollecitazione di taglio di una trave in c.a., secondo quanto indicato dalla EN 1998-1 punto 5.4.2 "Effetti delle azioni di progetto" e confrontata con quella determinata mediante il Set di Involuppi “~EC STR”.

La struttura presa in esame per la validazione è costituita da un telaio in c.a. con sezioni di travi e pilastri generici, con set di carichi gravanti sul solaio determinati da normativa.

Per la validazione si prende in esame l'elemento Beam n°53, considerando la sola combinazione sismica, ovvero il relativo contributo dovuto alla interazione tra gli elementi connessi ai nodi di estremità della trave presa in esame.



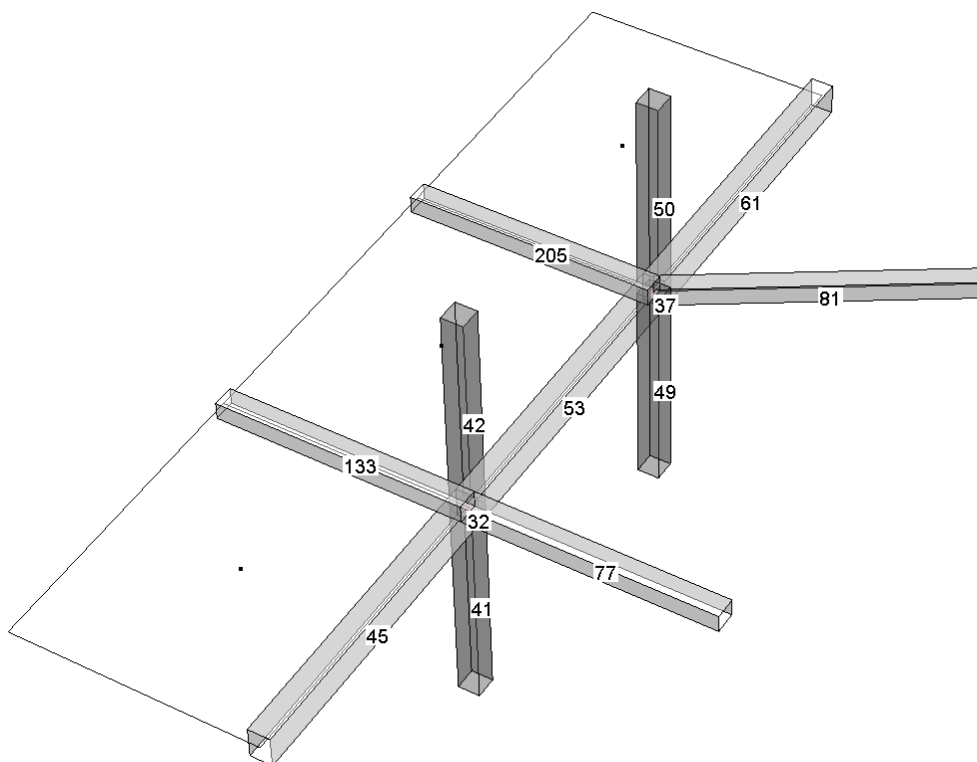


Figura 1

**Dati Sezioni:**

Presentiamo di seguito le tipologie di sezioni utilizzate:

Trave n°53

Sezione rettangolare [b = 35 cm, h = 50 cm] tipologia cls [C25/30].

In corrispondenza dei nodi [32,37] è presente:

armatura inferiore [ $A_a = 2\phi 20$ ],

armatura superiore [ $A_a' = 2\phi 20 + 1\phi 24$ ]

copriferri verticali [c = 3 cm].

Momento resistente:

$$M_{Rd,13+}^{53} = 10772.519 \text{ daNm}$$

$$M_{Rd,13-}^{53} = -18190.715 \text{ daNm}$$

*Il segno del momento è assunto in base al sistema di riferimento locale*

Trave n°45

Sezione rettangolare [b = 35 cm, h = 50 cm] tipologia cls [C25/30].

In corrispondenza del nodo 32:





armatura inferiore [ $A_a = 2\phi 20$ ],

armatura superiore [ $A_a' = 2\phi 20 + 1\phi 24$ ]

copriferrì verticali [ $c = 3$  cm].

Momento resistente:

$$M_{Rd,13+}^{45} = 10772.519 \text{ daN m}$$

$$M_{Rd,13-}^{45} = -18190.715 \text{ daN m}$$

*Il segno del momento è assunto in base al sistema di riferimento locale*

Trave n°61

Sezione rettangolare [ $b = 35$  cm,  $h = 50$  cm] tipologia cls [C25/30].

In corrispondenza del nodo 37:

armatura inferiore [ $A_a = 2\phi 20$ ],

armatura superiore [ $A_a' = 2\phi 20 + \phi 24$ ]

copriferrì verticali [ $c = 3$  cm].

Momento resistente:

$$M_{Rd,13+}^{61} = 10772.519 \text{ daNm}$$

$$M_{Rd,13-}^{61} = -18190.715 \text{ daNm}$$

*Il segno del momento è assunto in base al sistema di riferimento locale*

Trave n°81

Sezione rettangolare [ $b = 30$  cm,  $h = 30$  cm] tipologia cls [C25/30].

In corrispondenza del nodo 37:

armatura inferiore [ $A_a = 3\phi 20$ ],

armatura superiore [ $A_a' = 3\phi 20$ ]

copriferrì verticali [ $c = 3$  cm].

Momento resistente:

$$M_{Rd,13+}^{81} = 8128.099 \text{ daNm}$$

$$M_{Rd,13-}^{81} = -8128.099 \text{ daNm}$$

*Il segno del momento è assunto in base al sistema di riferimento locale.*

Pilastro n°42

Sezione rettangolare [ $b = 35$  cm,  $h = 35$  cm] tipologia cls [C25/30].

In corrispondenza del nodo 32 è presente:



armatura inferiore [ $A_a = 3\phi 20$ ],

armatura superiore [ $A_a' = 3\phi 20$ ]

armatura intermedia [ $A_a'' = 2\phi 20$ ]

copriferrì verticali [ $c = 3 \text{ cm}$ ].

Pilastro n°41

Sezione rettangolare [ $b = 45 \text{ cm}$ ,  $h = 45 \text{ cm}$ ] tipologia cls [C25/30].

In corrispondenza del nodo 32 è presente:

armatura inferiore [ $A_a = 3\phi 20$ ],

armatura superiore [ $A_a' = 3\phi 20$ ]

armatura intermedia [ $A_a'' = 2\phi 20$ ]

copriferrì verticali [ $c = 3 \text{ cm}$ ].

Pilastro n°50

Sezione rettangolare [ $b = 35 \text{ cm}$ ,  $h = 35 \text{ cm}$ ] tipologia cls [C25/30].

In corrispondenza del nodo 32 è presente:

armatura inferiore [ $A_a = 3\phi 20$ ],

armatura superiore [ $A_a' = 3\phi 20$ ]

armatura intermedia [ $A_a'' = 2\phi 20$ ]

copriferrì verticali [ $c = 3 \text{ cm}$ ].

Pilastro n°49

Sezione rettangolare [ $b = 45 \text{ cm}$ ,  $h = 45 \text{ cm}$ ] tipologia cls [C25/30].

In corrispondenza del nodo 32 è presente:

armatura inferiore [ $A_a = 3\phi 20$ ],

armatura superiore [ $A_a' = 3\phi 20$ ]

armatura intermedia [ $A_a'' = 2\phi 20$ ]

copriferrì verticali [ $c = 3 \text{ cm}$ ].

I momenti resistenti dei pilastri sono determinati con riferimento all'azione sismica considerata, secondo quanto indicato dal punto 5.4.2.2.(2).b) EC8 parte 1: "*Si raccomanda che il valore di  $M_{Rc}$  corrisponda alla(e) azione(i) assiale(i) della colonna nella situazione sismica di progetto per il senso considerato dell'azione sismica*"

### **Geometria del telaio:**

Lunghezza della trave 53:                      5 m

### **Confronto:**

Viene presentato di seguito un controllo diretto tra il calcolo manuale e quello eseguito da CMP:



Tipo di verifica	Parametri di confronto	Calcolo manuale	Calcolo CMP	Differenza percentuale
Verifica con Gerarchia delle resistenze	$T_{Ed,13}^{53}$ in prossimità del nodo32	-11344.93	-11345.4 daN	0.00%
	$T_{Ed,13}^{53}$ in prossimità del nodo37	11344.93	11345.4 daN	0.00%
	CoeffT13	0.557284	0.557305	0.00%

### Verifica Manuale

Definiamo l'inviluppo ~EC STR come inviluppo dei seguenti inviluppi base per la determinazione degli effetti delle azioni sulla struttura:

~EC STR\_1 combinazioni delle sollecitazioni di base, con azione dominante l'azioni variabile sul solai.

~EC STR\_2 combinazioni delle sollecitazioni di base, con azione dominante la neve in copertura.

~EC STR Sism.Oriz. 1 combinazione delle sollecitazioni sismiche derivanti da un'analisi modale con sisma dominate in direzione X.

~EC STR Sism.Oriz. 2 combinazione delle sollecitazioni sismiche derivanti da un'analisi modale con sisma dominante in direzione Y.

Le condizioni di carico elementari sono:

CdC 1	Carico permanente strutturale (Peso proprio solaio, sovraccarico permanente solaio, peso proprio trave)
CdC2	Carico variabile (Sovraccarico variabile d'impalcato considerando schema scacchiera A, vd. Manuale CMP), $\psi_2 = 0,3$ .
CdC3	Carico variabile (Sovraccarico variabile d'impalcato considerando schema scacchiera B, vd. Manuale CMP), $\psi_2 = 0,3$ .
CdC8	Azione sismica secondo EN 1998-1:2005 (Azione Sisma lungo X)
CdC9	Azione sismica secondo EN 1998-1:2005 (Azione Sisma lungo Y)

Mostriamo di seguito una rappresentazione grafica delle CdC elementari che agiscono direttamente sulla trave 53 quali: Peso proprio 437.50 daN/m, Peso solaio permanente 570 daN/m<sup>2</sup>, Sovraccarico variabile 300 daN/m<sup>2</sup> (area d'influenza = 2m).

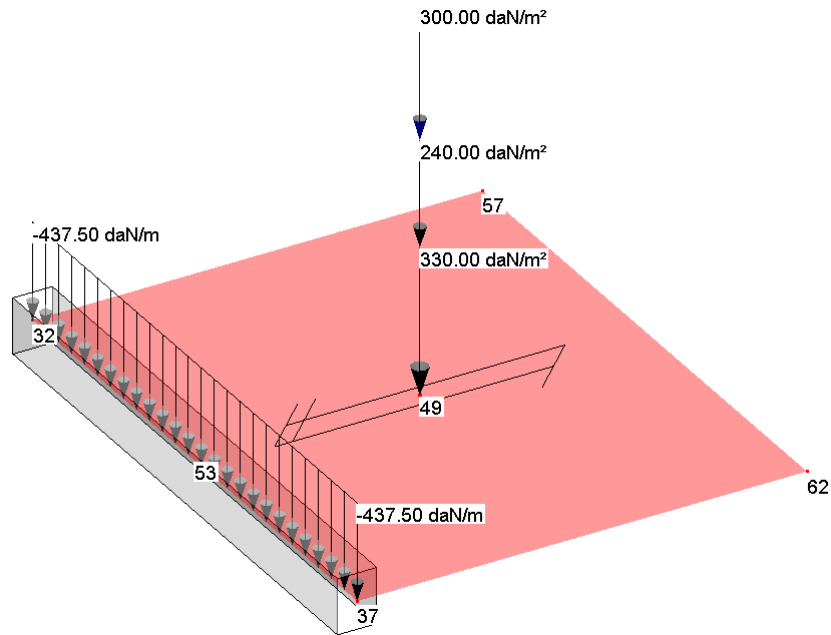


Figura 2

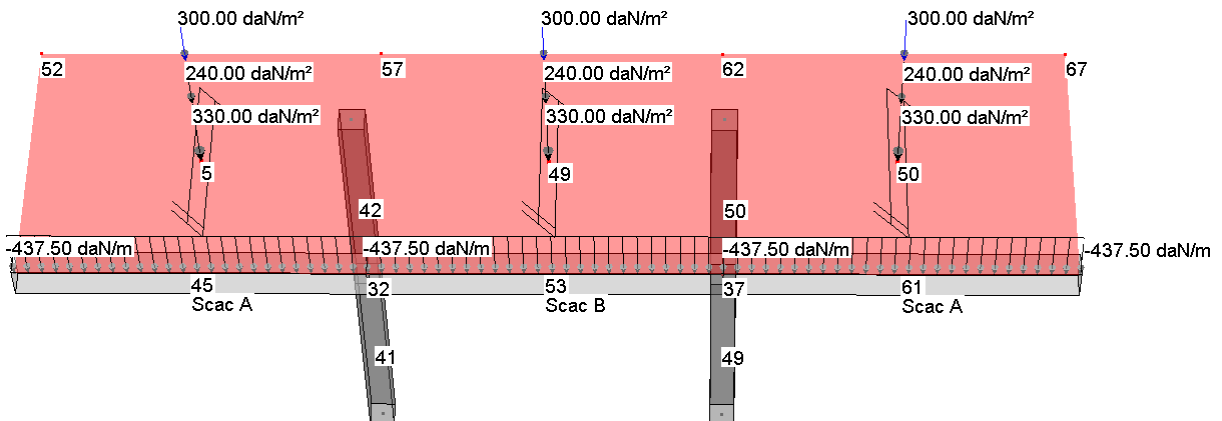


Figura 3



Secondo quanto indicato dal punto 5.4.2.2.(1)P EC8 parte 1 " *In travi sismiche primarie l'azione di taglio di progetto deve essere determinata in accordo con regole di progettazione secondo la capacità, sulla base dell'equilibrio della trave sotto: a) il carico trasversale agente su di essa nella situazione sismica di progetto e b) i momenti relativi alle sezioni di estremità  $M_{i,d}$  (con  $i = 1,2$  che denotano le sezioni di estremità della trave), corrispondente alla formazione della cerniera plastica per le direzioni positive e negative del carico sismico. Si raccomanda di considerare la formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi (vedere Figura4).*

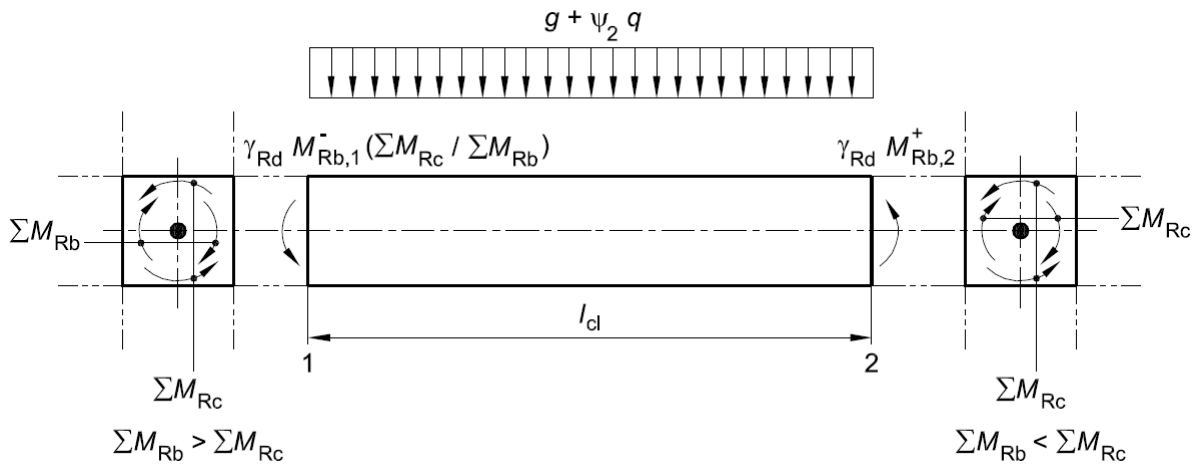


Figura 4

Dall'involuppo EC STR le combinazioni delle CdC che determinano una sollecitazione di Taglio T13 Max e Min all'inizio e alla fine del Beam 53 sono:

Comb A 1/0.3/0.3/0/0/0/-1.4/-0.42/0

Comb B 1/0.3/0.3/0/0/0/+1.4/+0.42/0

Rappresentiamo il diagramma del taglio in relazione ad uno schema strutturale appoggio – appoggio della trave 53. In Figura 5 è rappresentato il diagramma T13 per la combinazione di carico A.

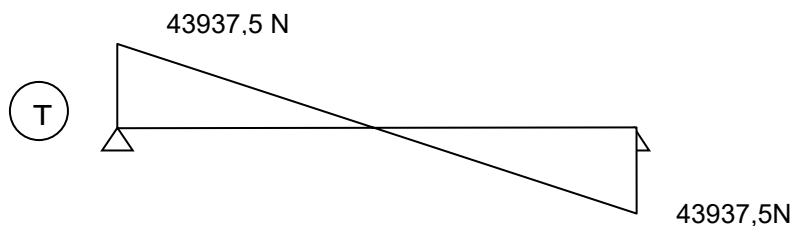


Figura 5

Secondo quanto indicato dal punto 5.4.2.2.(2).b) EC8 parte 1 " *I momenti di estremità  $M_{i,d}$  in (1)P e in (2)a) del presente sottopunto possono essere determinati come segue:*



$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad \text{Formula (5.8)}$$

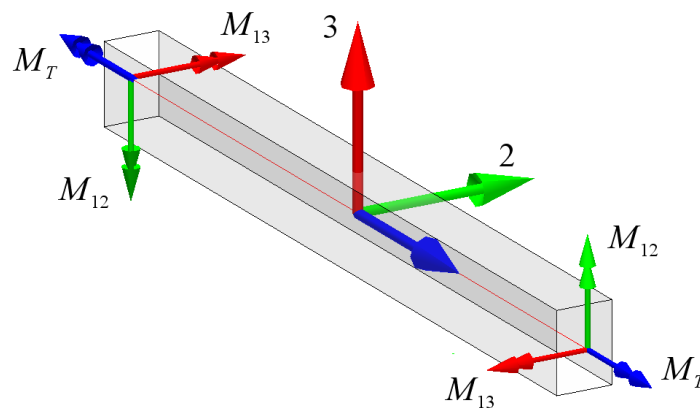
dove:

$\gamma_{Rd}$  è il coefficiente che tiene conto della possibile sovraresistenza dovuta all'incrudimento dell'acciaio, che nel caso di travi di classe DCH può essere preso uguale a 1,2;

$M_{Rb,i}$  è il valore di progetto del momento resistente della trave all'estremità  $i$  nel senso del momento flettente sismico sotto il senso considerato dell'azione sismica;

$\sum M_{Rc}$  e  $\sum M_{Rb}$  sono rispettivamente la somma dei valori di progetto dei momenti resistenti delle colonne e la somma dei valori di progetto dei momenti resistenti delle travi che convergono nel nodo [vedere punto 4.4.2.3(4)]. Si raccomanda che il valore di  $\sum M_{Rc}$  corrisponda alla(e) azione(i) assiale(i) della colonna nella situazione sismica di progetto per il senso considerato dell'azione sismica;

Presentiamo di seguito la convenzione utilizzata per la determinazione del segno per i momenti alle estremità degli elementi Beam. Il segno dei momenti sono in relazione al SdR [1,2,3] locale dell'elemento.



**Fig6**

Presentiamo il relativo valori di  $\theta$  come vettori dei momenti corrispondenti alle estremità delle aste.

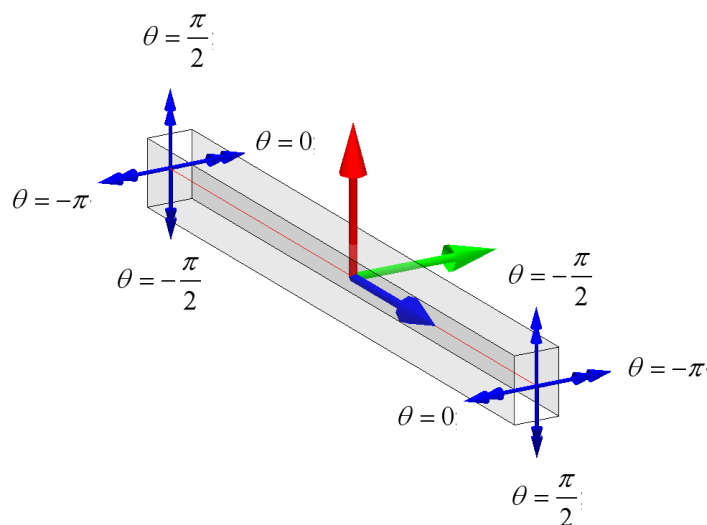


Fig7

La numerazione assunta per i nodi e le aste, corrisponde a quella di Figura 1.

Determiniamo la convenzione di  $\theta$  per le aste che convergono al nodo 32, nella configurazione di equilibrio. Lo schema seguente può essere assunto come schema per azione sismica in direzione X positiva, ovvero con momento positivo  $M_{13}$  sull'estremità del Beam 53 che converge al nodo 32.

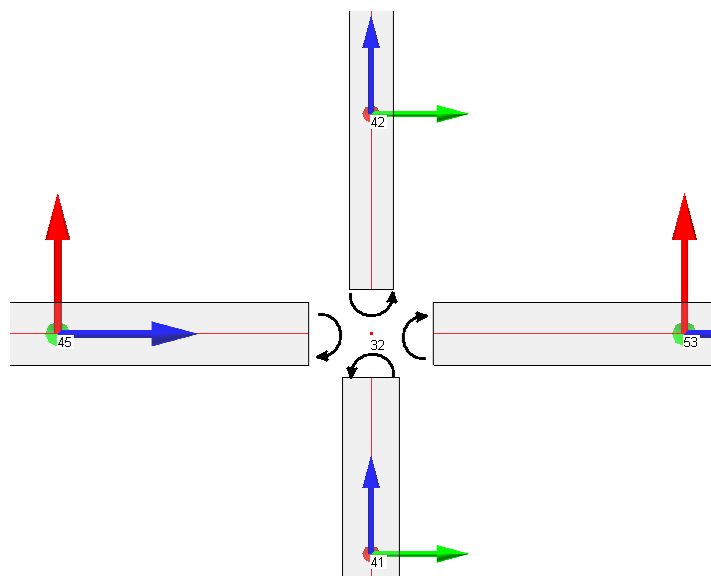


Fig8

- Aste 53 in corrispondenza del nodo 32

$$M(M_T, M_{13}, M_{12}) = 0, 1, 0$$

$$(\theta = 0)$$

- Asta 41 in corrispondenza del nodo 32



$$M(M_T, M_{13}, M_{12}) = 0, 0, -1$$

$$(\theta = \pi/2)$$

- Asta 45 in corrispondenza del nodo 32

$$M(M_T, M_{13}, M_{12}) = 0, -1, 0$$

$$(\theta = \pi)$$

- Asta 42 in corrispondenza del nodo 32

$$M(M_T, M_{13}, M_{12}) = 0, 0, 1$$

$$(\theta = -\pi/2)$$

Asta 77 e 133 forniscono contributo in termini di momenti resistenti sul piano 13 dell'asta 53.

Analogamente determiniamo la convenzione di  $\theta$  per le aste che convergono al nodo 32, nella configurazione di equilibrio per azione sismica in direzione X negativa, ovvero con momento negativo  $M_{13}$  sull'estremità del Beam 53 che converge al nodo 32.

- Aste 53 in corrispondenza del nodo 32

$$M(M_T, M_{13}, M_{12}) = 0, -1, 0$$

$$(\theta = \pi)$$

- Asta 41 in corrispondenza del nodo 32

$$M(M_T, M_{13}, M_{12}) = 0, 0, 1$$

$$(\theta = -\pi/2)$$

- Asta 45 in corrispondenza del nodo 32

$$M(M_T, M_{13}, M_{12}) = 0, 1, 0$$

$$(\theta = 0)$$

- Asta 42 in corrispondenza del nodo 32

$$M(M_T, M_{13}, M_{12}) = 0, 0, -1$$

$$(\theta = \pi/2)$$

Asta 77 e 133 non danno contributo in termini di momenti resistenti sul piano 13 dell'asta 53

Consideriamo la combinazione sismica A, e determiniamo i momenti che convergono al nodo 32, corrispondenti ad un momento negativo  $M_{13}$  sull'asta 53.

- Asta 53

$$M_{Rd,13-}^{53} = -18190.715 \quad daNm$$

- Asta 41





$$N_{Ed,11}^{41} = -49088.816 \text{ daN}$$

$$M_{Rd,12}^{41} = 26503.47593 \text{ daNm}$$

- Asta 42

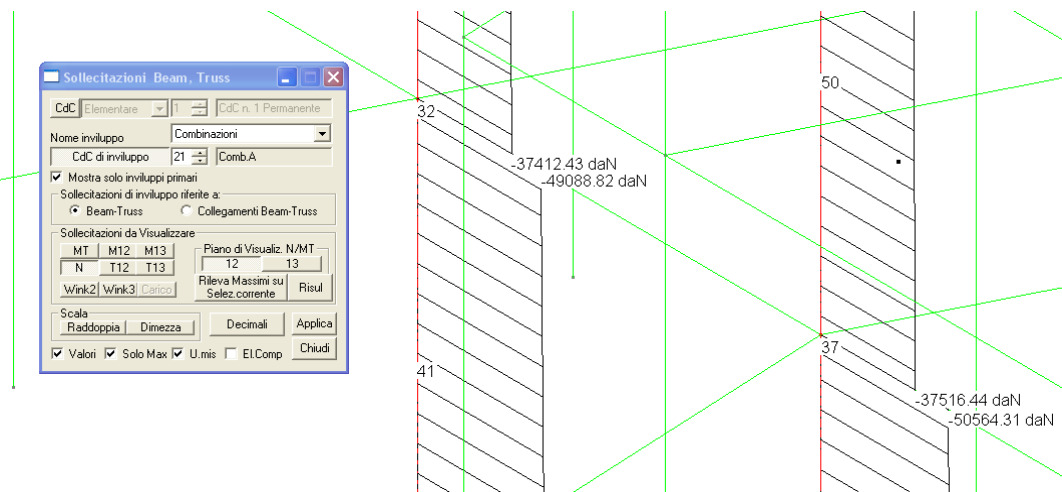
$$N_{Ed,11}^{42} = -374124 \text{ daN}$$

$$M_{Rd,12}^{42} = -17078.63 \text{ daNm}$$

- Asta 45

$$M_{Rd,13+}^{45} = 10772.51887 \text{ daNm}$$

Le sollecitazioni  $N_{Ed,11}^{41}$ ,  $N_{Ed,11}^{42}$  sono state ottenute visualizzando graficamente le sollecitazioni ricavate dalla combinazione A, così come mostrato in figura.



Secondo quanto indicato dal punto 5.4.2.2.(2).b) EC8 parte 1, calcoliamo l'equazione seguente:

$$M_{1,d}^{comA} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) = 1.2 \cdot M_{13}^{53} \cdot \min\left(1, \frac{43582.1 \text{ daNm}}{28963.234 \text{ daNm}}\right) = -21828.86 \text{ daNm}$$

Determiniamo i momenti, e la convenzione di  $\theta$  per le aste che convergono al nodo 32, nella configurazione di equilibrio per la combinazione A.

- Asta 53

$$M(M_T, M_{13}, M_{12}) = 0, 1, 0$$

$$(\theta = 0)$$

$$M_{Rd,13+}^{53} = 10772.51887 \text{ daNm}$$



- Asta 50

$$M(M_T, M_{13}, M_{12}) = 0, 0, -1$$

$$(\theta = \pi/2)$$

$$N_{Ed,11}^{50} = -37516.44 \text{ daN}$$

$$M_{Rd,12}^{50} = -17081.43 \text{ daNm}$$

- Asta 49

$$M(M_T, M_{13}, M_{12}) = 0, 0, 1$$

$$(\theta = -\pi/2)$$

$$N_{Ed,11}^{49} = -50564.31 \text{ daN}$$

$$M_{Rd,12}^{49} = 26675.914 \text{ daNm}$$

- Asta 61

$$M(M_T, M_{13}, M_{12}) = 0, -1, 0$$

$$(\theta = \pi)$$

$$M_{Rd,13-}^{61} = -18190.7151 \text{ daNm}$$

L'asta 81 contribuisce alla resistenza ( $M_{Rd}$ ) del nodo, in quanto il momento resistente  $M_{13}^{81}$  possiede una componente non nulla lungo il piano nel quale giace la trave 53.

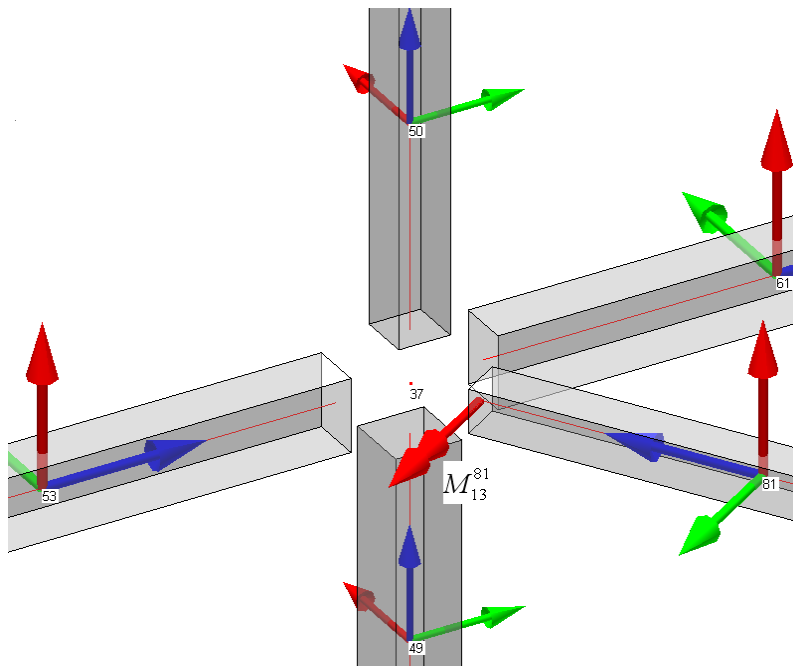


Fig 9



L'asta 81 possiede una inclinazione  $\alpha = 32.005^\circ$ , che fornisce un momento resistente al nodo pari a:

$$M_{13}^{81,37} = M_{13}^{81} \cdot \sin\alpha = 8128.099 \text{ daNm} \sin\alpha = 4307.84 \text{ daNm}$$

Secondo quanto indicato dal punto 5.4.2.2.(2).b) EC8 parte 1, applichiamo l'equazione:

$$M_{2,d}^{comA} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min\left(1, \frac{-M_{Rd,12}^{50} + M_{Rd,12}^{49}}{-M_{13}^{81,37} + M_{Rd,13+}^{53} - M_{Rd,13-}^{61}}\right) = 1.2 \cdot M_{Rd,13+}^{53} \cdot \min\left(1, \frac{43757.344 \text{ daNm}}{24655.4 \text{ daNm}}\right) = 12927.023 \text{ daNm}$$

Consideriamo la combinazione sismica B, definita precedentemente e determiniamo i momenti che convergono al nodo 32.

- Asta 53

$$M_{Rd,13+}^{53} = 10772.518875 \text{ daNm}$$

- Asta 41

$$N_{Ed,11}^{41} = -54904.552 \text{ daN}$$

$$M_{Rd,12}^{41} = -27211.33 \text{ daNm}$$

- Asta 42

$$N_{Rd,11}^{42} = -41311.34 \text{ daN}$$

$$M_{Rd,12}^{42} = 17226.71 \text{ daNm}$$

- Asta 45

$$M_{Rd,13-}^{45} = -18190.7151 \text{ daNm}$$

Secondo quanto indicato dal punto 5.4.2.2.(2).b) EC8 parte 1, applichiamo l'equazione seguente:

$$M_{1,d}^{comB} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) = 1.2 \cdot M_{13}^{53} \cdot \min\left(1, \frac{44438.04 \text{ daNm}}{28963.23 \text{ daNm}}\right) = 12927.02 \text{ daNm}$$

Determiniamo i momenti, e la convenzione di  $\theta$  per le aste che convergono al nodo 37, nella configurazione di equilibrio per la combinazione B.

- Asta 53

$$M(M_T, M_{13}, M_{12}) = 0, -1, 0$$

$$(\theta = -\pi)$$

$$M_{Rd,13-}^{53} = -18190.7151 \text{ daNm}$$

- Asta 50

$$M(M_T, M_{13}, M_{12}) = 0, 0, 1$$

$$(\theta = \pi/2)$$



$$N_{Ed,11}^{50} = -33856.12 \text{ daN}$$

$$M_{Rd,12}^{50} = 16952.28 \text{ daNm}$$

- Asta 49

$$M(M_T, M_{13}, M_{12}) = 0, 0, -1$$

$$(\theta = \pi/2)$$

$$N_{Ed,11}^{49} = -45036.26 \text{ daN}$$

$$M_{Rd,12}^{49} = -25974.70 \text{ daNm}$$

- Asta 61

$$M(M_T, M_{13}, M_{12}) = 0, 1, 0$$

$$(\theta = 0)$$

$$M_{Rd,13+}^{61} = 10772.519 \text{ daNm}$$

L'asta 81 contribuisce alla resistenza ( $M_{Rb}$ ) del nodo, in quanto il momento resistente  $M_{13}^{81}$  possiede una componente non nulla lungo il piano del nodo.

Come mostrato in figura 9 l'asta 81 possiede una inclinazione  $\alpha = 32.005^\circ$ , che fornisce un momento resistente al nodo pari a:

$$M(M_T, M_{13}, M_{12}) = 0, -1, 0$$

$$(\theta = -\pi)$$

$$M_{13}^{81,37} = M_{13}^{81} \cdot \sin \alpha = -8128.099 \text{ daNm} \quad \sin \alpha = -4307.84 \text{ daNm}$$

Secondo quanto indicato dal punto 5.4.2.2.(2).b) EC8 parte 1, applichiamo l'equazione:

$$M_{2,d}^{comB} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min \left( 1, \frac{-M_{Rd,12}^{50} + M_{Rd,12}^{49}}{-M_{Rd,13+}^{81,37} + M_{Rd,13-}^{53} - M_{Rd,13+}^{61}} \right) = 1.2 \cdot M_{13}^{53} \cdot \min \left( 1, \frac{42926.98 \text{ daNm}}{24655.4 \text{ daNm}} \right) = -21828.86 \text{ daNm}$$

Riepilogo momento applicati sull'asta 53.

1° Permutazione sismica (Comb A)

$$M_{1,d}^{comA} = -21828.86 \text{ daNm}$$

$$M_{2,d}^{comA} = 12927.023 \text{ daNm}$$

2° Permutazione sismica (comb B)

$$M_{1,d}^{comB} = 12927.02 \text{ daNm}$$

$$M_{2,d}^{comB} = -21828.86 \text{ daNm}$$



Applichiamo i momenti alle estremità dell'asta 53 determinando il diagramma del Taglio 13 che si genera sull'Asta 53.

Combinazione A:

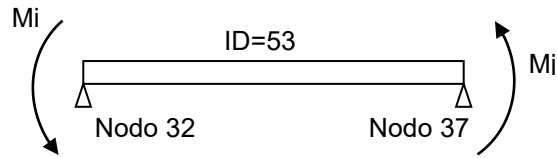


Fig10

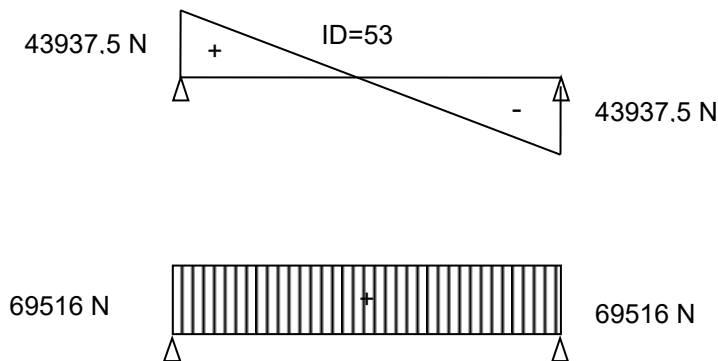


Fig11

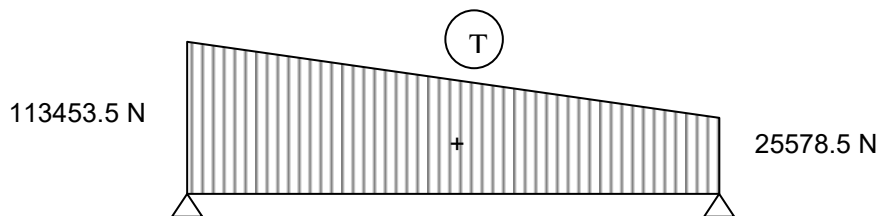


Fig 12: Diagramma taglio (già sovrapposto)

La fig 12 corrisponde al diagramma del taglio di progetto secondo, la gerarchia delle resistenze usando lo schema della Fig10 per i momenti alle estremità corrispondenti alla sollecitazione sismica Comb. A.

Combinazione B:

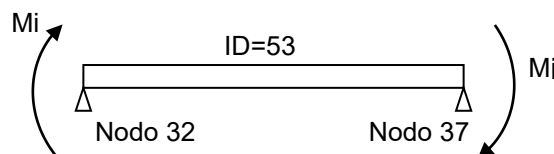




Fig13

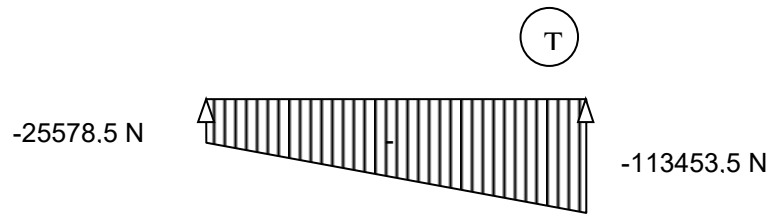


Fig14

In Fig14 è rappresentato il diagramma del taglio sollecitante in direzione T13, applicando la Gerarchia delle resistenze secondo quanto indicato dal punto 5.4.2.2 EC8 ,per la Combinazione B

Si esegue ora l'analisi con le combinazioni che danno il taglio T13 MIN ad inizio e fine asta (asta 53 dal nodo 32 al nodo 37)

Le combinazioni che andiamo a considerare sono:

$$\text{Comb. C} \quad 1/0/0/0/0/0/1,4/0,42$$

$$\text{Comb. C''} \quad 1/0/0/0/0/0/-1,4/-0,42$$

$$\text{Comb. D} \quad 1/0/0,3/0/0/0/1,4/0,42$$

$$\text{Comb. D''} \quad 1/0/0,3/0/0/0/-1,4/-0,42$$

Su trave appoggio – appoggio, utilizzando le CdC espresse sopra si ottengono i seguenti risultati:

Diagrammi T13 MIN per asta 53

*Comb. C*

$$M_{1,d}^{comC} = 21828.86$$

$$M_{2,d}^{comC} = -12927.023 \text{ daNm}$$

$$\text{carico distribuito} = 1577.5 \text{ daN/m}$$

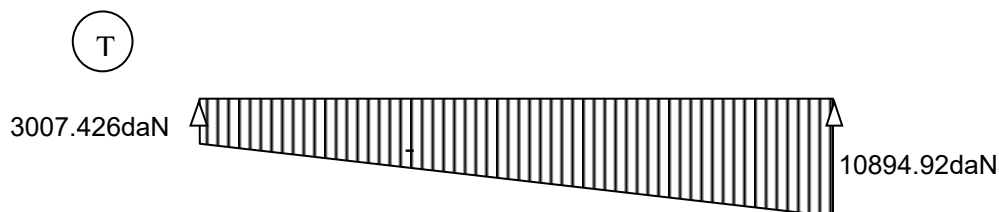


Fig 15

*Comb C''*

$$M_{1,d}^{comC''} = -12927.023 \text{ daNm}$$



$$M_{2,d}^{comC''} = 21828.86 \text{ daNm}$$

carico distribuito = 1577.5 daN/m

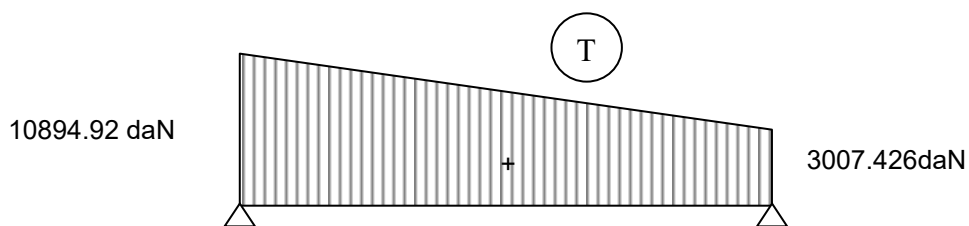


Fig16

Comb D

$$M_{1,d}^{comD} = 21828.86 \text{ daNm}$$

$$M_{2,d}^{comD} = -12927.023 \text{ daNm}$$

carico distribuito = 1757.5 daN/m

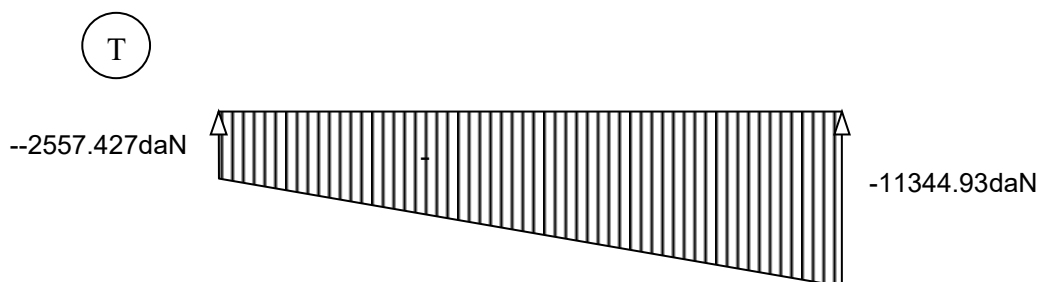


Fig 17

Comb D''

$$M_{1,d}^{comD} = -12927.023 \text{ daNm}$$

$$M_{2,d}^{comD} = 21828.86 \text{ daNm}$$

carico distribuito = 1757.5 daN/m

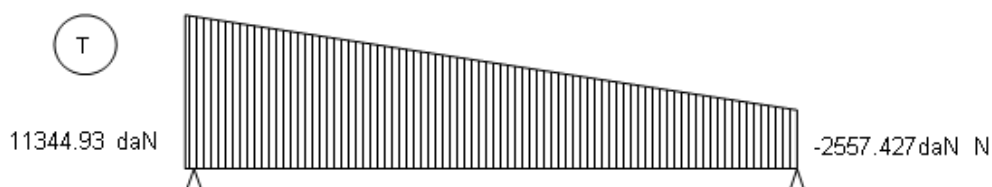


Fig18



Considero il diagramma del taglio T13 MIN e MAX dell'involuppo non sismico (ovvero un involucro degli involuppi denominati “~EC STR\_1” e “~EC STR\_2” descritti in precedenza) sull'asta 53.

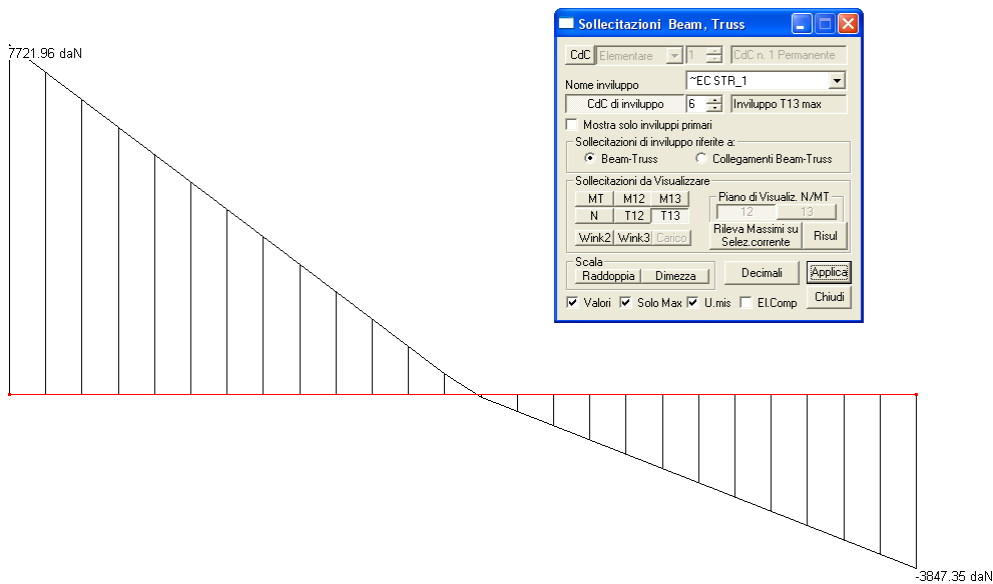


Fig 19

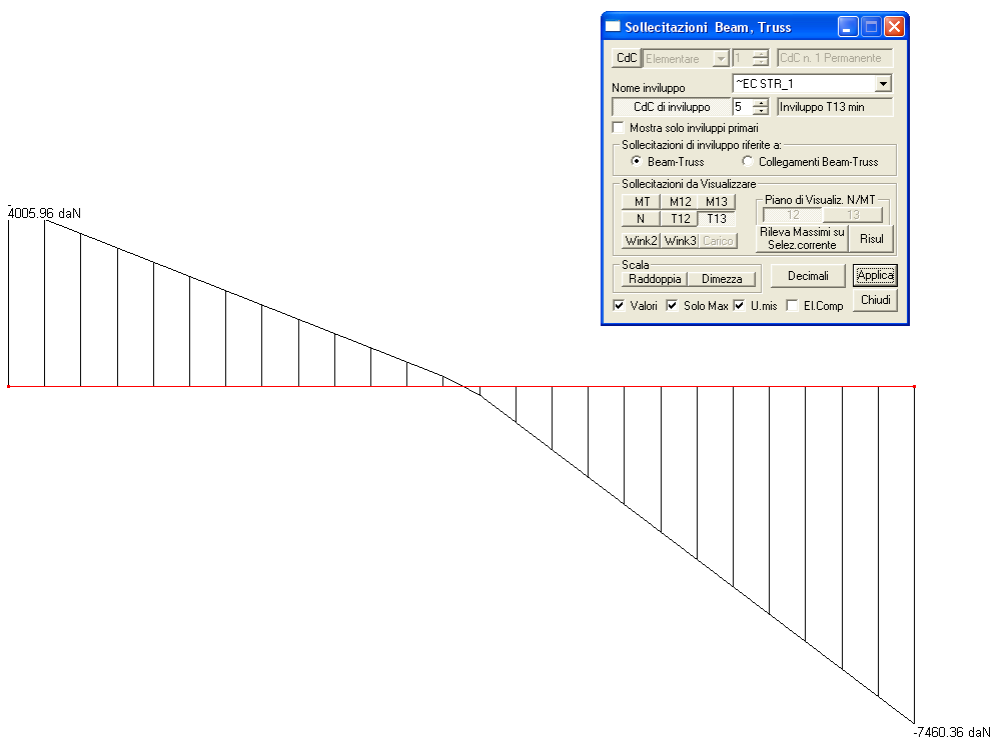


Fig 20





Riportiamo di seguito il diagramma delle sollecitazioni degli sforzi di Taglio T13, con gerarchia delle resistenze.

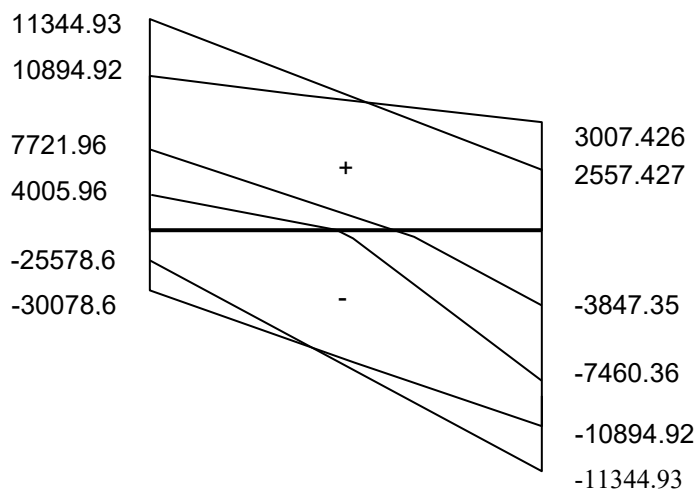


Fig 21

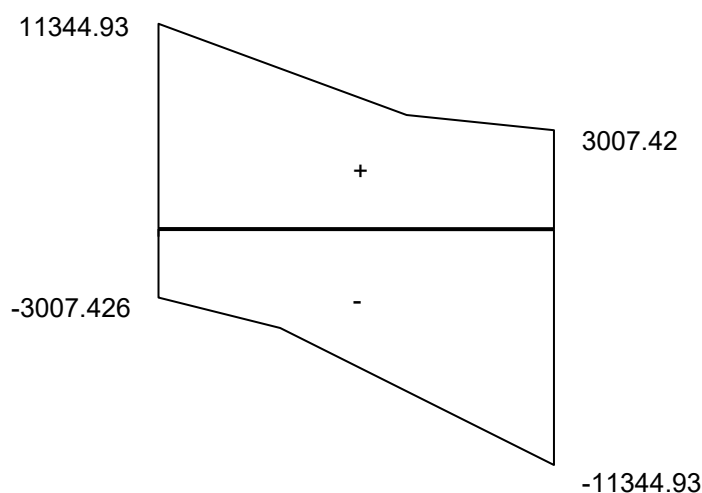


Fig 22

Dall'elemento 53 consideriamo la sezione corrispondente, per il calcolo del taglio resistente.

Sezione rettangolare [ $b = 35$  cm,  $h = 50$  cm] tipologia cls [C25/30].

In corrispondenza dei nodi [32,37] è presente:

armatura inferiore [ $A_a = 2\phi 20$ ],

armatura superiore [ $A_a' = 2\phi 20 + 1\phi 24$ ]

copriferrì verticali [ $c = 3$  cm].

staffe [ $\Phi 8/20''$ ]



Per la verifica della sezione in c.a. consideriamo la normativa D.M.2008 punto 4.1.2.1.3.2 (Elementi con armatura trasversale resistente al taglio). Per il calcolo del coefficiente di sfruttamento a taglio T13 della sezione presa in esame, utilizziamo l'ausilio della Verifica Sezionale di CMP

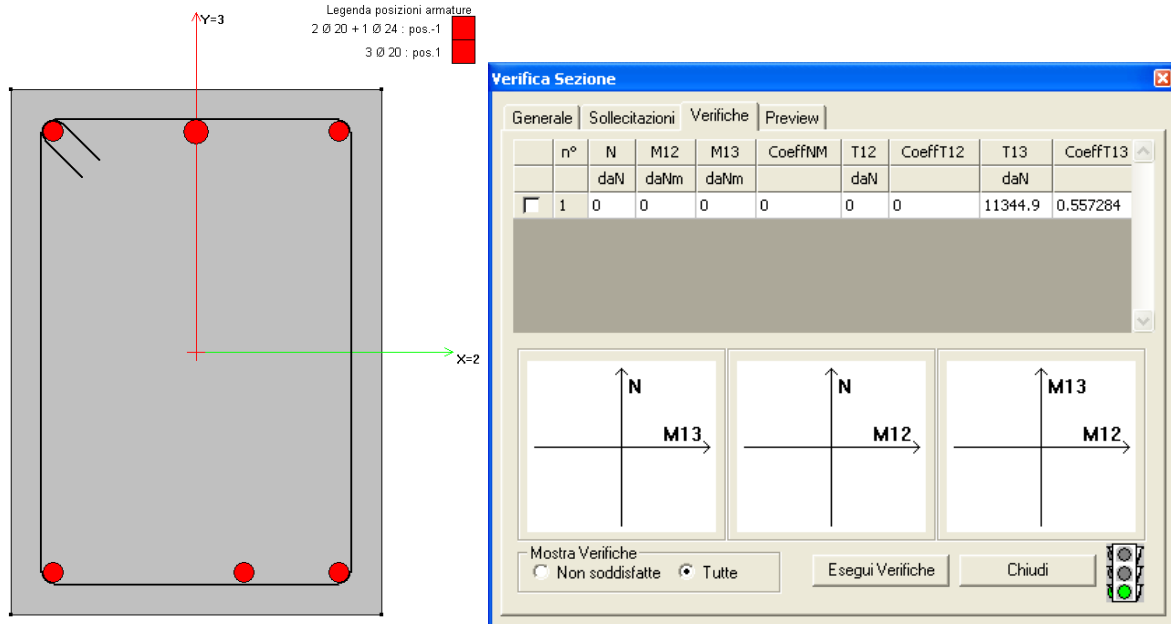


Fig23

Inserendo il valore di taglio massimo calcolato rispettando la gerarchia delle resistenze secondo quanto indicato dalla EN 1998-1 punto 5.4.2 pari a  $T13 = 11344.9 \text{ daN}$ , si ottiene un coefficiente di sfruttamento della sezione pari a:

$$CoeffT13 = 0.557284$$

**Verifica automatica eseguita con CMP**

Procediamo di seguito con la ricerca automatica delle sollecitazioni create con il Wizard Involuppi, assicurandoci che le impostazioni per le condizioni di carico siano coerenti con le ipotesi assunte precedentemente per la combinazione delle azioni.

Mostriamo di seguito le categorie assunte dalle varie condizioni di carico, con i relativi coefficienti di combinazione assunti dal programma.

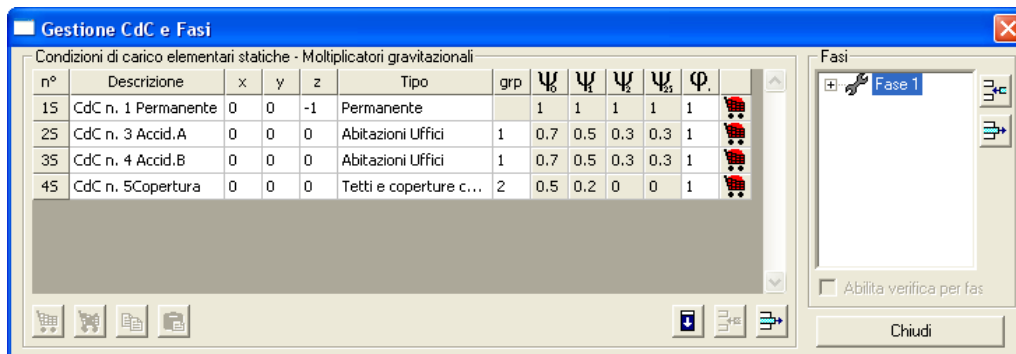


Fig24



Dal menù Strumenti apriamo il dialogo inerente la generazione degli involuipi automatici, considerando la seguente impostazione.

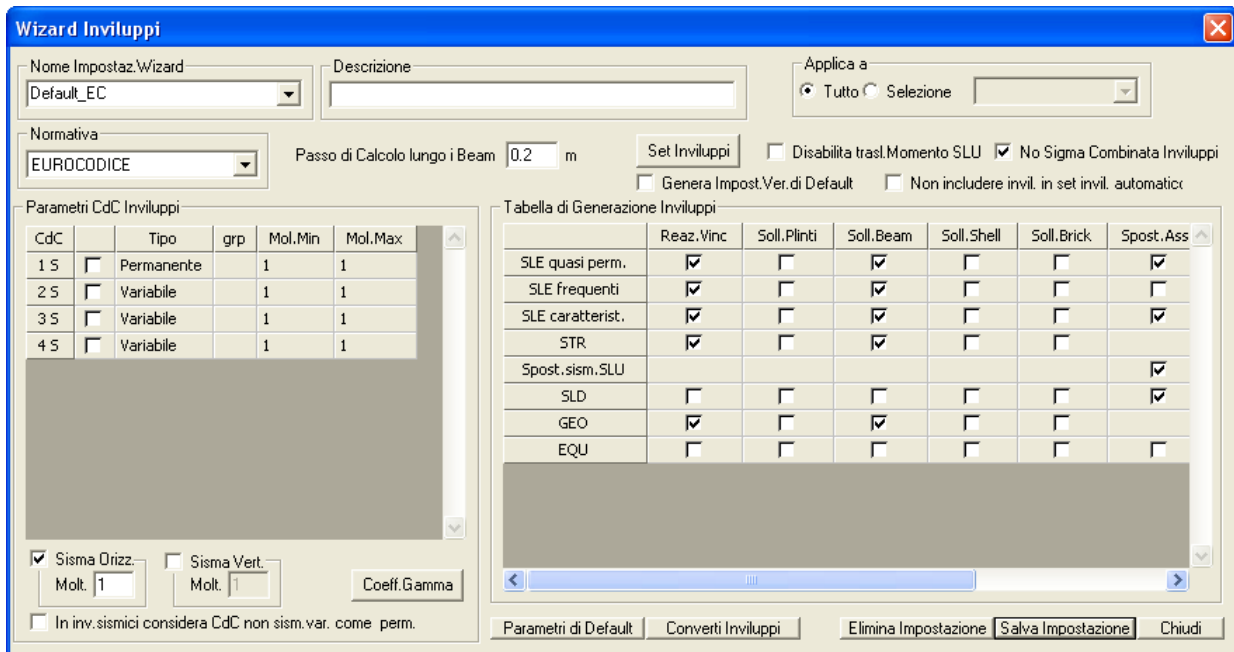


Fig25

- Passo di calcolo lungo i Beam pari a 0.2m
- Flag attivo per il "No Sigma Combinata Involuipi"
- Il Coeff. Gamma settato in "Approccio1" come mostrato di seguito.

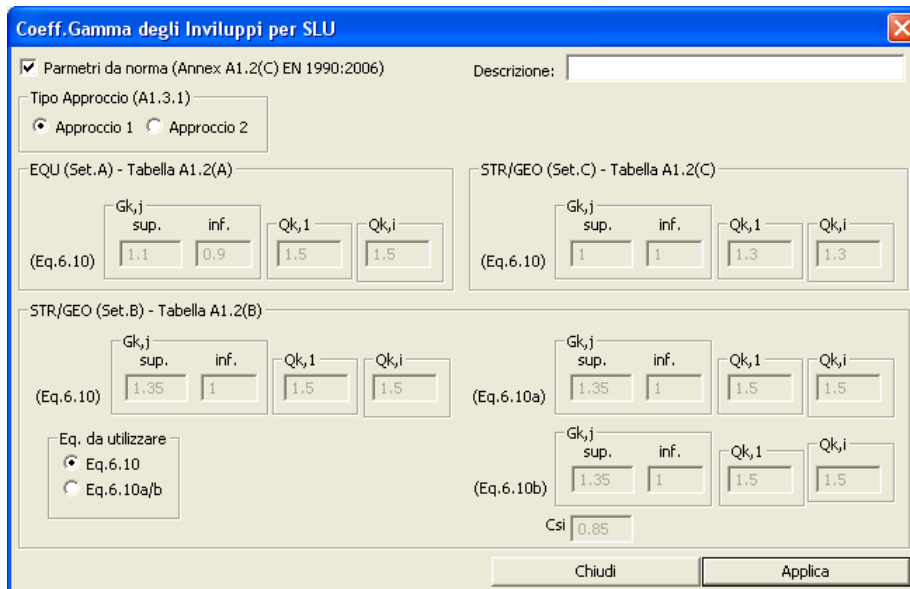


Fig26



Analizziamo di seguito gli Involuppo creati in automatico.

L'involuppo "~EC STR" creato in automatico è applicato a tutti gli elementi della struttura. Gli involuppi utilizzati in tabella corrispondono a:

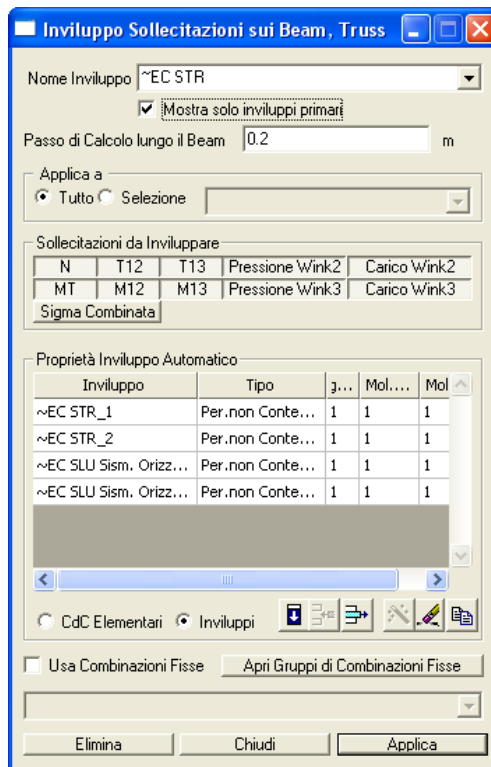


Fig27

~EC STR\_1  
variabile sul solai.

combinazioni delle sollecitazioni di base, con azione dominante l'azione

~EC STR\_2  
copertura.

combinazioni delle sollecitazioni di base, con azione dominante la neve in

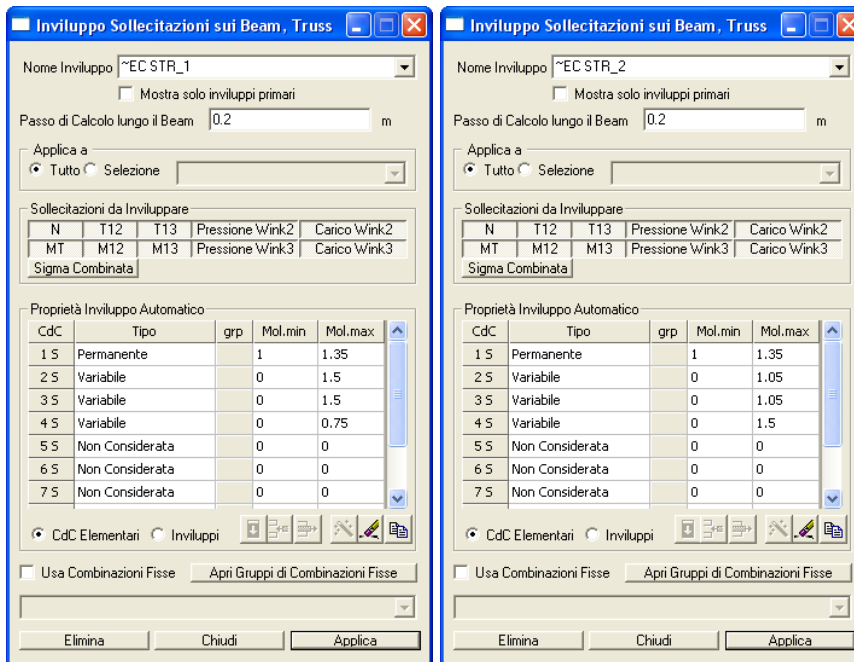


Fig28

~EC STR Sism.Oriz. 1 combinazione delle sollecitazioni sismiche derivanti da un'analisi modale con sisma dominate in direzione X.

~EC STR Sism.Oriz. 2 combinazione delle sollecitazioni sismiche derivanti da un'analisi modale con sisma dominante in direzione Y.

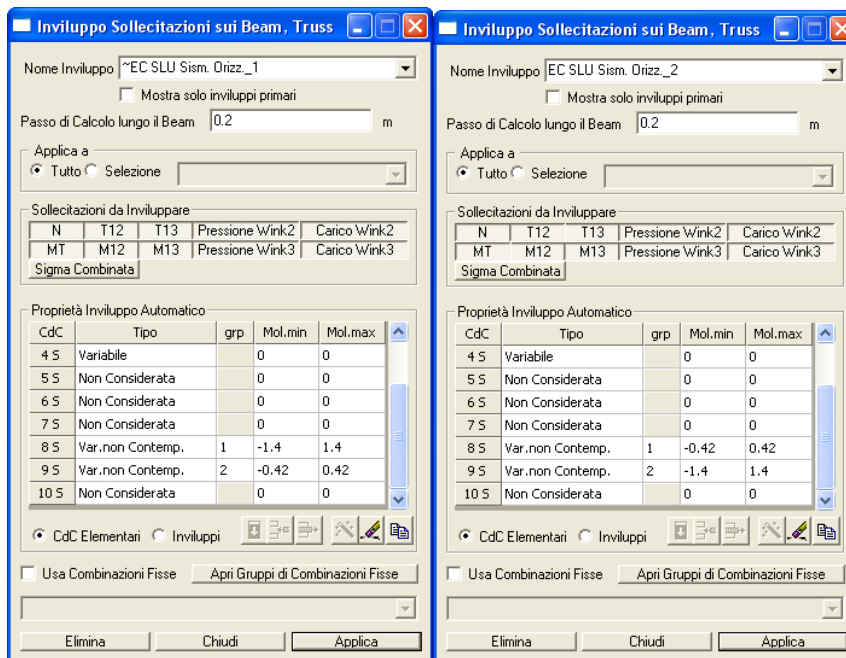


Fig29



Impostiamo una verifica manuale per l'elemento Beam 53, utilizzando l'involuppo creato in automatico.

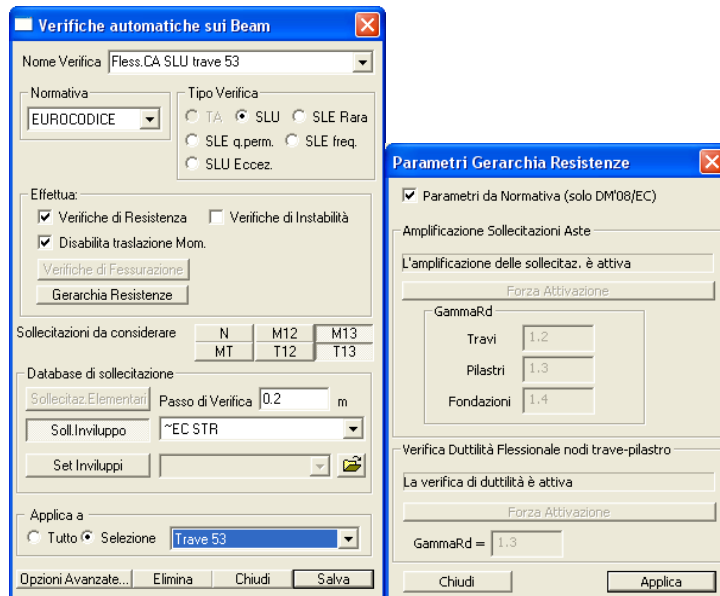


Fig30

Eseguiamo la verifica SLU Beam, Truss, applicando la verifica "Fless.C.A. SLU trave 53" per gli involuppi considerati.

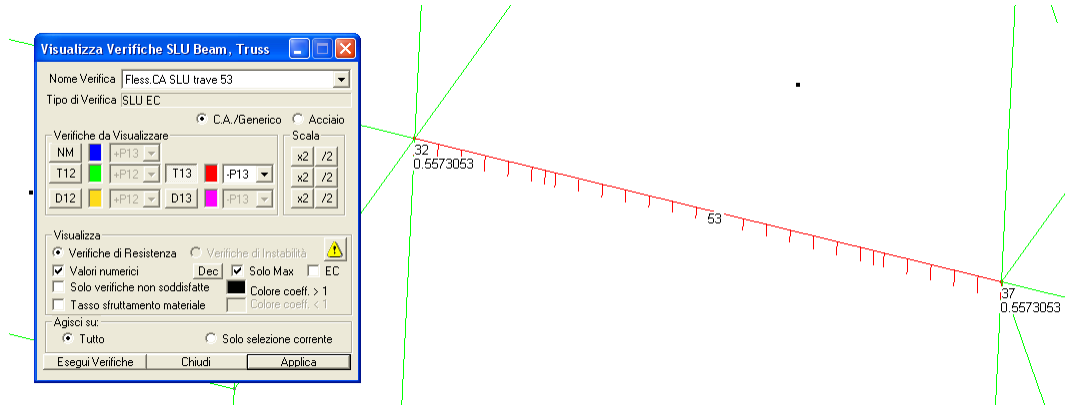


Fig25

Dall'analisi condotta con CMP si ottiene che la verifica è soddisfatta, e si ottiene un coefficiente di sfruttamento pari a:

$$CoeffT13 = 0.5573053$$

Visualizziamo la stampa del file.log per la verifica in esame:

```
Evaluating shear SLU resist using Eurocodes:
stress (N, T12, T13, MT, M12, M13) = 0, 0, -113454, 0, 0, -1.45614e+008
shear resist evaluation (for elem.without shear reinf.):
```



Traction wire area=1080.71  
VRd,c dir.3=82078.1  
Stirrup (position 1) shear resist evaluation:  
dir3: VRes=203575, VRdMax=1.79769e+308, VRds=203575, cotgTheta = 2.5  
VRes dir.3=203575  
Coeff.V3=0.557305







## 7 VALIDAZIONE CMP: METODO DELLA RIGIDEZZA NOMINALE

CMP permette di eseguire la verifica di elementi sensibili agli effetti del secondo ordine mediante il metodo semplificato della rigidezza nominale, coerentemente ai punti 5.8.7 dell'Eurocodice 2 e 4.1.2.1.7.2 del DM 2008.

Per la validazione dell'attendibilità dei risultati ottenuti dall'applicazione delle verifiche suddette, è stato creato un modello esemplificativo, contenente due semplici telai in cemento armato che differiscono solamente per la sezione degli *elementi* costituenti, mentre le azioni agenti sono pressoché identiche.

Tali azioni sono di immediata comprensione e prevedono carichi verticali e carichi orizzontali, agenti nelle due direzioni principali x e y, entrambi uniformemente distribuiti lungo gli elementi beam.

Per ciascun telaio sono state eseguite sia le verifiche di resistenza, che quelle di instabilità. Le prime hanno il solo obiettivo di fornire al lettore un'idea sull'entità delle amplificazioni di sollecitazione conseguenti all'applicazione del metodo della rigidezza nominale.

Tale metodologia di verifica, in particolare, mette in relazione la rigidezza flessionale ridotta della sezione, EJ, con l'amplificazione del momento del primo ordine, M\*, secondo due diverse formulazioni:

- verifiche mediante il cosiddetto "metodo completo", che prevede di calcolare EJ ai sensi dell'espressione 5.22 dell'Eurocodice 2: la rigidezza flessionale ridotta che ne deriva è quindi comprensiva del contributo delle armature della sezione.

- verifiche mediante il "metodo semplificato": valuta EJ con le espressioni 5.26 dell'Eurocodice 2 o 4.1.36 del DM 2008, tra loro equivalenti a meno del significato del coefficiente di viscosità. Quest'ultimo, in CMP, è definito a priori dell'utente, ed assume il significato di coefficiente di viscosità efficace nel caso di verifiche con l'Eurocodice 2 e di coefficiente di viscosità per il DM 2008.

Le normative specificano anche le condizioni tali per cui le verifiche di instabilità non risultino necessarie: si tratta, in particolare, del soddisfacimento della condizione  $\lambda \geq \lambda_{lim}$ , dove  $\lambda$  è la snellezza dell'elemento, mentre  $\lambda_{lim}$  è un valore limite, definito dalla 5.13N nell'Eurocodice 2 e dalla 4.1.33 nel DM 2008.

La 5.13N contiene due parametri, A e B, per i quali CMP adotta i valori suggeriti dall'Eurocodice 2 (A=0.7, B=1.1): con questa condizione, le espressioni dei due testi coincidono, essendo  $20 \times 0.7 \times 1.1 = 15.4$ .

All'utente resta invece la possibilità di decidere con quale metodologia valutare il coefficiente C e, di conseguenza, la snellezza limite:

- la prima possibilità prevede il calcolo di  $\lambda_{lim}$  mediante la semplificazione  $C = 0.7$ : è un metodo cautelativo, essendo 0.7 il limite inferiore per questo coefficiente;



- la seconda, prevede invece un calcolo rigoroso, nel quale si ha  $C = 1.7 - r_m$ , dove  $r_m$  è il rapporto tra il valore assoluto dei momenti all'estremità degli elementi (4.1.2.1.7.2 DM 2008 e 5.8.3.1 EC2).

Gli esempi numerici nei capitolo a seguire hanno l'obiettivo di analizzare le casistiche di verifica illustrate finora; la validità dei risultati ottenuti è apparsa evidente alla luce della coincidenza dei dati ottenuti da CMP con quelli da calcolo manuale.

## 7.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO NUMERICO

**Data:** 01/07/2013

**Programma:** CMP 27.0

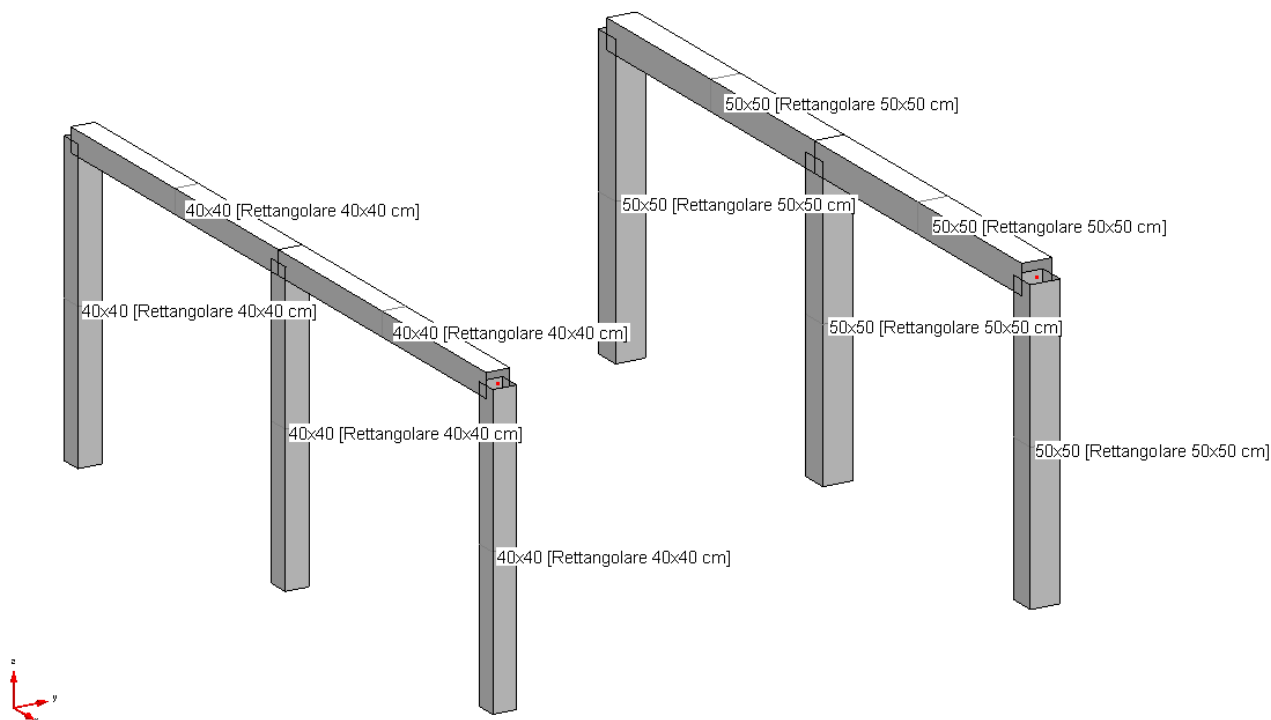
**Versione:** 27.0.0.0 del 16/07/2013

**File:** [CMP: RigNominale1.cmp]

**Scopo:** descrivere il modello numerico di CMP utilizzato per validare la procedura di verifica di instabilità di aste in c.a. con il metodo della rigidezza nominale.

È stato creato un modello costituito da due telai, indipendenti l'uno dall'altro: il primo, denominato in seguito Telaio 1, è costituito da elementi in c.a. 25/30 di sezione 40x40cm, mentre gli elementi del secondo telaio, in seguito Telaio 2, presentano una sezione di 50x50cm. I pilastri sono alti 500 cm, mentre la luce delle travi è pari a 600 cm.

Le immagini a seguire riportano rispettivamente la vista solida del modello numerico, le sezioni dei pilastri con le relative armature (assegnate alla posizione 1 dell'armatura 1) e la numerazione dei nodi e degli elementi beam presenti nel modello.



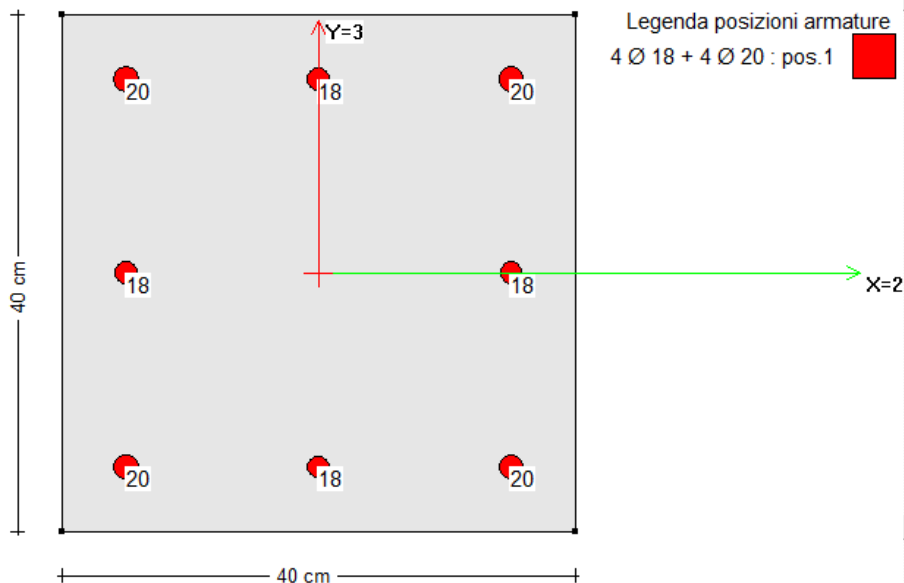
Proprietà statiche Sezione

Sezione: 40x40

Armatura: 1

Area:	1941.18 cm <sup>2</sup>
I22°:	272921 cm <sup>4</sup>
I33°:	272921 cm <sup>4</sup>
I23°:	0 cm <sup>4</sup>
i 22°:	11.8573 cm
i 33°:	11.8573 cm
Xg:	0 cm
Yg:	0 cm
Theta:	0 °
I44:	272921 cm <sup>4</sup>
I55:	272921 cm <sup>4</sup>
i 44:	11.8573 cm
i 55:	11.8573 cm
Jt:	361546 cm <sup>4</sup>
Area Polig.	1600 cm <sup>2</sup>
Area Arm.	22.7451 cm <sup>2</sup>
Area Arm. %	1.42157 %
Quantità Arm.	17.8549 Kg/m
	111.593 Kg/m <sup>2</sup>
WT13	13646.1 cm <sup>2</sup>
WC13	13646.1 cm <sup>2</sup>
WT12	13646.1 cm <sup>2</sup>
WC12	13646.1 cm <sup>2</sup>

Chiudi



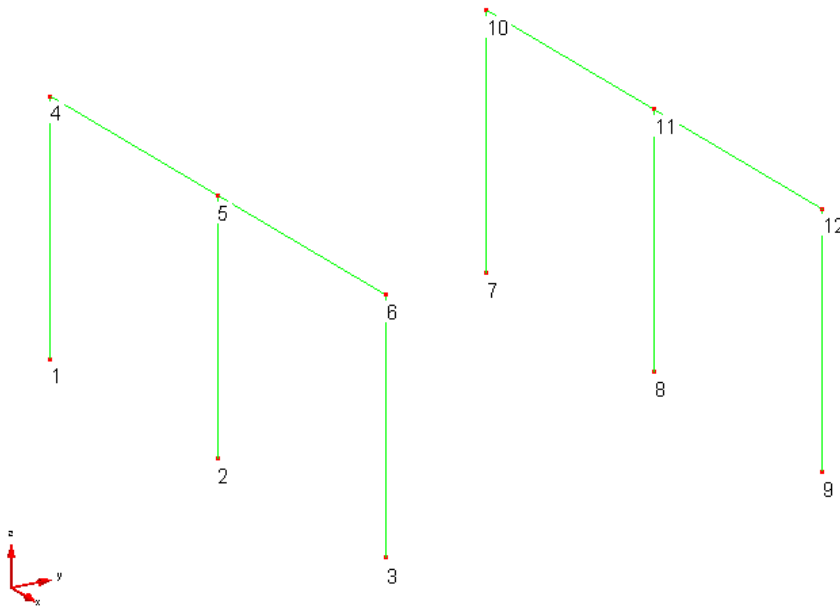
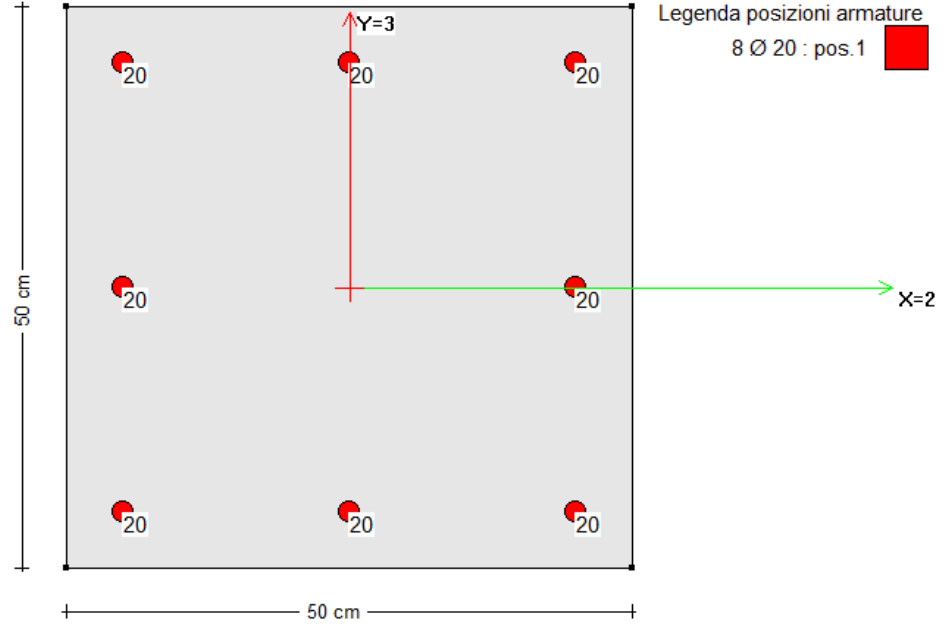


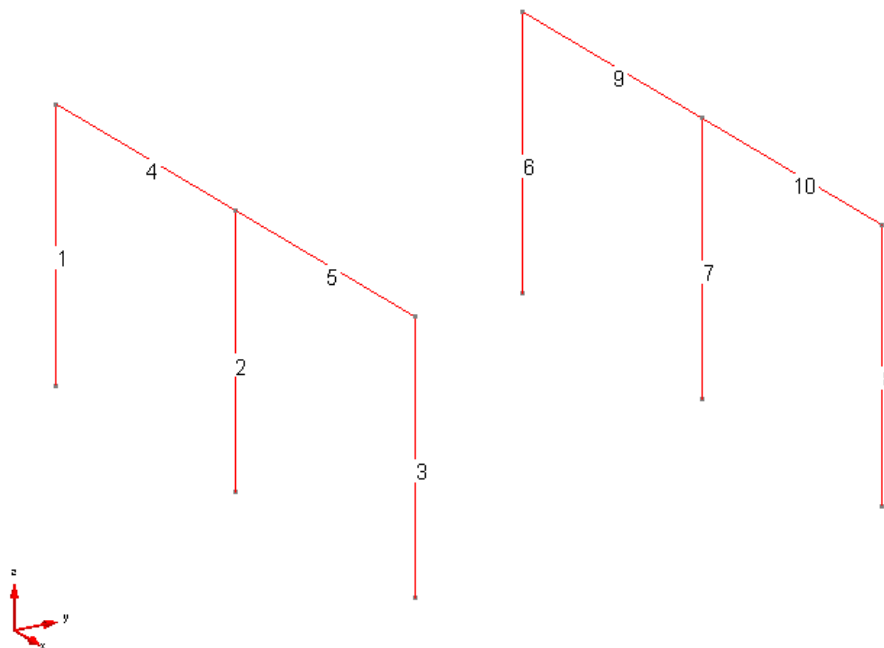
Proprietà statiche Sezione

Sezione: 50x50  
 Armatura: 1

Area:	2876.99 cm <sup>2</sup>
I <sub>22</sub> <sup>°</sup> :	633931 cm <sup>4</sup>
I <sub>33</sub> <sup>°</sup> :	633931 cm <sup>4</sup>
I <sub>23</sub> <sup>°</sup> :	0 cm <sup>4</sup>
i <sub>22</sub> <sup>°</sup> :	14.844 cm
i <sub>33</sub> <sup>°</sup> :	14.844 cm
X <sub>g</sub> :	0 cm
Y <sub>g</sub> :	0 cm
Theta:	0 °
I <sub>44</sub> :	633931 cm <sup>4</sup>
I <sub>55</sub> :	633931 cm <sup>4</sup>
i <sub>44</sub> :	14.844 cm
i <sub>55</sub> :	14.844 cm
J <sub>t</sub> :	882681 cm <sup>4</sup>
Area Polig.	2500 cm <sup>2</sup>
Area Arm.	25.1327 cm <sup>2</sup>
Area Arm. %	1.00531 %
Quantità Arm.	19.7292 Kg/m
	78.9168 Kg/m <sup>2</sup>
WT13	25357.2 cm <sup>3</sup>
WC13	25357.2 cm <sup>3</sup>
WT12	25357.2 cm <sup>3</sup>
WC12	25357.2 cm <sup>3</sup>

Chiudi





I nodi alla base (1, 2, 3, 7, 8, 9) sono vincolati a terra con vincoli di tipo incastro, mentre tra i beam non essendo presenti svincolamenti, è garantita la continuità flessionale.

I parametri di instabilità dei pilastri prevedono un coefficiente  $\beta=2$ , da cui lunghezza di libera inflessione

$$l_0 = 5 \cdot 2 = 10 \text{ m}$$

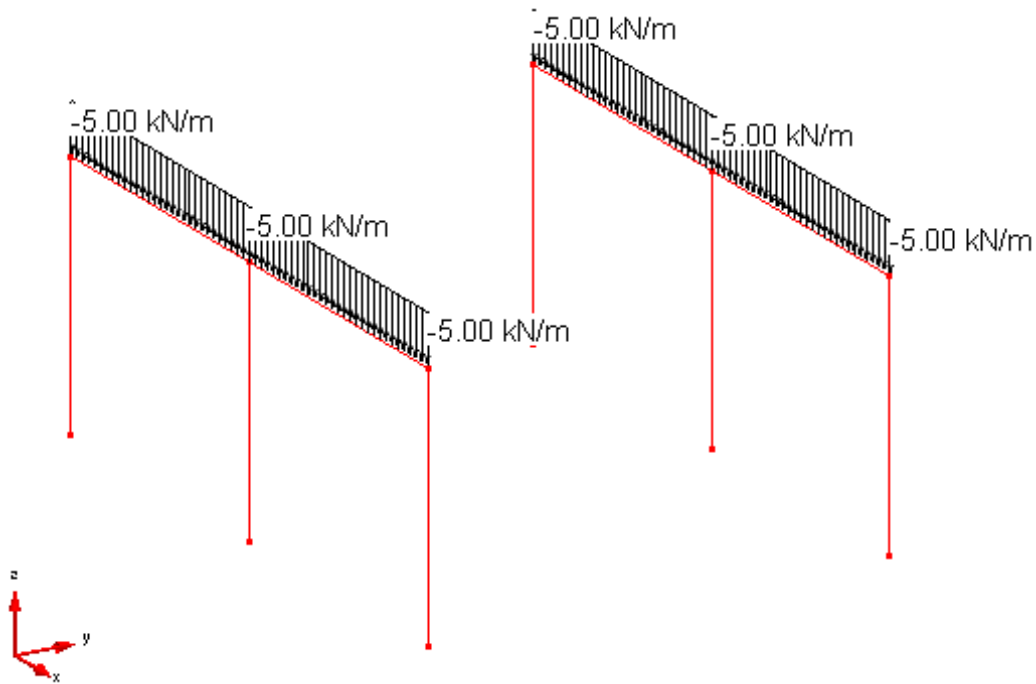
e le snellezze

- $\lambda_{12, 40 \times 40} = \lambda_{13, 40 \times 40} = l_0 / i = 10000 / 115.47 = 86.60$  (snellezza dei pilastri 40x40cm) ;
- $\lambda_{12, 50 \times 50} = \lambda_{13, 50 \times 50} = l_0 / i = 10000 / 144.34 = 69.28$  (snellezza dei pilastri 50x50cm) .

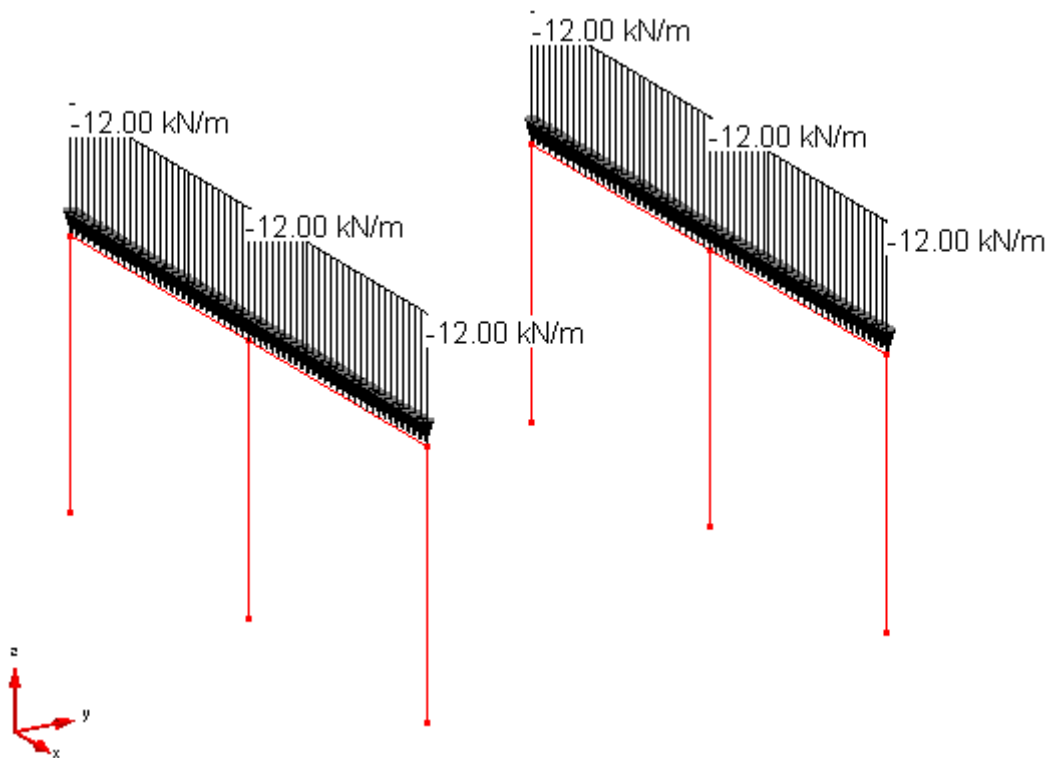
Alla struttura sono state attribuite quattro condizioni di carico elementari: “permanenti”, “variabili verticali”, “variabili orizzontali direzione X” e “variabili orizzontali direzione Y”. Il peso specifico del materiale c.a. è stato impostato al valore di 0, al fine di ottenere sollecitazioni sulla struttura all’incirca identiche per entrambi i telai, con un conseguente confronto tra i risultati ottenuti di più facile interpretazione.



**CdC 1- permanenti (NB: peso proprio del materiale impostato a 0):**

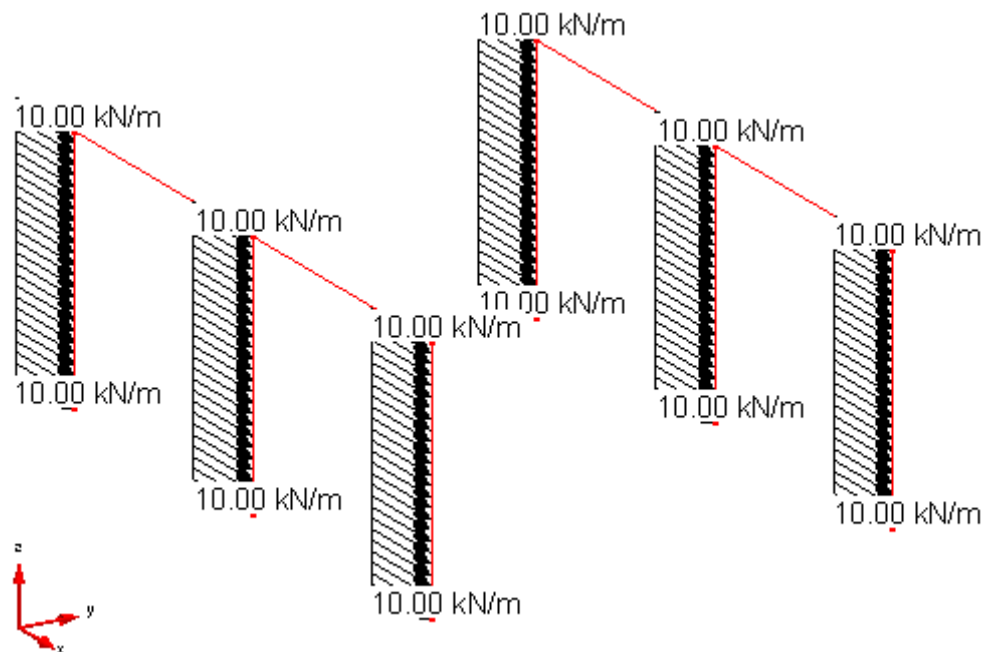


**CdC 2: variabili verticali**

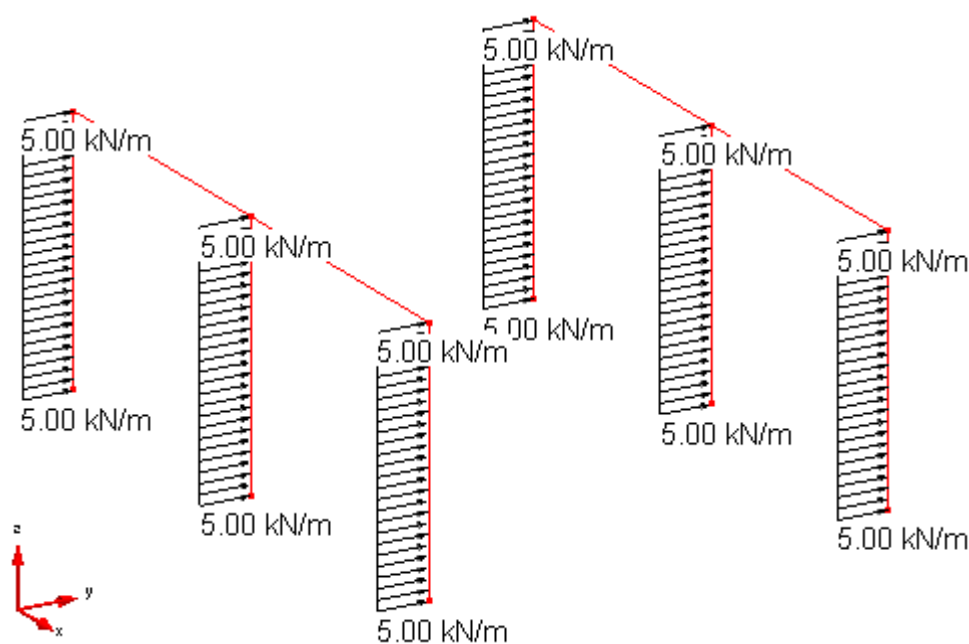




**CdC 3: variabili orizzontali direzione X**



**CdC 4: variabili orizzontali direzione Y**

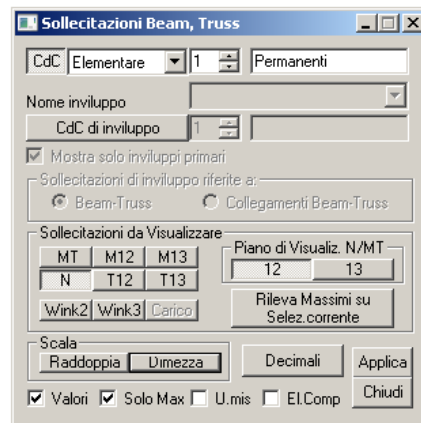
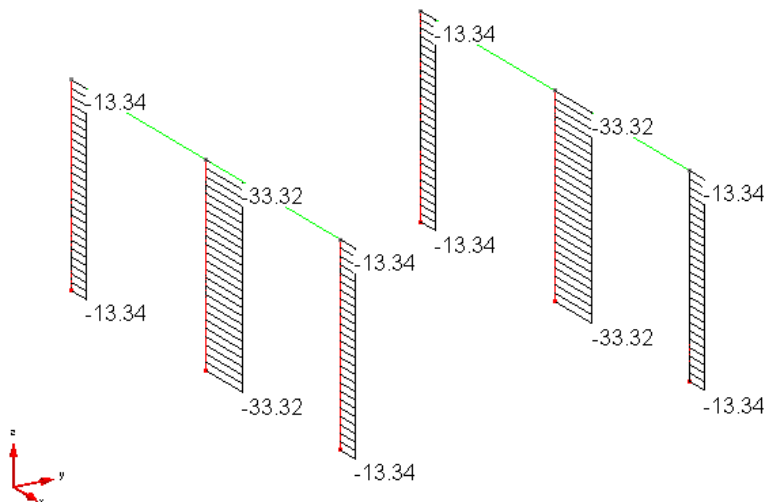


Dai carichi così definiti derivano le sollecitazioni riportate nelle immagini a seguire.

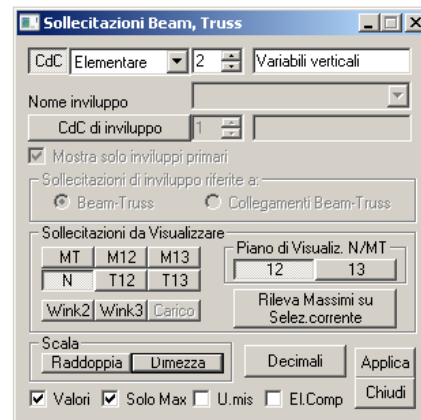
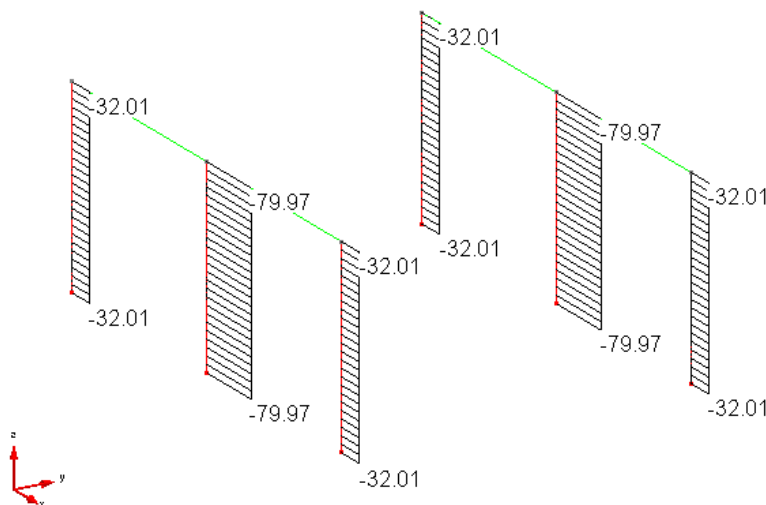


**Sforzi assiali N (KN)**

da CDC permanenti:

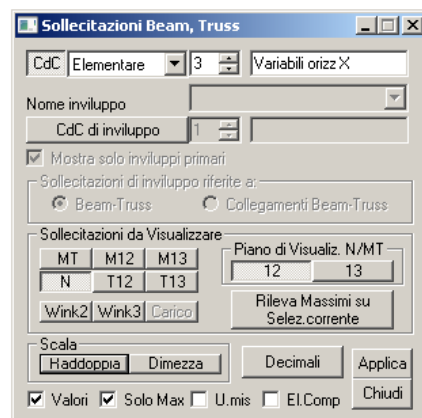
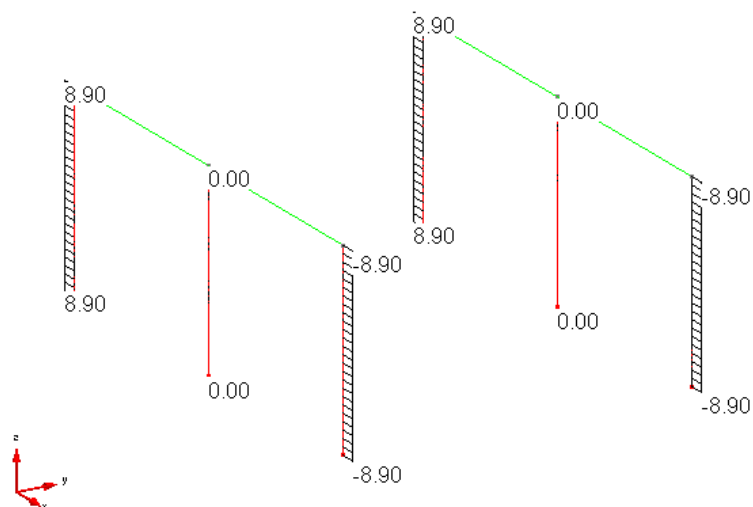


da CDC variabili verticali:



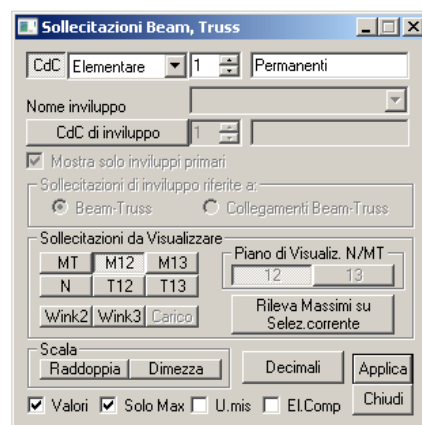
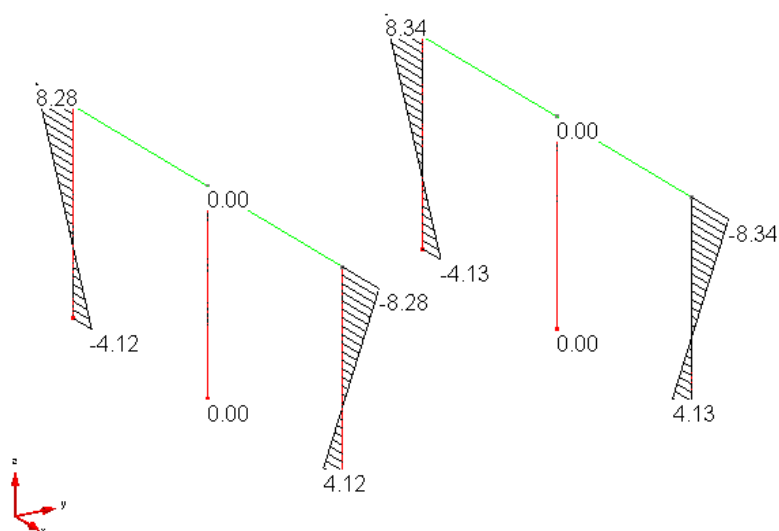
da CDC variabili orizzontali X:



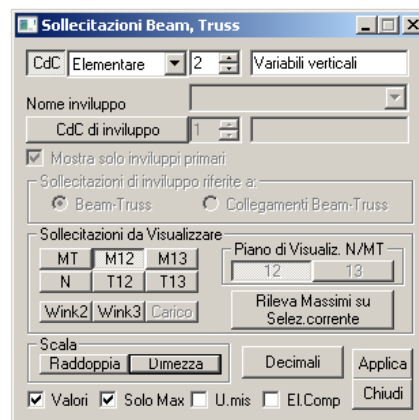
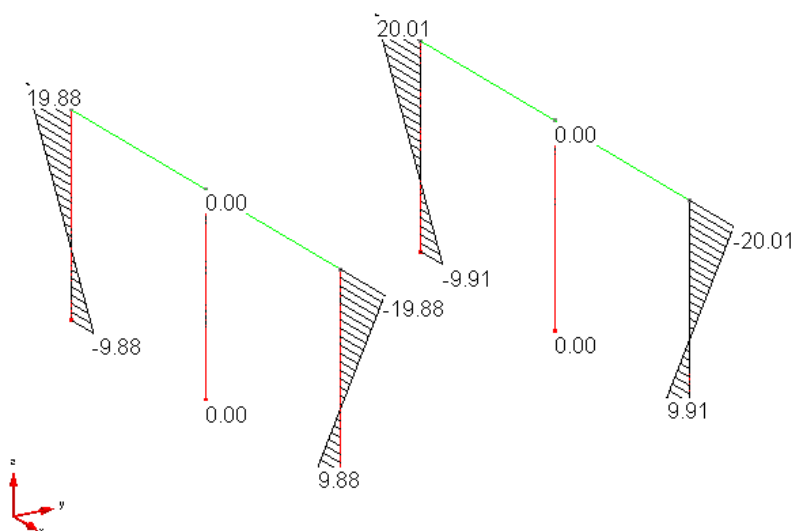


**Momenti flettenti M12 (KNm)**

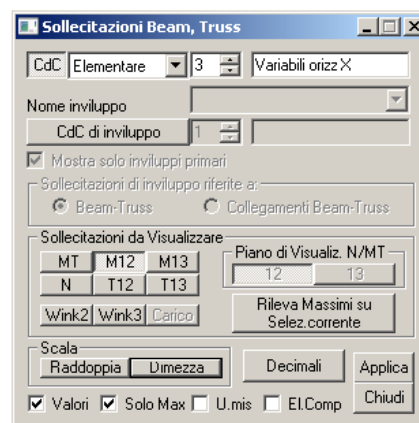
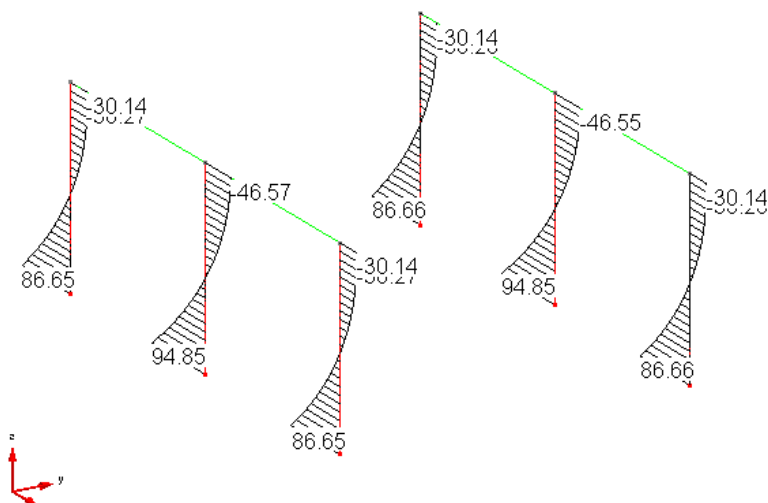
da CDC permanenti:



da CDC variabili verticali:

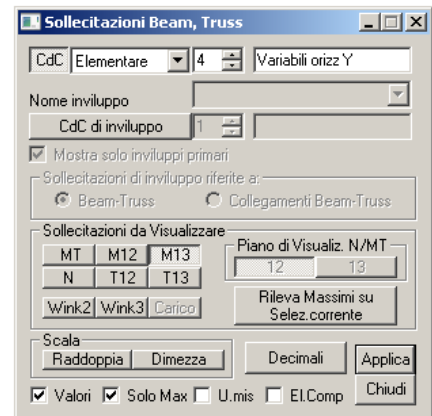
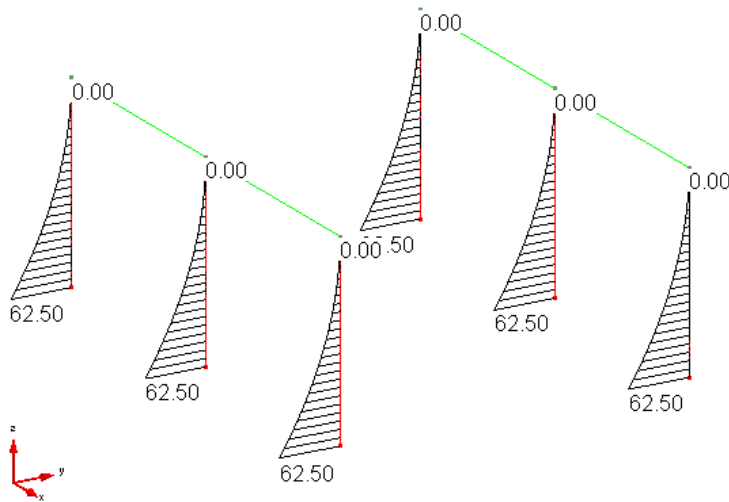


da CDC variabili orizzontali X:



**Momenti flettenti M13 (KNm)**

da CDC variabili orizzontali Y:



Gli involucri sono creati sulla base delle seguenti tipologie di carico, ipotizzando inoltre che le CDC Variabili Orizzontali X e Variabili Orizzontali Y siano del tipo Variabili non contemporanei. È importante notare anche che gli involucri prevedono i carichi variabili orizzontali agenti in entrambi i versi  $\pm x$  e  $\pm y$ .

È logico attendersi che i carichi in direzione y, non contemporanei a quelli in direzione x, non risulteranno dimensionanti: la loro presenza nel modello risulta tuttavia interessante ai fini della valutazione del coefficiente  $r_m$ . Nel capitolo dedicato a questo tema, infatti, è possibile notare come la snellezza limite  $\lambda_{lim}$  nelle combinazioni di carico dove sono presenti i carichi in direzione y risulti sensibilmente inferiore a quella calcolata nelle combinazioni con i carichi orizzontali in direzione x.





Nome Involuppo   Mostra solo involuppi primari

Passo di Calcolo lungo il Beam  m

Applica a  Tutto  Selezione

Sollecitazioni da Involuppare

N	T12	T13	Pressione Wink2	Carico Wink2
MT	M12	M13	Pressione Wink3	Carico Wink3
Sigma Combinata				

Proprietà Involuppo Automatico

CdC	Tipo	grp	Mol.min	Mol.max
1 S	Permanente		1	1.3
2 S	Variabile		0	1.5
3 S	Var.non Contemp.	3	-0.9	0.9
4 S	Var.non Contemp.	3	-0.9	0.9

CdC Elementari  Involuppi

Usa Combinazioni Fisse

Nome Involuppo   Mostra solo involuppi primari

Passo di Calcolo lungo il Beam  m

Applica a  Tutto  Selezione

Sollecitazioni da Involuppare

N	T12	T13	Pressione Wink2	Carico Wink2
MT	M12	M13	Pressione Wink3	Carico Wink3
Sigma Combinata				

Proprietà Involuppo Automatico

CdC	Tipo	grp	Mol.min	Mol.max
1 S	Permanente		1	1.3
2 S	Variabile		0	0.75
3 S	Var.non Contemp.	3	-1.5	1.5
4 S	Var.non Contemp.	3	-1.5	1.5

CdC Elementari  Involuppi

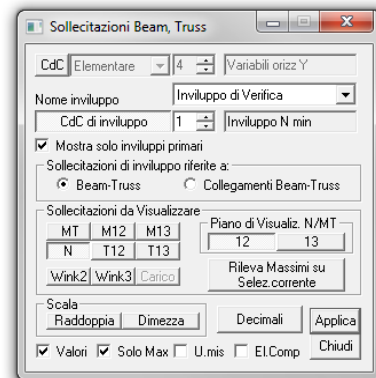
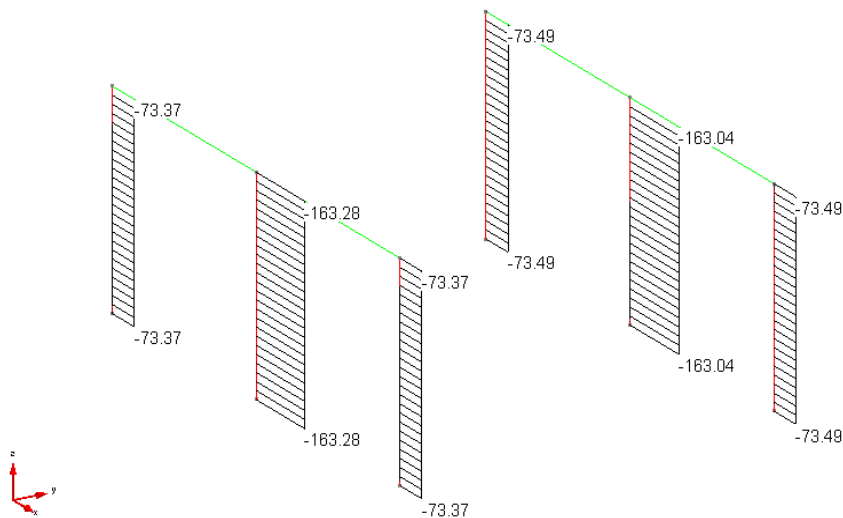
Usa Combinazioni Fisse

Sulla base delle ipotesi finora adottate, derivano gli involuppi di verifica denominati Involuppo 1 e Involuppo 2: l'Involuppo 1 prevede il carico variabile verticale come principale, mentre l'Involuppo 2 quello orizzontale. La combinazione dei due involuppi, raggruppati secondo la tipologia di permanenti non contemporanei, genera l'involuppo finale di verifica, denominato Involuppo di Verifica.

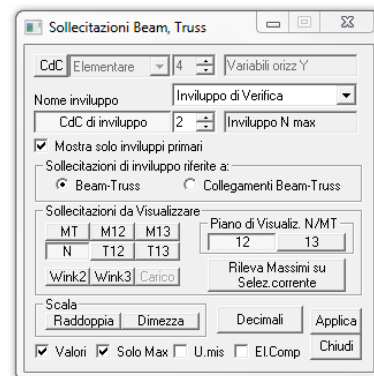
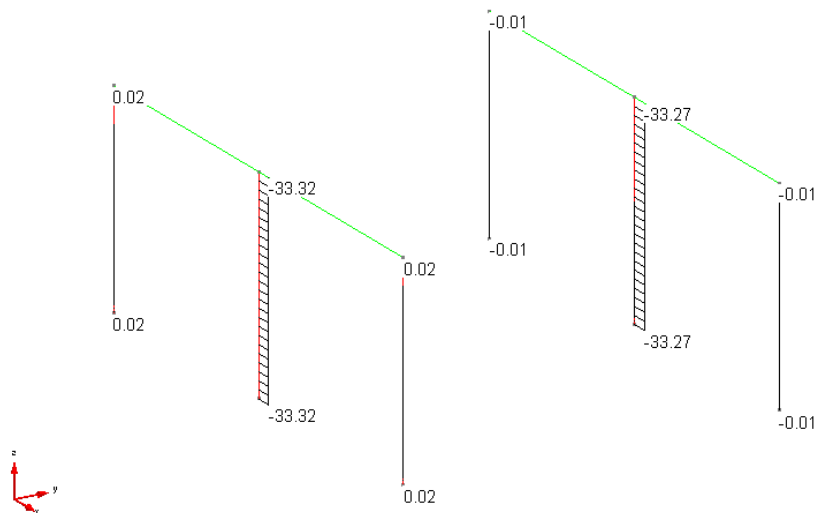
Si riportano alcune sollecitazioni derivanti dall'Involuppo di Verifica, relativamente alle situazioni di  $N_{min}$ ,  $N_{max}$ ,  $M12_{min}$ ,  $M12_{max}$ ,  $M13_{min}$  e  $M13_{max}$ .



**Sforzo normale  $N$  in Involuppo  $N_{min}$ :**

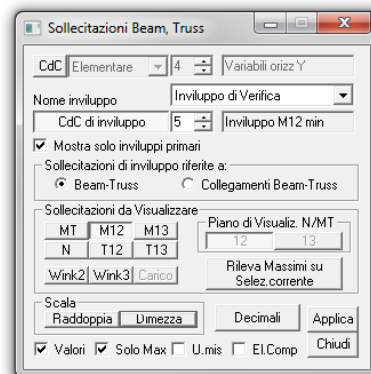
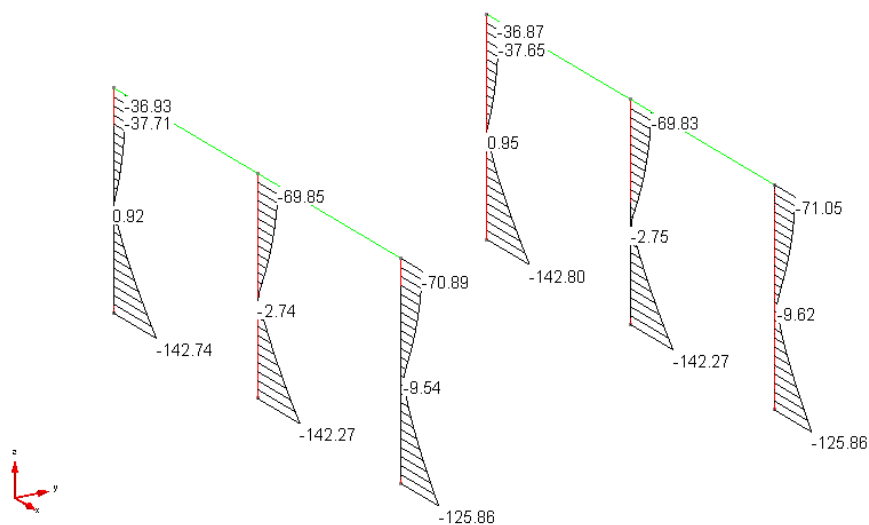


**Sforzo normale  $N$  in Involuppo  $N_{max}$ :**

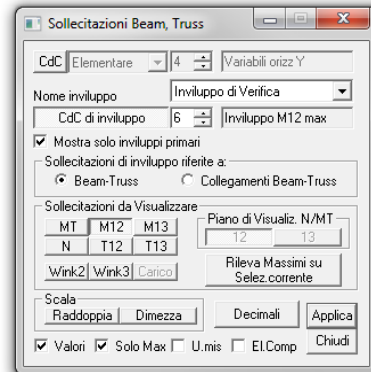
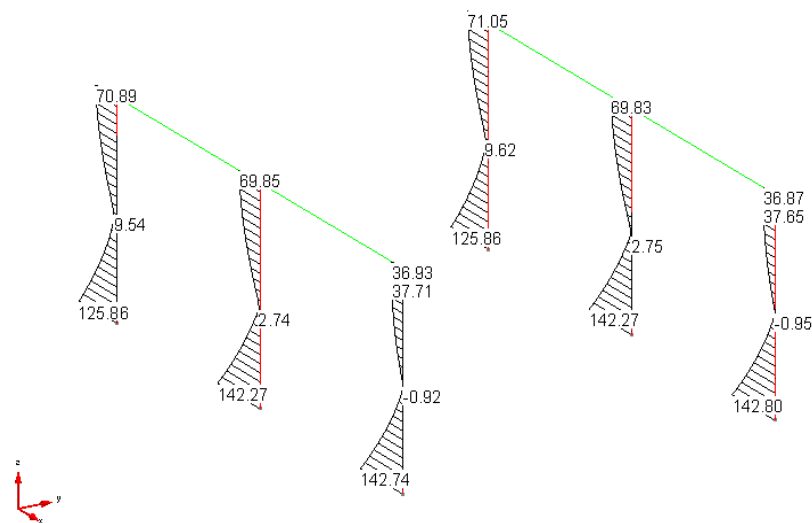




**Momento flettente M12 in Involuppo M12<sub>min</sub>:**

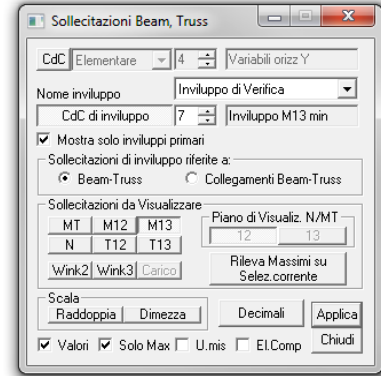
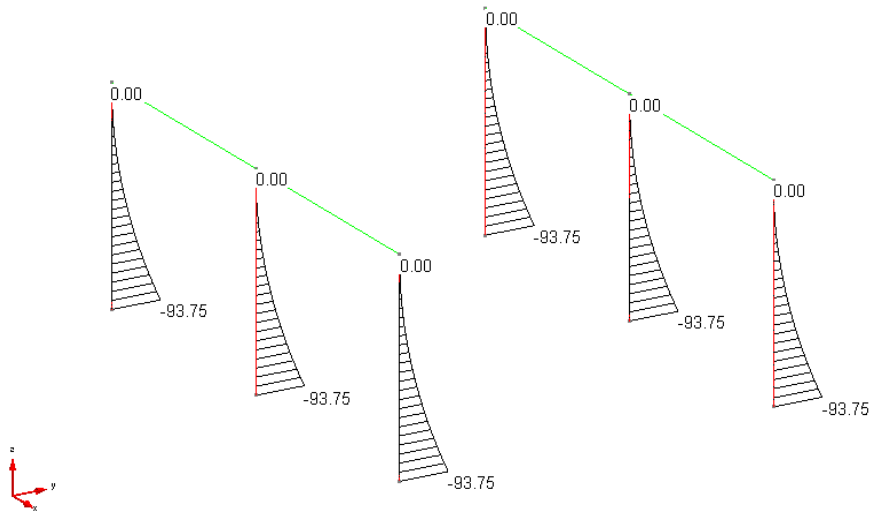


**Momento flettente M12 in Involuppo M12<sub>max</sub>:**

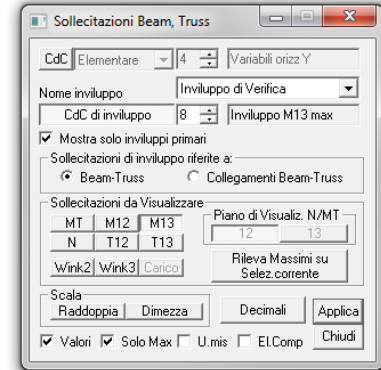
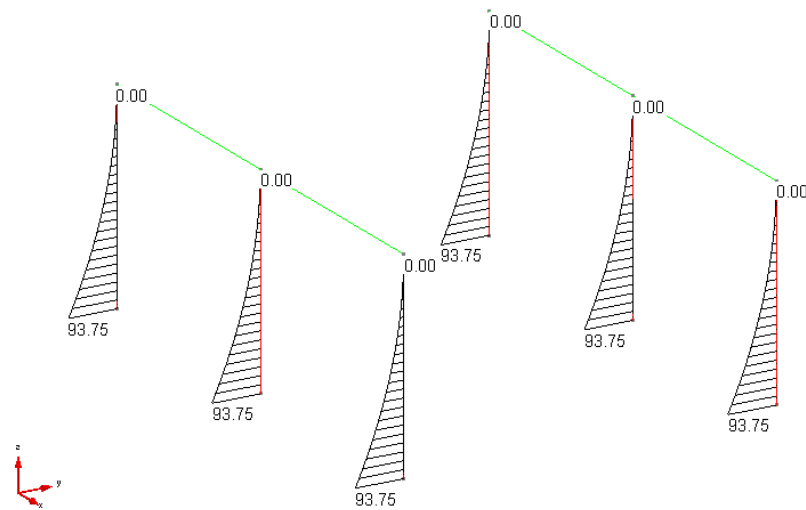




**Momento flettente M13 in Involuppo M13<sub>min</sub>:**



**Momento flettente M13 in Involuppo M13<sub>max</sub>:**





### 7.1.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

**Data:** 16/07/2013

**Programma:** CMP 27

**Versione:** 27.0.0.0 del 16/07/2013

**File:** [CMP: RigNominale1.cmp]

**Scopo:** comprendere i risultati delle verifiche di resistenza e le combinazioni di carico ad esse associate, al fine di ottenere un sintetico e semplice strumento di confronto numerico per le successive verifiche di stabilità.

Ai fini del dimensionamento dei pilastri, la combinazione di verifica più gravosa è ragionevolmente quella che massimizza il valore assoluto del momento flettente  $M_{12}$ .

Per i pilastri centrali, si tratta in particolare della combinazione di carico in cui i permanenti sono moltiplicati per il coefficiente  $\gamma_G=1$ , i carichi variabili verticali per  $\gamma_Q=0$ , ed i carichi variabili orizzontali in X per  $\gamma_{Q2}\cdot 1=1.5$ .

Per i pilastri laterali, invece, si tratta della combinazione di carico in cui i permanenti sono moltiplicati per il coefficiente  $\gamma_G=1.3$ , i carichi variabili verticali per  $\gamma_{Q1}\cdot\Psi_{01} = 1.5\cdot 0.5=0.75$ , ed i carichi variabili orizzontali in X per  $\gamma_{Q2}\cdot 1=1.5$ .

Eseguito una verifica sezionale, emerge come la verifica più gravosa sia in particolare quella sul pilastro centrale, corrispondente al momento flettente massimo  $|M_{12}| = 142.275$  KNm e ad un coefficiente MN uguale a 0.982.

CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI		Pilastro centrale		Pilastro esterno	
		N (KN)	$M_{12}$ (KNm)	N (KN)	$M_{12}$ (KNm)
(G)	<b>Permanenti</b>	-33.32	0	-13.34	4.12
(Q1)	<b>Variabili verticali</b>	-79.97	0	-32.01	9.88
(Q2)	<b>Variabili orizzontali X</b>	0	94.85	-8.90	86.65
COMBINAZIONI ASSOCIATE A M12 MAX		Pilastro centrale		Pilastro esterno	
COMB. 1:	1· G + 0·0· Q1 +1.5·1· Q2	<b>-33.32</b>	<b>142.275</b>	-26.69	134.095
COMB. 2:	1· G + 0·0· Q1 +1.5·(-1)· Q2	-33.32	-142.275	0.01	-125.855

CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI		Pilastro centrale		Pilastro esterno	
		N (KN)	$M_{12}$ (KNm)	N (KN)	$M_{12}$ (KNm)
(G)	<b>Permanenti</b>	-33.32	0	-13.34	4.12
(Q1)	<b>Variabili verticali</b>	-79.97	0	-32.01	9.88
(Q2)	<b>Variabili orizzontali X</b>	0	94.85	-8.90	86.65
COMBINAZIONI ASSOCIATE A M12 MAX		Pilastro centrale		Pilastro esterno	
COMB. 1:	1.3· G + 1.5· 0.5· Q1 +1.5· 1· Q2	-103.294	142.275	<b>-54.6995</b>	<b>142.741</b>
COMB. 2:	1.3· G + 1.5· 0.5· Q1 +1.5· (-1)· Q2	-103.294	-142.275	-27.9995	-117.209



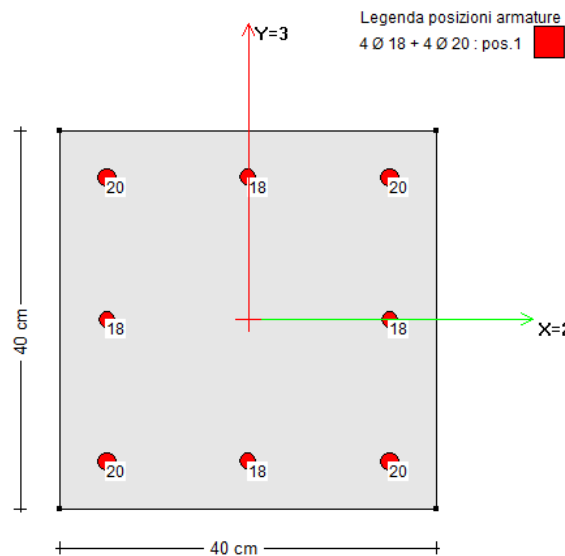


Verifica Sezione

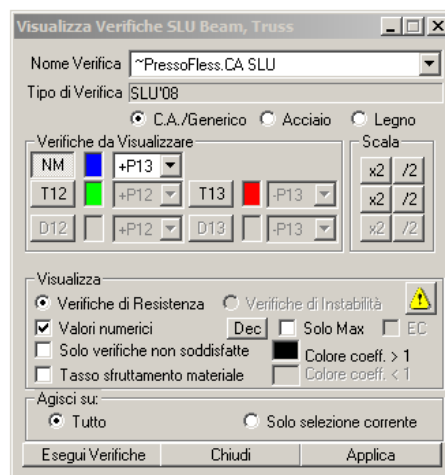
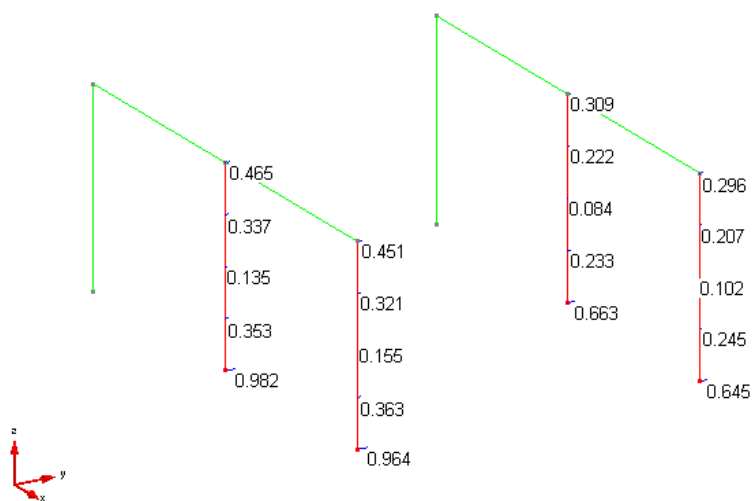
Generale | Sollecitazioni | Verifiche | Preview

n°	N kN	M12 kNm	M13 kNm	CoeffNM	T12 kN	CoeffT12	T13 kN	Coef
1	-33.32	142.27	0	0.981644	0	0	0	0
2	-54.6995	142.741	0	0.963631	0	0	0	0

Mostra Verifiche  
 Non soddisfatte  Tutte  Soll. Res  
 Esegui Verifiche Chiudi



I risultati così ottenuti sono riproducibili dal comando Visualizza Verifiche SLU Beam di CMP, come rappresentato nella figura seguente; in ragione della simmetria della struttura e dei carichi, si verifica solamente un pilastro laterale per ciascuno dei telai.





## 7.2 VERIFICHE DI STABILITÀ PER ELEMENTI SNELLI

**Data:** 16/07/2013

**Programma:** CMP 27

**Versione:** 27.0.0.0 del 16/07/2013

**File:** [CMP: Inv\_Beam\_MonoDim.cmp, Inv\_Beam\_MonoDim\_Comb.cmp]

**Scopo:** comprendere i risultati delle verifiche di stabilità e i risultati legati al calcolo della snellezza limite  $\lambda_{lim}$  con le due diverse tipologie denominate "precisa" e "semplificata", verificare la gestione dell'elemento complesso, comprendere le differenze di risultati tra i metodi di calcolo denominati "completo" e "semplificato" al variare della percentuale geometrica di armatura  $\rho$ .

Si è detto che il metodo della rigidezza nominale prevede il calcolo di una rigidezza flessionale EJ ridotta, da cui dipende l'amplificazione del momento del primo ordine.

Il presente capitolo tratta della validazione numerica delle verifiche di instabilità SLU degli elementi in c.a. eseguite con questa metodologia da CMP. Vengono in particolare approfonditi i seguenti argomenti:

- verifiche di instabilità mediante metodo "completo";
- verifiche di instabilità mediante metodo "semplificato";
- valutazione della snellezza limite  $\lambda_{lim}$  mediante stima rigorosa del coefficiente C;
- valutazione della snellezza limite  $\lambda_{lim}$  mediante stima semplificata del coefficiente C (C=0.7);
- verifica della corretta stima dei parametri sui "macroelementi";
- differenze di risultato tra metodo semplificato e metodo preciso, al variare della quantità di armatura in sezione.

Il capitolo così strutturato valida i risultati ottenuti dalle verifiche automatiche in CMP, alla luce della coincidenza dei valori da esse prodotti con quelli ricavabili da calcolo manuale.



## 7.2.1 VERIFICHE DI INSTABILITA' - METODO "COMPLETO"

**Data:** 16/07/2013

**Programma:** CMP 27

**Versione:** 27.0.0.0 del 16/07/2013

**File:** [CMP: RigNominale1.cmp]

**Scopo:** comprendere i risultati delle verifiche di instabilità e ragionare sulle combinazioni di carico ad esse associate; calcolare la rigidezza flessionale ridotta mediante la formulazione denominata "completa" in CMP.

Si definisce COMB. 1 la combinazione di carico associata a M12 Max, cioè la medesima combinazione risultata dimensionante relativamente alle verifiche di resistenza.

Si introducono le combinazioni COMB.2 e COMB. 3: la prima massimizza il momento flettente M12 sui pilastri centrali ma, diversamente dalla COMB. 1, presenta il contributo dei carichi variabili verticali  $\gamma_{Q1} \cdot \Psi_{01} = 1.5 \cdot 0.5 = 0.75$ ; la seconda è invece una combinazione dalla quale deriva lo sforzo normale massimo sui pilastri centrali, mentre i carichi variabili orizzontali in direzione X entrano come secondari, cioè  $\gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} = 1.5 \cdot 0.6 = 0.90$ .

CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI		Pilastro centrale		Pilastro esterno	
		N (KN)	M <sub>12</sub> (KNm)	N (KN)	M <sub>12</sub> (KNm)
(G)	<b>Permanenti</b>	-33.32	0	-13.34	4.12
(Q1)	<b>Variabili verticali</b>	-79.97	0	-32.01	9.88
(Q2)	<b>Variabili orizzontali X</b>	0	94.85	-8.90	86.65
<b>COMBINAZIONI ASSOCIATE A M12 MAX</b>		<b>Pilastro centrale</b>		<b>Pilastro esterno</b>	
COMB. 1:	1· G + 0· 0· Q1 + 1.5· 1· Q2	-33.32	142.275	-26.69	134.095
<b>ALTRE COMBINAZIONI</b>		<b>Pilastro centrale</b>		<b>Pilastro esterno</b>	
COMB. 2:	1.3· G + 1.5· 0.5· Q1 + 1.5· 1· Q2	<b>-103.294</b>	<b>142.275</b>	-54.6995	142.741
COMB. 3:	1.3· G + 1.5· 1· Q1 + 1.5· 0.6· Q2	-163.271	85.365	-73.367	98.161

Si applica alle 3 combinazioni descritte il metodo della rigidezza nominale, valutando la rigidezza flessionale ridotta con il metodo "completo", per il quale si ricorda che valgono le seguenti formule:

$$\left\{ \begin{array}{l} K_s = 1 \\ K_c = \frac{k_1 k_2}{\varphi_{ef}} \end{array} \right. \quad [5.22 - EC2]$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} \quad [\text{MPa}] \quad [5.23 - EC2]$$



$$k_2 = n \frac{\lambda}{170} \leq 0.20, \quad n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \quad [5.24 - EC2]$$

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad [5.21 - EC2]$$

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{P_E}{\left( \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} \right)}} \quad [5.24 - EC2]$$

$$M = M_1 / \alpha$$

I dati di input del metodo per il caso in esame risultano:

base sezione:	b=	<b>400</b> mm
altezza sezione:	h=	<b>400</b> mm
resistenza cilindrica a compressione:	f <sub>ck</sub> =	<b>25.000</b> (N/mm <sup>2</sup> )
resistenza di design a compressione:	f <sub>cd</sub> =	<b>14.167</b> (N/mm <sup>2</sup> )
area della sezione:	A =	160000 (mm <sup>2</sup> )
percentuale geometrica di armatura:	ρ <sub>s</sub> =	1.422%
lunghezza pilastro:	l=	<b>5000</b> mm
coefficiente b:	β =	<b>2</b>
lunghezza di libera inflessione:	l <sub>0</sub> =	10000.00 mm
snellezza:	λ =	86.603
coefficiente di viscosità di calcolo:	φ =	<b>2.6</b>
modulo elastico del calcestruzzo:	E <sub>c</sub> =	<b>31475.81</b> (N/mm <sup>2</sup> )
modulo elastico dell'acciaio:	E <sub>s</sub> =	<b>200000.00</b> (N/mm <sup>2</sup> )
coefficiente di sicurezza:	γ <sub>CE</sub> =	1.20
modulo elastico di progetto:	E <sub>cd</sub> =	26229.8385
copriferro armature:	c =	<b>5</b> mm
coefficiente di omogeneizzazione:	omog. =	<b>1</b>
momento di inerzia del solo calcestruzzo:	J <sub>c</sub> =	2.133E+09 mm <sup>4</sup>
momento di inerzia delle armature:	J <sub>s</sub> =	3.973E+07 mm <sup>4</sup>

Il metodo della rigidezza nominale, pertanto, produce i seguenti risultati:

PILASTRO 40x40cm CENTRALE										
N (KN)	M <sub>1</sub> (KNm)	n (-)	k <sub>1</sub> (-)	k <sub>2</sub> (-)	K <sub>c</sub> (-)	K <sub>s</sub> (-)	EJ (Nmm <sup>2</sup> )	N <sub>crit</sub> (KN)	α (-)	M (KNm)
<b>-33.32</b>	<b>142.28</b>	0.0147	1.118	0.007	0.0023	1.0000	8.075E+12	-796.99	1.0436	<b>148.483</b>
<b>-103.29</b>	<b>142.28</b>	0.0456	1.118	0.023	0.0072	1.0000	8.349E+12	-823.97	1.1433	<b>162.667</b>
<b>-163.27</b>	<b>85.37</b>	0.0720	1.118	0.037	0.0114	1.0000	8.583E+12	-847.09	1.2388	<b>105.747</b>



Verificando la singola sezione con le sollecitazioni così ottenute, risulta che la combinazione COMB.1, decisiva per quanto riguardava le verifiche di resistenza, non è invece dimensionante per quanto riguarda l'instabilità.

In termini di coefficiente MN, le verifiche di instabilità eseguite mediante il metodo completo hanno prodotto un peggioramento di circa il 7.7% del coefficiente MN (0.982 contro 1.057).

Verifica Sezione

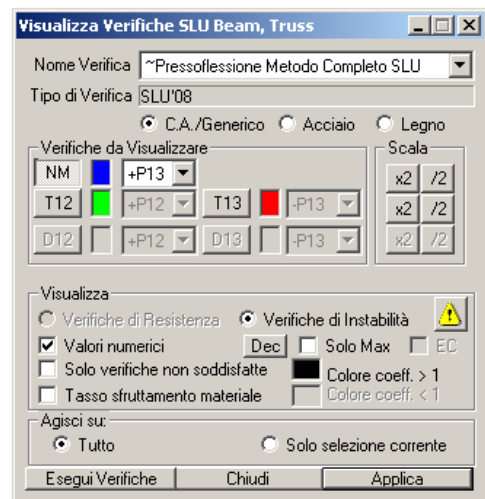
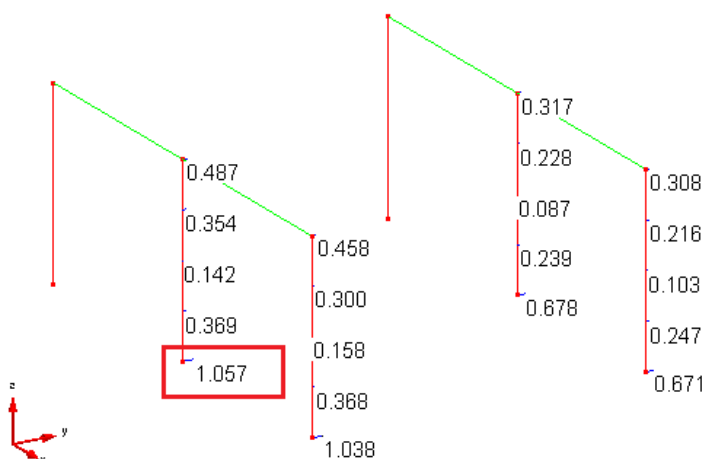
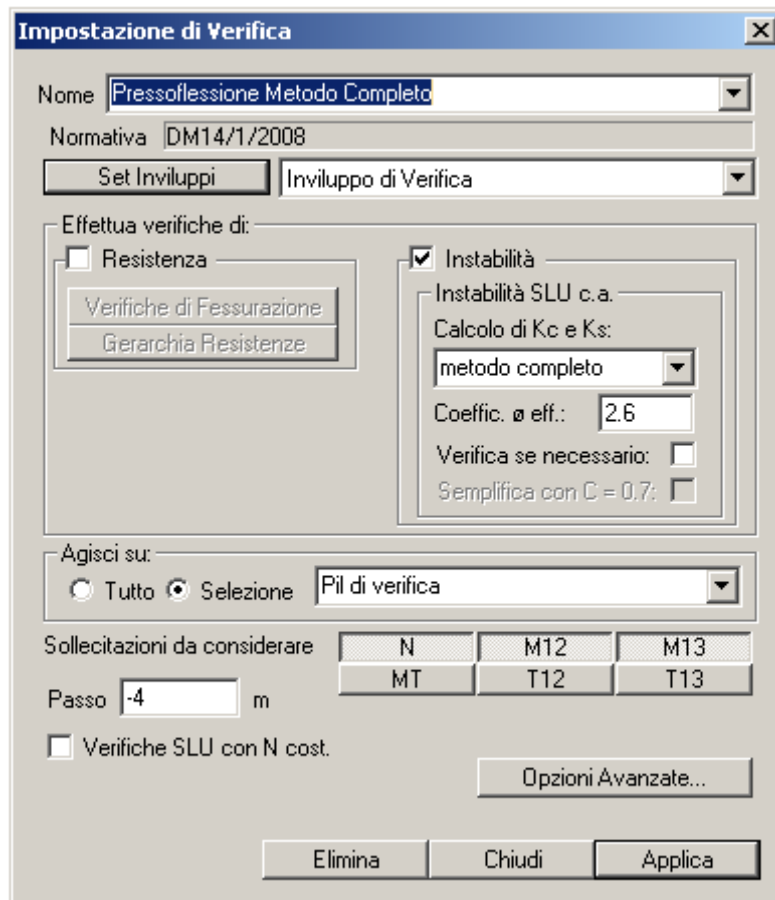
Generale | Sollecitazioni | Verifiche | Preview

	n°	N	M12	M13	CoeffNM	T12	CoeffT12	T13	Coeff
		kN	kNm	kNm		kN		kN	
<input type="checkbox"/>	1	-33.32	148.483	0	1.02599	0	0	0	0
<input type="checkbox"/>	2	-103.29	162.667	0	1.05689	0	0	0	0
<input type="checkbox"/>	3	-163.27	105.747	0	0.59639	0	0	0	0

Mostra Verifiche  
 Non soddisfatte  Tutte  Soll.Res

Esegui Verifiche Chiudi

Impostando in CMP la verifica SLU appena descritta, emerge la corrispondenza con i risultati calcolati manualmente, come si può notare dall'immagine a seguire.





## 7.2.2 VERIFICHE DI INSTABILITA' - METODO "SEMPLIFICATO"

**Data:** 16/07/2013

**Programma:** CMP 27

**Versione:** 27.0.0.0 del 16/07/2013

**File:** [CMP: RigNominale1.cmp]

**Scopo:** comprendere i risultati delle verifiche di instabilità e ragionare sulle combinazioni di carico ad esse associate; calcolare la rigidezza flessionale ridotta mediante la formulazione denominata "semplificata" in CMP.

Il metodo di calcolo "semplificato" prevede la valutazione della rigidezza flessionale ridotta mediante le seguenti formule:

$$\begin{cases} K_s = 0 \\ K_c = \frac{0.3}{1 + 0.5\varphi_{ef}} \end{cases} \quad [5.26 - EC2]$$

Ragionando con i medesimi dati di input illustrati al capitolo precedente, si perviene ai seguenti risultati.

PILASTRO 40x40cm CENTRALE										
N (KN)	M (KNm)	N (-)	k <sub>1</sub> (-)	k <sub>2</sub> (-)	K <sub>c</sub> (-)	K <sub>s</sub> (-)	EJ (Nmm <sup>2</sup> )	N <sub>crit</sub> (KN)	α (-)	M (KNm)
-33.32	142.28	0.0147	-	-	0.1304	0.0000	7.299E+12	-720.36	1.0485	149.175
-103.29	142.28	0.0456	-	-	0.1304	0.0000	7.299E+12	-720.36	1.1674	166.091
-163.27	85.37	0.0720	-	-	0.1304	0.0000	7.299E+12	-720.36	1.2931	110.384

Analogamente al calcolo mediante "metodo completo", la COMB.1 non risulta dimensionante in termini di instabilità; il coefficiente MN, invece, aumenta di circa il 10.2% rispetto a quello ricavato dalle verifiche di resistenza (0.982 contro 1.081).



Verifica Sezione

Generale | Sollecitazioni | Verifiche | Preview

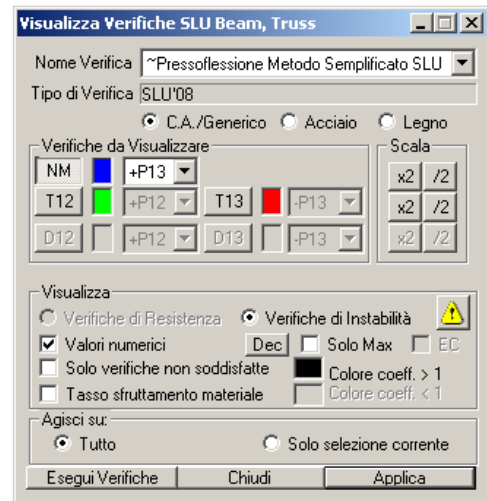
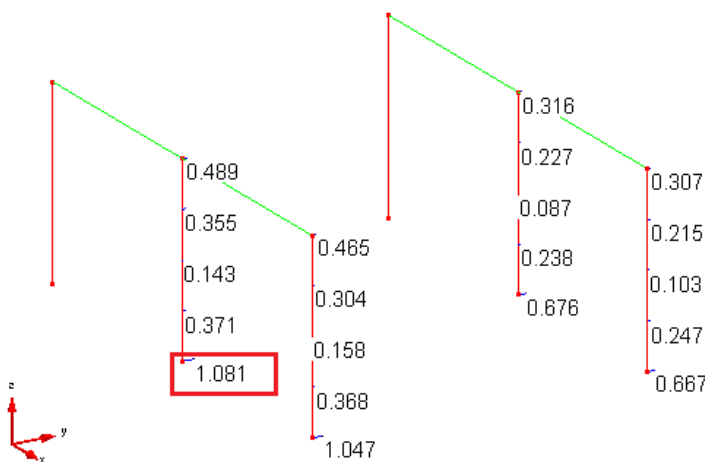
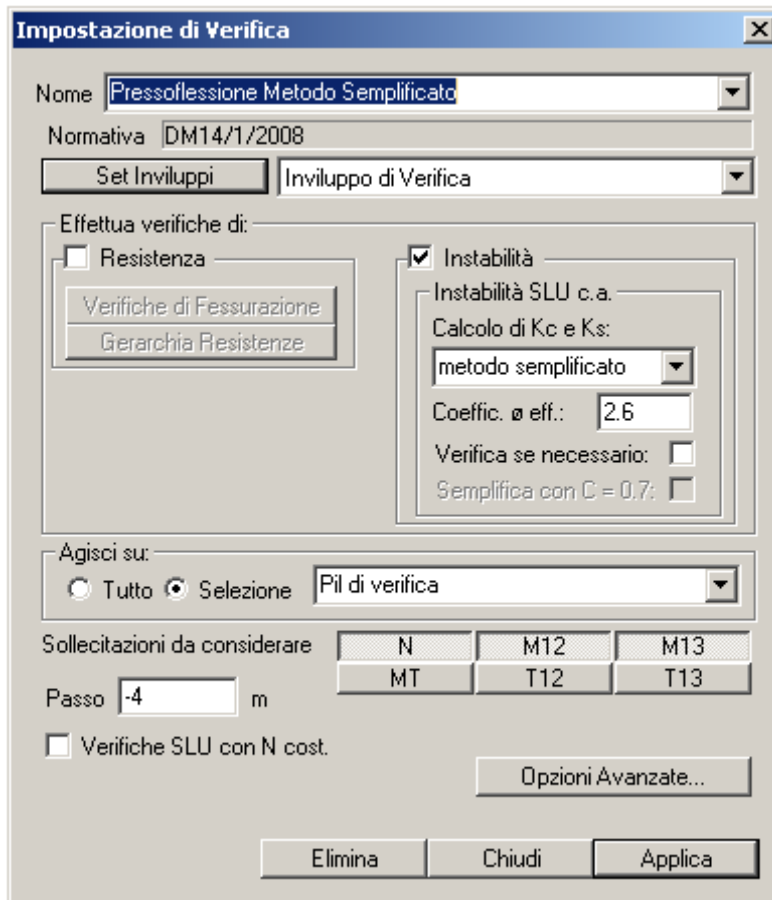
	n°	N kN	M12 kNm	M13 kNm	CoeffNM	T12 kN	CoeffT12	T13 kN	Coeff
<input type="checkbox"/>	1	-33.32	149.175	0	1.03093	0	0	0	0
<input type="checkbox"/>	2	-103.29	166.091	0	1.0813	0	0	0	0
<input type="checkbox"/>	3	-163.27	110.384	0	0.628952	0	0	0	0

Mostra Verifiche  
 Non soddisfatte  Tutte  Soll. Res

Esegui Verifiche Chiudi

Impostando la verifica di instabilità con metodo “semplificato”, si perviene ai seguenti risultati, del tutto coerenti a quelli ricavati da calcolo manuale.







### 7.2.3 VERIFICHE SOLO SE NECESSARIE - CALCOLO PRECISO DEL COEFFICIENTE C

**Data:** 16/07/2013

**Programma:** CMP 27

**Versione:** 27.0.0.0 del 16/07/2013

**File:** [CMP: RigNominale1.cmp]

**Scopo:** comprendere il significato del calcolo della snellezza limite; ragionare sull'influenza del diagramma del momento sul coefficiente  $r_m$  e, pertanto, sul calcolo di  $\lambda_{lim}$ ; avere indicazioni sulla corretta valutazione del coefficiente C da parte di CMP mediante confronto con calcoli manuali.

L'Eurocodice 2 e il DM 2008 consentono di trascurare gli effetti del II ordine quando la snellezza degli elementi da verificare non supera il valore della snellezza  $\lambda_{lim}$ , valutabile come:

$$\lambda_{lim} = \frac{A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} \quad , \quad n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \quad [5.13N - EC2]$$

entrambe le normative concordano nell'approssimare i termini A e B con i valori 0.7 e 1.1. Si perviene così all'espressione

$$\lambda_{lim} = 15.4 \frac{C}{\sqrt{n}} \quad [4.1.33 - DM 2008]$$

Il coefficiente C è espresso come  $C = 1.7 - r_m = 1.7 - M_{01} / M_{02}$ ; essendo  $|M_{02}| \geq |M_{01}|$ , è pertanto  $0.7 \leq C \leq 2.7$ .

CMP consente all'utente una duplice scelta: calcolare, per ogni combinazione di carico ed in ogni sezione, il coefficiente C in maniera precisa, oppure semplificare (in sicurezza) il coefficiente C a 0.7 per ogni combinazione ed in ciascuna sezione di verifica.

Nel presente capitolo si calcola a mano il coefficiente C per alcune combinazioni di carico e si confrontano i risultati con quelli ottenibili da CMP. A tale scopo, si raccolgono in una tabella i risultati del calcolo manuale e, in particolare:

- $M_{13, ini}$ ,  $M_{13, fin}$ ,  $M_{12, ini}$ ,  $M_{12, fin}$ , momenti alle estremità dell'elemento complesso, necessari per la valutazione di  $r_m$ ;
- $r_{m,13}$ ,  $r_{m,12}$ , coefficienti  $r_m$  nei piani 13 e 12 del beam: il coefficiente è positivo se i momenti indicati secondo la convenzione CMP con  $M_{13}$  o  $M_{12}$  rispettivamente hanno segno concorde, (fibre tese sullo stesso lato);
- n, sforzo assiale adimensionale;
- $\lambda_{lim 13}$ ,  $\lambda_{lim 12}$ , snellezze limite nei piani 13 e 12;
- verif., ovvero la necessità di eseguire la verifica di instabilità: se lasciata vuota, significa che la verifica non è necessaria; se contrassegnata da una "x", significa che occorre eseguire la verifica in quanto è  $\lambda > \lambda_{lim}$ .

Ricordando che le snellezze dei pilastri sono uguali a



$$\lambda_{13, 40x40} = l_0 / i = 10000 / 115.47 = 86.60 \text{ (snellezza dei pilastri 40x40cm) ;}$$

$$\lambda_{13, 50x50} = l_0 / i = 10000 / 144.34 = 69.28 \text{ (snellezza dei pilastri 50x50cm) ,}$$

si ottengono i seguenti risultati, rispettivamente per i pilastri centrali e laterali.

VALUTAZIONE DI $\lambda_{lim}$ PER I PILASTRI CENTRALI - elementi beam 2 e 7 -												
sezione	N (KN)	M <sub>13 ini</sub> (KNm)	M <sub>13 fin</sub> (KNm)	M <sub>12 ini</sub> (KNm)	M <sub>12 fin</sub> (KNm)	r <sub>m,13</sub> (-)	r <sub>m,12</sub> (-)	n (-)	$\lambda_{lim,13}$ (-)	$\lambda_{lim,12}$ (-)	verif. 13	verif. 12
40x40cm	-163.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.0720	97.54	97.54		
40x40cm	-33.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.0147	215.92	215.92		
40x40cm	-33.32	0.00	0.00	-142.27	69.85	0.00	-0.49	0.01	215.92	278.28		
40x40cm	-33.32	0.00	0.00	142.27	-69.85	0.00	-0.49	0.01	215.92	278.28		
40x40cm	-43.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.0191	189.38	189.38		
40x40cm	-43.32	0.00	0.00	-142.27	69.85	0.000	-0.491	0.0191	189.38	244.07		
40x40cm	-43.32	0.00	0.00	142.27	-69.85	0.000	-0.491	0.0191	189.38	244.07		
40x40cm	-43.32	-93.75	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.0191	189.38	189.38		
40x40cm	-43.32	93.75	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.0191	189.38	189.38		
40x40cm	-103.30	0.00	0.00	142.27	-69.85	0.000	-0.491	0.0456	122.64	158.05		
40x40cm	-103.30	0.00	0.00	142.27	-69.85	0.000	-0.491	0.0456	122.64	158.05		
50x50cm	-163.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.0460	122.02	122.02		
50x50cm	-33.27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.0094	270.10	270.10		
50x50cm	-33.27	0.00	0.00	-142.27	69.83	0.00	-0.49	0.01	270.10	348.08		
50x50cm	-33.27	0.00	0.00	142.27	-69.83	0.00	-0.49	0.01	270.10	348.08		
50x50cm	-43.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.0122	236.89	236.89		
50x50cm	-43.26	0.00	0.00	-142.27	69.83	0.000	-0.491	0.0122	236.89	305.28		
50x50cm	-43.26	0.00	0.00	142.27	-69.83	0.000	-0.491	0.0122	236.89	305.28		
50x50cm	-43.26	-93.75	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.0122	236.89	236.89		
50x50cm	-43.26	93.75	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.0122	236.89	236.89		
50x50cm	-103.15	0.00	0.00	142.27	-69.83	0.000	-0.491	0.0291	153.40	197.69		
50x50cm	-103.15	0.00	0.00	142.27	-69.83	0.000	-0.491	0.0291	153.40	197.69		

VALUTAZIONE DI $\lambda_{lim}$ PER I PILASTRI LATERALI - elementi beam 1, 3, 6, 8 -												
sezione	N (KN)	M <sub>13 ini</sub> (KNm)	M <sub>13 fin</sub> (KNm)	M <sub>12 ini</sub> (KNm)	M <sub>12 fin</sub> (KNm)	r <sub>m,13</sub> (-)	r <sub>m,12</sub> (-)	n (-)	$\lambda_{lim,13}$ (-)	$\lambda_{lim,12}$ (-)	verif. 13	verif. 12
40x40cm	-73.37	0.00	0.00	98.16	-67.71	0.000	-0.690	0.0324	145.51	204.55		
40x40cm	0.02	0.00	0.00	-125.86	36.93	0.000	-0.293	0.0000	-	-		
40x40cm	-17.34	0.00	0.00	5.35	-10.77	0.000	-0.497	0.0077	299.32	386.85		
40x40cm	0.02	0.00	0.00	-125.86	36.93	0.000	-0.293	0.0000	-	-		
40x40cm	-54.71	0.00	0.00	142.74	-70.89	0.000	-0.497	0.0241	168.52	217.74		
40x40cm	-17.34	-93.75	0.00	5.35	-10.77	0.000	-0.497	0.0077	299.32	386.85		
40x40cm	-17.34	93.75	0.00	5.35	-10.77	0.000	-0.497	0.0077	299.32	386.85		
40x40cm	-54.71	0.00	0.00	142.74	-70.89	0.000	-0.497	0.0241	168.52	217.74		
40x40cm	0.02	0.00	0.00	142.74	-70.89	0.000	-0.497	0.0000	-	-		
50x50cm	-73.49	0.00	0.00	98.24	-67.97	0.000	-0.692	0.0208	181.74	255.71		
50x50cm	-0.01	0.00	0.00	-125.86	36.87	0.000	-0.293	0.0000	15792.55	#####		

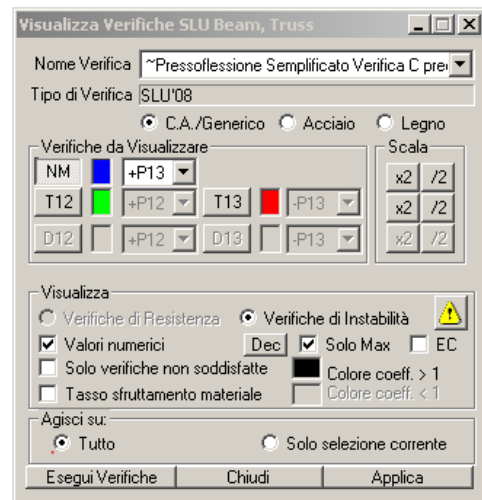
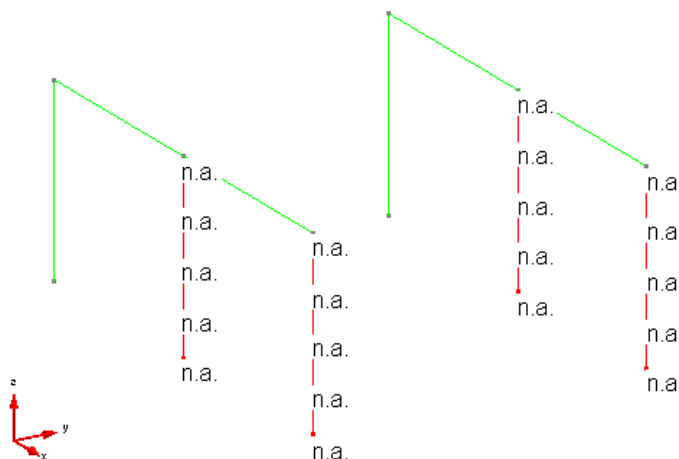
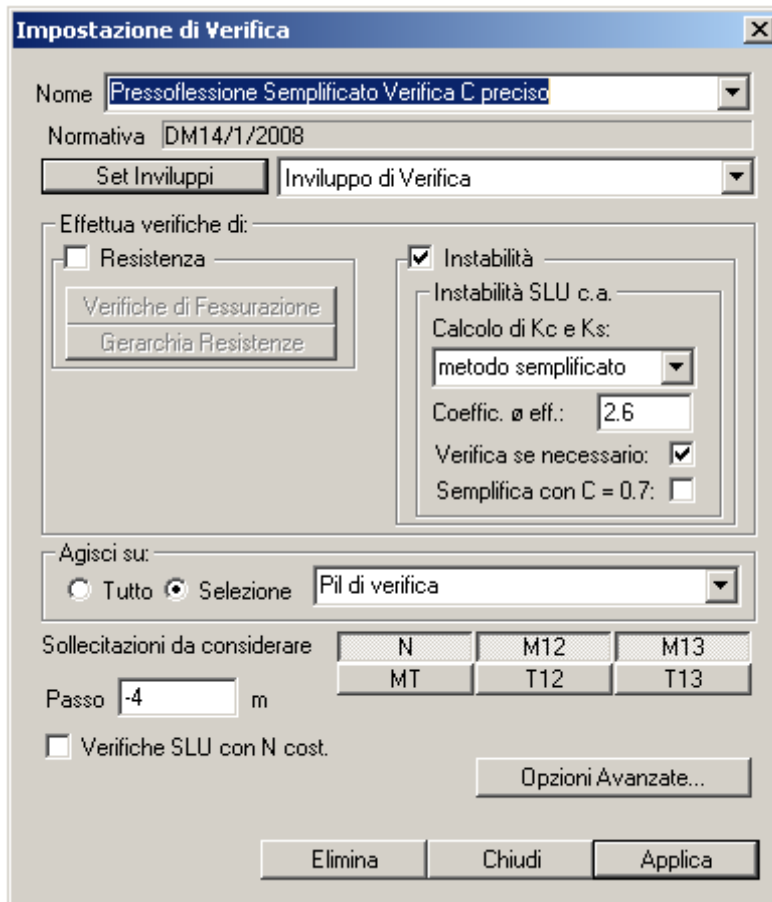


50x50cm	-17.37	0.00	0.00	5.37	-10.84	0.000	-0.496	0.0049	373.81	482.77		
50x50cm	-0.01	0.00	0.00	-125.86	36.87	0.000	-0.293	0.0000	15792.55	#####		
50x50cm	-54.78	0.00	0.00	142.80	-71.05	0.000	-0.498	0.0155	210.51	272.12		
50x50cm	-17.37	-93.75	0.00	5.37	-10.84	0.000	-0.496	0.0049	373.81	482.77		
50x50cm	-17.37	93.75	0.00	5.37	-10.84	0.000	-0.496	0.0049	373.81	482.77		
50x50cm	-54.78	0.00	0.00	142.80	-71.05	0.000	-0.498	0.0155	210.51	272.12		
50x50cm	-0.01	0.00	0.00	142.80	-71.05	0.000	-0.498	0.0000	15793.56	#####		

Il calcolo manuale rivela dunque come nessuna sezione di nessun pilastro richiede di essere verificata ad instabilità. CMP riporta lo stesso risultato, come riscontrabile dalla figura seguente.

Nelle tabella a seguire è invece interessante notare l'influenza del coefficiente  $r_m$  sulla snellezza limite: nel piano 12 si ha continuità flessionale, con conseguente momento non nullo in testa al pilastro, mentre nel piano 13 no; di conseguenza, le snellezze limite nei due piani differiscono del 22%, a parità di sforzo normale.

sezione	N (KN)	$M_{13\text{ ini}}$ (KNm)	$M_{13\text{ fin}}$ (KNm)	$M_{12\text{ ini}}$ (KNm)	$M_{12\text{ fin}}$ (KNm)	$r_{m,13}$ (-)	$r_{m,12}$ (-)	n (-)	$\lambda_{\text{lim},13}$ (-)	$\lambda_{\text{lim},12}$ (-)	verif. 13	verif. 12
40x40cm	-43.32	<b>-93.75</b>	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.0191	<b>189.38</b>	189.38		
40x40cm	-43.32	0.00	0.00	<b>-142.27</b>	69.85	0.000	-0.491	0.0191	189.38	<b>244.07</b>		





## 7.2.4 VERIFICHE SOLO SE NECESSARIE - C SEMPLIFICATO

Data: 16/07/2013

Programma: CMP 27

Versione: 27.0.0.0 del 16/07/2013

File: [CMP: RigNominale1.cmp]

**Scopo:** valutare  $\lambda_{lim}$  in maniera semplificata, ponendo C sempre uguale a 0.7; comprendere il motivo per cui una verifica di instabilità possa risultare meno restrittiva di una di resistenza.

Il presente capitolo differisce dal precedente per quanto riguarda la valutazione della snellezza limite, ora stimata mediante la formulazione approssimata (corrispondente al caso più tassativo con  $r_m = 1$  e  $C = 0,7$ , come consentito dall'Eurocodice 2)

$$\lambda_{lim} = 15.4 \frac{0.7}{\sqrt{n}}$$

Il calcolo manuale nelle varie combinazioni di carico elencate conduce ai seguenti risultati.

VALUTAZIONE DI $\lambda_{lim}$ PER I PILASTRI CENTRALI - elementi beam 2 e 7 -												
40x40cm	-163.28	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000	1.000	0.0720	40.16	40.16	x	x
40x40cm	-33.32	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000	1.000	0.0147	88.91	88.91		
40x40cm	-33.32	0.00	0.00	-142.27	69.85	1.00	1.00	0.01	88.91	88.91		
40x40cm	-33.32	0.00	0.00	142.27	-69.85	1.00	1.00	0.01	88.91	88.91		
40x40cm	-43.32	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000	1.000	0.0191	77.98	77.98	x	x
40x40cm	-43.32	0.00	0.00	-142.27	69.85	1.000	1.000	0.0191	77.98	77.98	x	x
40x40cm	-43.32	0.00	0.00	142.27	-69.85	1.000	1.000	0.0191	77.98	77.98	x	x
40x40cm	-43.32	-93.75	0.00	0.00	0.00	1.000	1.000	0.0191	77.98	77.98	x	x
40x40cm	-43.32	93.75	0.00	0.00	0.00	1.000	1.000	0.0191	77.98	77.98	x	x
40x40cm	-103.30	0.00	0.00	142.27	-69.85	1.000	1.000	0.0456	50.50	50.50	x	x
40x40cm	-103.30	0.00	0.00	142.27	-69.85	1.000	1.000	0.0456	50.50	50.50	x	x
50x50cm	-163.04	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000	1.000	0.0460	50.24	50.24	x	x
50x50cm	-33.27	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000	1.000	0.0094	111.22	111.22		
50x50cm	-33.27	0.00	0.00	-142.27	69.83	1.00	1.00	0.01	111.22	111.22		
50x50cm	-33.27	0.00	0.00	142.27	-69.83	1.00	1.00	0.01	111.22	111.22		
50x50cm	-43.26	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000	1.000	0.0122	97.54	97.54		
50x50cm	-43.26	0.00	0.00	-142.27	69.83	1.000	1.000	0.0122	97.54	97.54		
50x50cm	-43.26	0.00	0.00	142.27	-69.83	1.000	1.000	0.0122	97.54	97.54		
50x50cm	-43.26	-93.75	0.00	0.00	0.00	1.000	1.000	0.0122	97.54	97.54		
50x50cm	-43.26	93.75	0.00	0.00	0.00	1.000	1.000	0.0122	97.54	97.54		
50x50cm	-103.15	0.00	0.00	142.27	-69.83	1.000	1.000	0.0291	63.17	63.17	x	x
50x50cm	-103.15	0.00	0.00	142.27	-69.83	1.000	1.000	0.0291	63.17	63.17	x	x

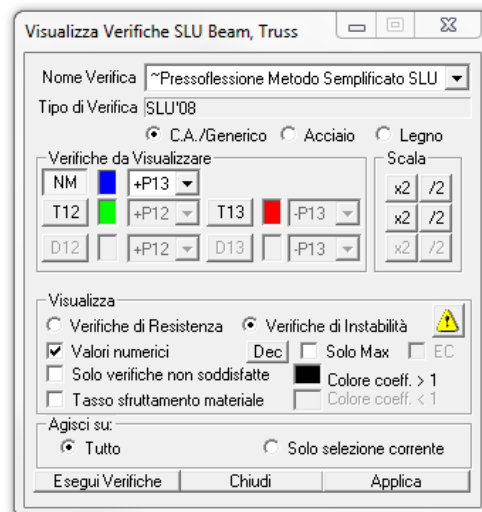
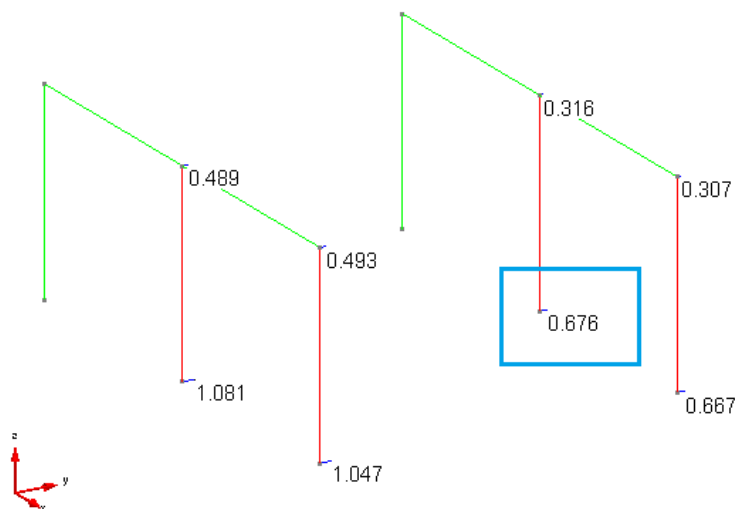
VALUTAZIONE DI $\lambda_{lim}$ PER I PILASTRI LATERALI - elementi beam 1, 3, 6, 8 -												
--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--



sezione	N (KN)	M <sub>13 ini</sub> (KNm)	M <sub>13 fin</sub> (KNm)	M <sub>12 ini</sub> (KNm)	M <sub>12 fin</sub> (KNm)	r <sub>m,13</sub> (-)	r <sub>m,12</sub> (-)	n (-)	λ <sub>lim,13</sub> (-)	λ <sub>lim,12</sub> (-)	verif. 13	verif. 12
40x40cm	-73.37	0.00	0.00	98.16	-67.71	1.000	1.000	0.0324	59.92	59.92	x	x
40x40cm	0.02	0.00	0.00	-125.86	36.93	1.000	1.000	0.0000	-	-		
40x40cm	-17.34	0.00	0.00	5.35	-10.77	1.000	1.000	0.0077	123.25	123.25		
40x40cm	0.02	0.00	0.00	-125.86	36.93	1.000	1.000	0.0000	-	-		
40x40cm	-54.71	0.00	0.00	142.74	-70.89	1.000	1.000	0.0241	69.39	69.39	x	x
40x40cm	-17.34	-93.75	0.00	5.35	-10.77	1.000	1.000	0.0077	123.25	123.25		
40x40cm	-17.34	93.75	0.00	5.35	-10.77	1.000	1.000	0.0077	123.25	123.25		
40x40cm	-54.71	0.00	0.00	142.74	-70.89	1.000	1.000	0.0241	69.39	69.39	x	x
40x40cm	0.02	0.00	0.00	142.74	-70.89	1.000	1.000	0.0000	-	-		
50x50cm	-73.49	0.00	0.00	98.24	-67.97	1.000	1.000	0.0208	74.84	74.84		
50x50cm	-0.01	0.00	0.00	-125.86	36.87	1.000	1.000	0.0000	6502.81	6502.81		
50x50cm	-17.37	0.00	0.00	5.37	-10.84	1.000	1.000	0.0049	153.92	153.92		
50x50cm	-0.01	0.00	0.00	-125.86	36.87	1.000	1.000	0.0000	6502.81	6502.81		
50x50cm	-54.78	0.00	0.00	142.80	-71.05	1.000	1.000	0.0155	86.68	86.68		
50x50cm	-17.37	-93.75	0.00	5.37	-10.84	1.000	1.000	0.0049	153.92	153.92		
50x50cm	-17.37	93.75	0.00	5.37	-10.84	1.000	1.000	0.0049	153.92	153.92		
50x50cm	-54.78	0.00	0.00	142.80	-71.05	1.000	1.000	0.0155	86.68	86.68		
50x50cm	-0.01	0.00	0.00	142.80	-71.05	1.000	1.000	0.0000	6503.23	6503.23		

Ragionando con le sezioni al piede dei pilastri, si delineano i seguenti casi:

- pilastro centrale 40x40cm: si possono trascurare alcune combinazioni di verifica non dimensionanti, pertanto il risultato deve coincidere con quello ottenuto dall'applicazione, indipendentemente dalla snellezza limite, del metodo semplificato;
- pilastro laterale 40x40cm: si possono trascurare tre combinazioni di verifica non dimensionanti, pertanto il risultato deve coincidere con quello ottenuto dall'applicazione, indipendentemente dalla snellezza limite, del metodo semplificato;
- pilastro centrale 50x50cm: si può trascurare la verifica di instabilità per la combinazione di carico dove N=-33.32 KN, M=142.27 KNm. Da questa combinazione derivava tuttavia il coefficiente di sicurezza NM=0.676, ottenuto nei capitoli precedenti applicando il metodo semplificato (rappresentato nuovamente, per ragioni di lettura, nell'immagine a seguire).
- pilastro laterale 50x50cm: si possono trascurare le verifiche di instabilità in ognuna delle sezioni di verifica;



La nuova combinazione dimensionante diventa quindi quella a cui corrispondono le sollecitazioni  $N=-103.15$  KN,  $M=142.27$  KNm. Volendo confrontare i valori dei coefficienti di sicurezza NM nelle due combinazioni, si applica il metodo della rigidità nominale e si esegue la verifica sezionale:

PILASTRO 40x40cm CENTRALE										
N (KN)	M (KNm)	N (-)	$k_1$ (-)	$k_2$ (-)	$K_c$ (-)	$K_s$ (-)	EJ (Nmm <sup>2</sup> )	$N_{crit}$ (KN)	$\alpha$ (-)	M (KNm)
-33.32	142.27	0.0094	-	-	0.1304	0.0000	1.782E+13	-1758.68	1.0193	145.018
-103.15	142.27	0.0291	-	-	0.1304	0.0000	1.782E+13	-1758.68	1.0623	151.135





Verifica Sezione

Generale | Sollecitazioni | Verifiche | Preview

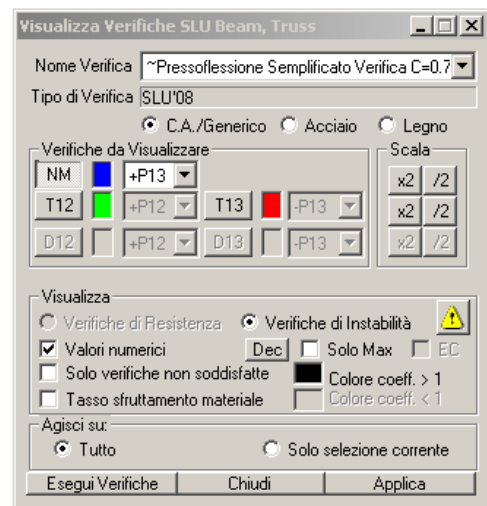
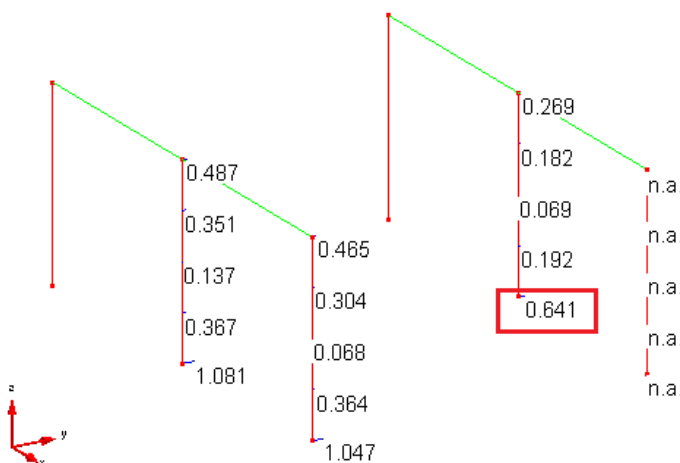
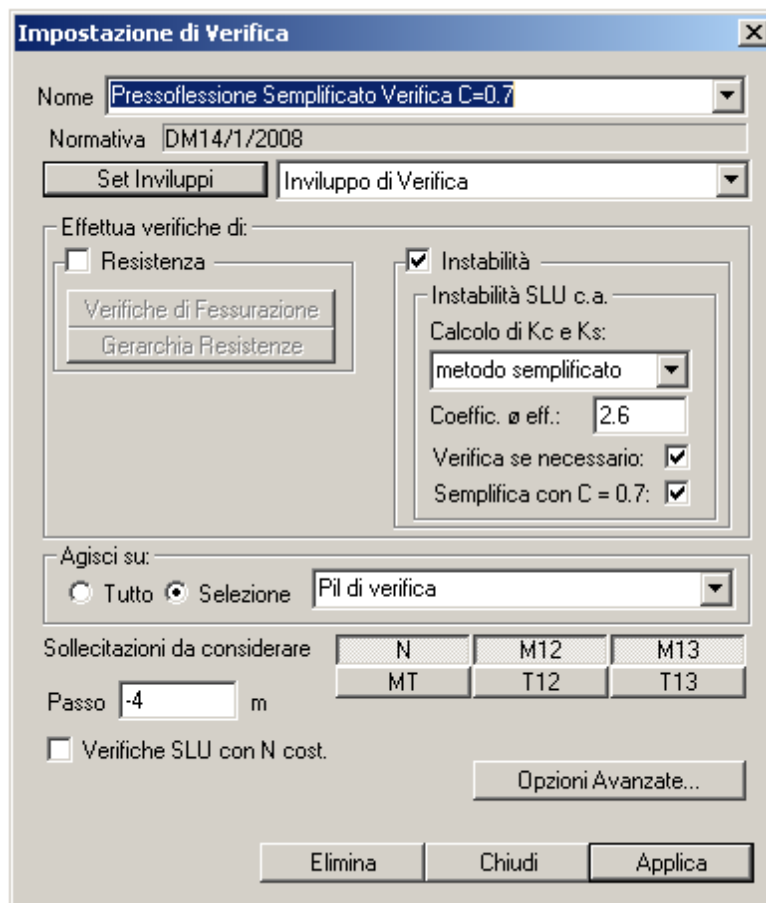
n°	N	M12	M13	CoeffNM	T12	CoeffT12	T13	Coeff
	kN	kNm	kNm		kN		kN	
1	-33.27	145.018	0	0.676047	0	0	0	0
2	-103.15	151.135	0	0.640732	0	0	0	0

Mostra Verifiche  
 Non soddisfatte  Tutte  Soll.Res

Esegui Verifiche Chiudi

Emerge dunque un risultato importante: trascurare le combinazioni di verifica per cui, in una sezione, la verifica di stabilità non è necessaria, può portare a coefficienti MN più piccoli rispetto a quelli derivanti dalle verifiche di resistenza.

Eseguendo infine le verifiche mediante la procedura automatica in CMP, si ottengono gli stessi risultati del calcolo manuale.





## 7.2.5 VERIFICHE SU ELEMENTI FORMATI DA UN NUMERO DI BEAM SUPERIORE A 1

**Data:** 16/07/2013

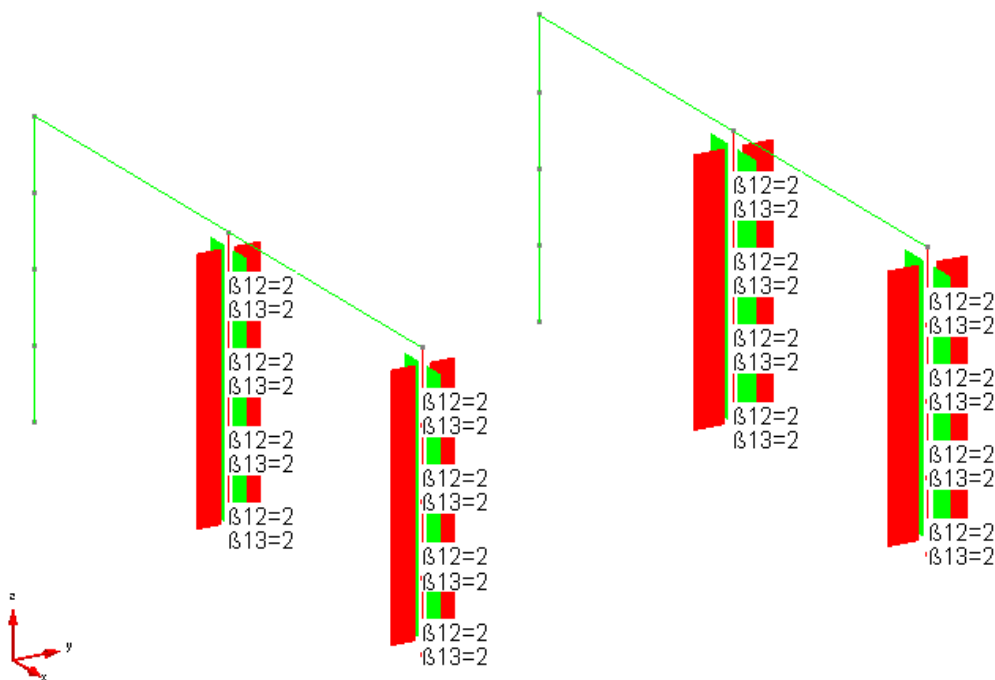
**Programma:** CMP 27

**Versione:** 27.0.0.0 del 16/07/2013

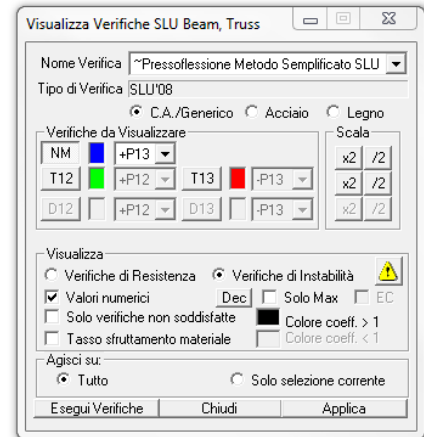
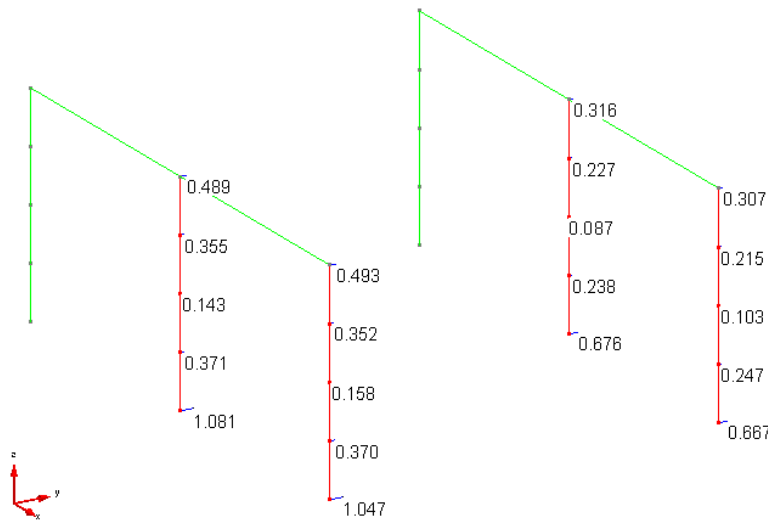
**File:** [CMP: RigNominale2.cmp]

**Scopo:** mostrare come la stima del coefficiente  $r_m$  dipenda unicamente dal “macroelemento” e non dai singoli elementi beam costituenti.

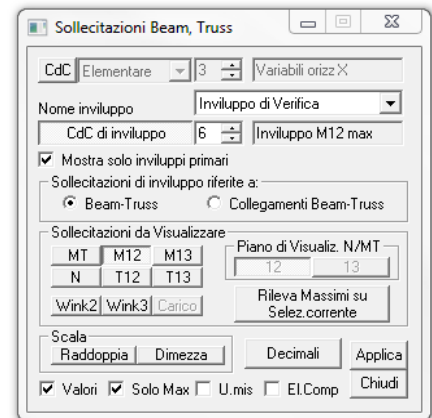
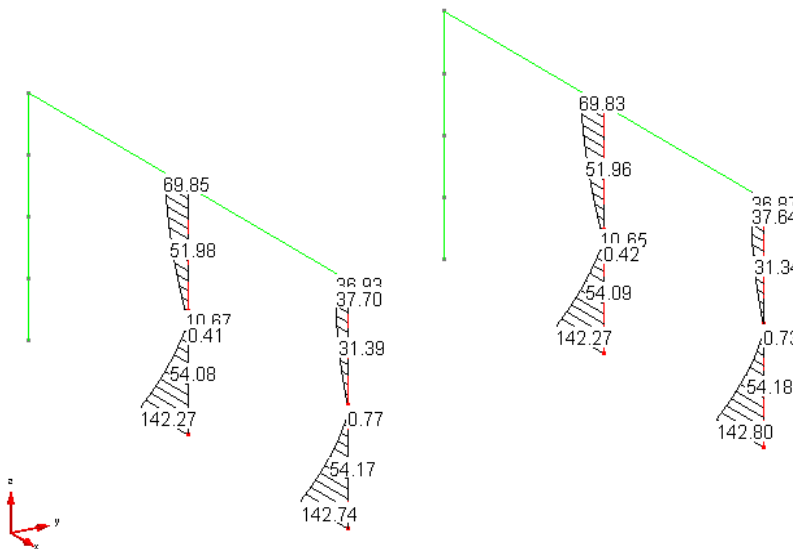
Con riferimento al modello numerico finora utilizzato, si dividono i pilastri, costituiti da un unico elemento finito, in 4 elementi beam separati: assegnando i corretti parametri di instabilità ai nuovi pilastri così creati, si ottiene una vista come quella a seguire.



Si esegue quindi la verifica di instabilità con il metodo semplificato, ottenendo risultati identici a quelli ricavabili dalla schematizzazione del pilastro con un unico elemento beam, come si può osservare confrontando i dati del punto 7.2.3.



Si ottiene un risultato analogo anche relativamente alla stima del coefficiente  $r_m$ : per provare questa affermazione, ipotizziamo di ragionare per assurdo. A tale scopo, si osserva che, sul primo elemento beam del pilastro centrale, agisce una combinazione di carico tale per cui si hanno  $N=142.27$  KN,  $M_{12, inf}=142.27$  KNm e  $M_{12, sup}= 54.08$  KNm.

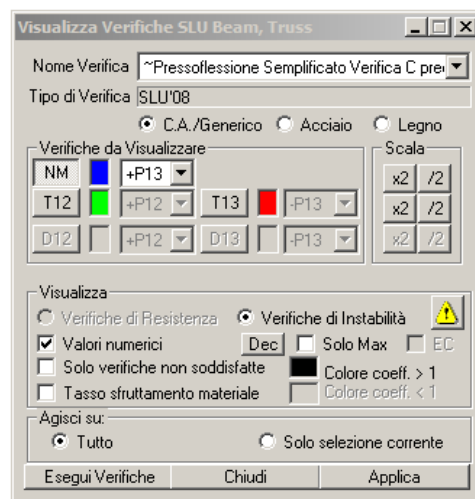
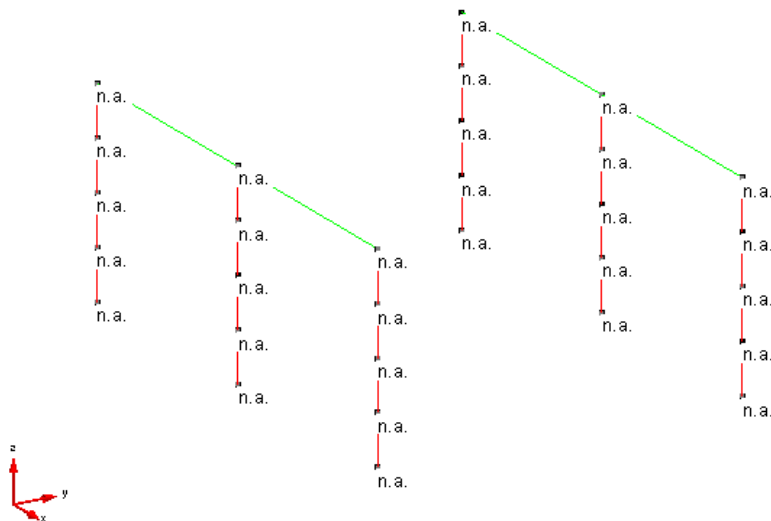


Valutando la snellezza limite con il metodo preciso, se CMP commettesse l'errore di considerare i momenti all'estremità del singolo elemento beam e non, com'è giusto che sia, del macroelemento, si perverrebbe al seguente risultato:

sezione	N (KN)	M <sub>13</sub> ini (KNm)	M <sub>13</sub> fin (KNm)	M <sub>12</sub> ini (KNm)	M <sub>12</sub> fin (KNm)	r <sub>m,13</sub> (-)	r <sub>m,12</sub> (-)	n (-)	λ <sub>lim,13</sub> (-)	λ <sub>lim,12</sub> (-)	verif. 13	verif. 12
40x40cm	103.30	0.00	0.00	<b>142.27</b>	<b>54.08</b>	1.000	0.380	0.0456	<b>50.50</b>	95.22	x	



La verifica di stabilità risulterebbe quindi necessaria per il primo beam del pilastro centrale. Quanto descritto, tuttavia, non avviene, poiché CMP valuta in maniera corretta i momenti all'estremità del macro-elemento: nella figura seguente si nota infatti come le verifiche di stabilità risultino ancora non necessarie sui pilastri.





## 7.2.6 DIFFERENZE NUMERICHE TRA METODO "COMPLETO" E METODO "SEMPLIFICATO"

**Data:** 16/07/2013

**Programma:** CMP 27

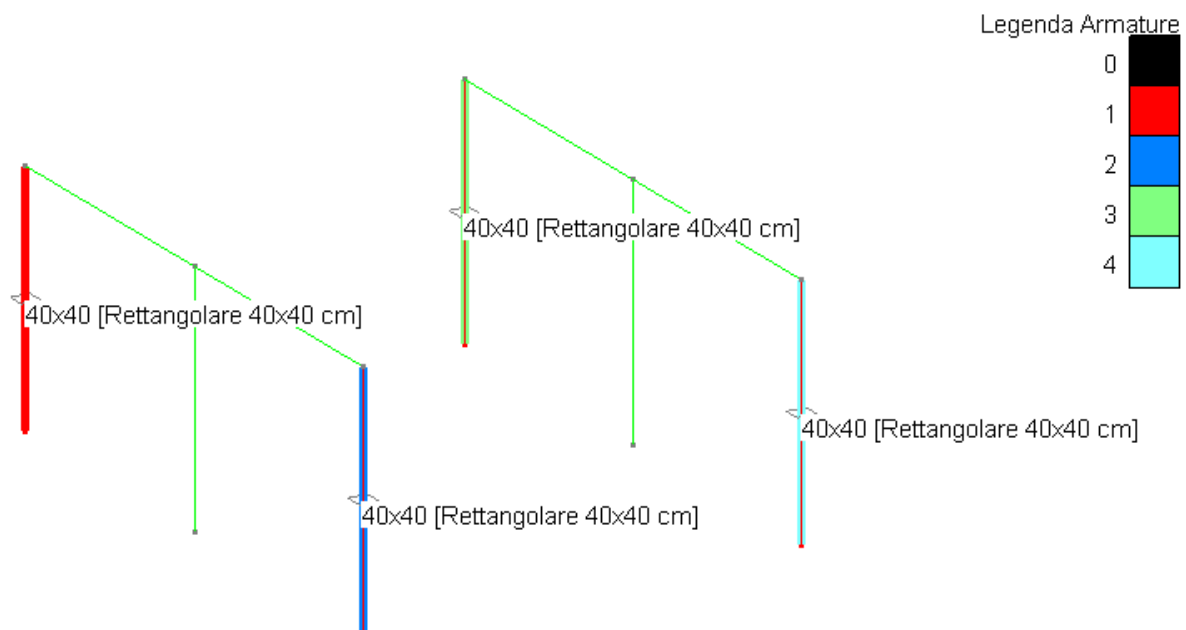
**Versione:** 27.0.0.0 del 16/07/2013

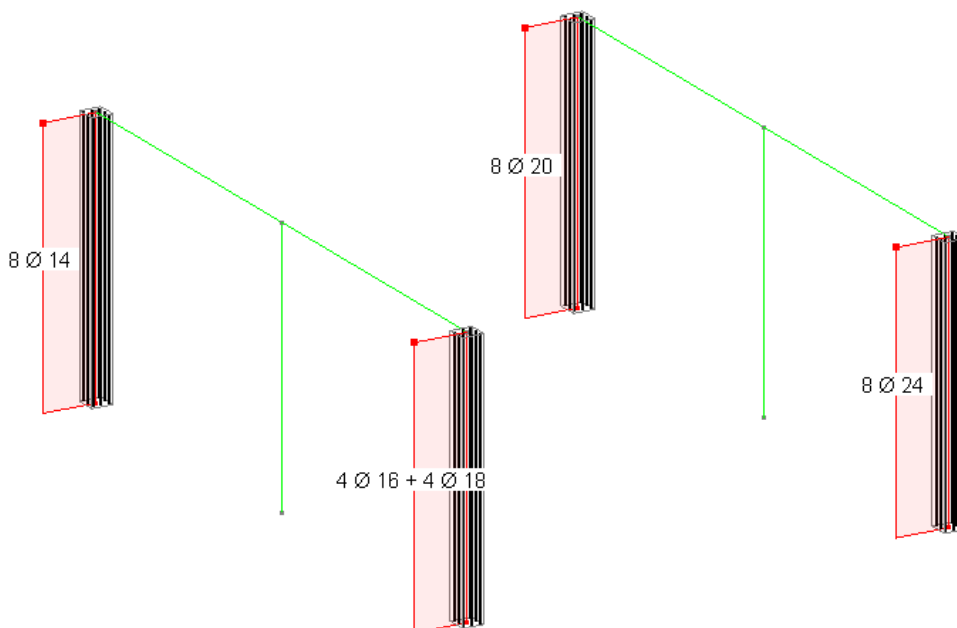
**File:** [CMP: RigNominale3.cmp]

**Scopo:** comprendere la variazione di risultato nelle verifiche di instabilità in funzione del metodo di calcolo scelto ("completo" o "semplificato"), al variare della percentuale geometrica di armatura.

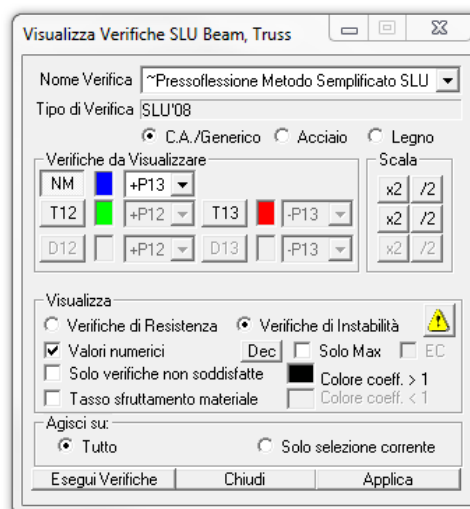
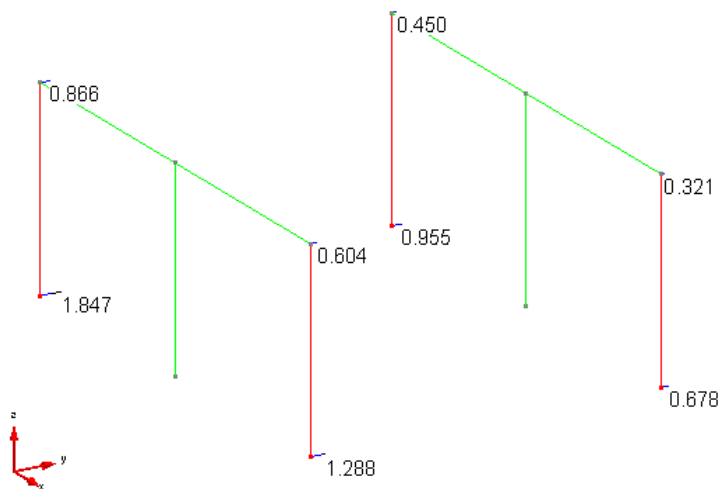
Con riferimento al modello numerico finora utilizzato, si assegna la sezione rettangolare di dimensioni 40x40cm a tutti i beam del modello; ai soli pilastri esterni (per i quali, si è visto, le sollecitazioni di involuppo sono pressoché identiche), si assegnano 4 diversi tipi di armatura:

- armatura 1: 8 $\phi$ 14, corrispondenti a  $\rho=0.77\%$ ;
- armatura 2: 4 $\phi$ 18 negli spigoli + 4 $\phi$ 16 di parete, corrispondenti a  $\rho=1.14\%$ ;
- armatura 3: 8 $\phi$ 20, corrispondenti a  $\rho=1.57\%$ ;
- armatura 4: 8 $\phi$ 24, corrispondenti a  $\rho=2.26\%$ ;

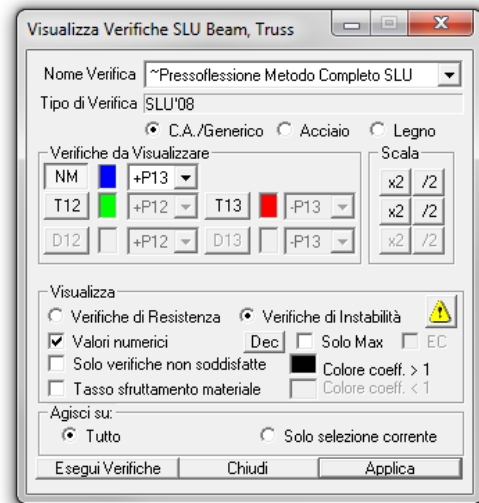
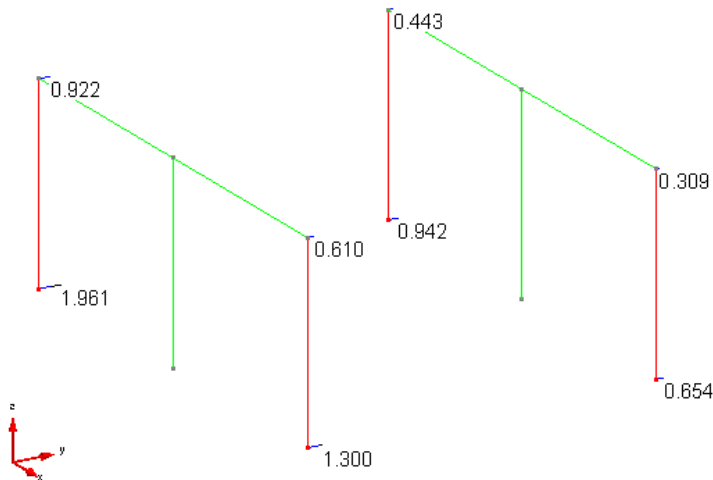




Si eseguono per prima cosa le verifiche di instabilità con il metodo “semplificato”: essendo le armature diverse, anche i coefficienti di verifica MN assumeranno diversi valori.



Si eseguono quindi le verifiche di instabilità con il metodo “completo”, ottenendo così valori del coefficiente NM diversi da quelli appena visti per il metodo “semplificato”.



	$\rho$ (%)	Metodo Semplificato, coeff. MN:	Metodo Completo, coeff. MN:	$\Delta\%$ Completo / Semplificato
arm. 1	0.77	1.847	1.961	-6.17%
arm. 2	1.14	1.288	1.300	-0.93%
arm. 3	1.57	0.955	0.942	1.36%
arm. 4	2.26	0.678	0.654	3.54%

L'Eurocodice 2 consente di applicare il metodo completo per percentuali di armatura comprese tra lo 0.2% e l'1%; oltre l'1%, invece, richiede di applicare il metodo semplificato. Questa scelta è giustificata dal fatto che, ragionando numericamente sui due metodi, si hanno risultati confrontabili per percentuali di armatura attorno all'1% e che, generalmente, il metodo completo risulta più conservativo quando  $\rho > 1.00\%$ .







## 8 VALIDAZIONE CMP: ANALISI MODALE CON EFFETTI DEL II ORDINE

Come alternativa alla stima delle non linearità geometriche mediante il coefficiente  $\theta$  (cap. 7.3.1 NTC), CMP offre la possibilità di eseguire un'analisi modale della struttura, tenendo conto degli effetti del II ordine.

Questo tipo di analisi si basa sul calcolo della matrice di rigidezza geometrica degli elementi beam, moltiplicata per lo sforzo normale  $N$  agente su di essi: a tale scopo, CMP crea in automatico una condizione di carico non lineare avente moltiplicatori delle CdC uguali ai valori impostati nel menu *Coeff. CdC elementari per Calcolo Forze/Masse*.

Ciascun lancio modale non lineare si articola in due fasi distinte:

- si esegue un'analisi non lineare statica finalizzata al calcolo della matrice di rigidezza geometrica;
- si modifica la matrice di rigidezza della struttura sottraendo i contributi della matrice di rigidezza geometrica, quindi si lancia l'analisi modale.

Rispetto al calcolo del coefficiente  $\theta$ , questa metodologia di calcolo presenta il vantaggio di considerare le non linearità geometriche sul singolo elemento: i termini della matrice di rigidezza geometrica, infatti, sono calcolati con riferimento ai singoli nodi del modello di calcolo.

Questo modo di procedere comporta periodi di vibrazione e spostamenti maggiori rispetto alla classica analisi modale lineare ma non, necessariamente, un incremento delle sollecitazioni: per periodi di vibrazione elevati, è possibile infatti ricadere nel tratto discendente dello spettro di risposta.

Al fine di spiegare con chiarezza le differenze tra le analisi così eseguite, si riporta al capitolo "Analisi dinamica lineare e analisi modale non lineare" un modello numerico esemplificativo, nel quale è presente una mensola suddivisa in due elementi di tipo beam. Su di essa è stata eseguita, manualmente, l'analisi modale sia in condizioni lineari, amplificando poi gli sforzi ottenuti mediante il coefficiente  $\theta$ , che in condizioni modali non lineari; questi risultati manuali sono stati quindi confrontati con quelli calcolati da XFinest, per lo stesso tipo di analisi.

Al capitolo successivo, "Confronto tra analisi dinamica lineare, modale non lineare e instabilità euleriana", si confrontano invece i risultati ottenuti dai tre tipi di analisi. Il capitolo ha l'obiettivo di mostrare come la nuova procedura di analisi non lineare stimi gli effetti del II ordine coerentemente alla metodologia di calcolo basata sui coefficienti di amplificazione.

Oltre ai dati di uscita, in questo capitolo si pone l'attenzione anche sul file di Input che CMP scrive per XFinest, da cui emergono:

- la creazione automatica di una combinazione di carico non lineare come sopra descritto;
- la creazione automatica e di una funzione per punti  $t-f(t)$  per descrivere la storia di carico;
- il comando di esecuzione di un'analisi statica non lineare.



## 8.1 ANALISI SPETTRALE LINEARE E ANALISI CON EFFETTI DEL II ORDINE

**Data:** 16/07/2013

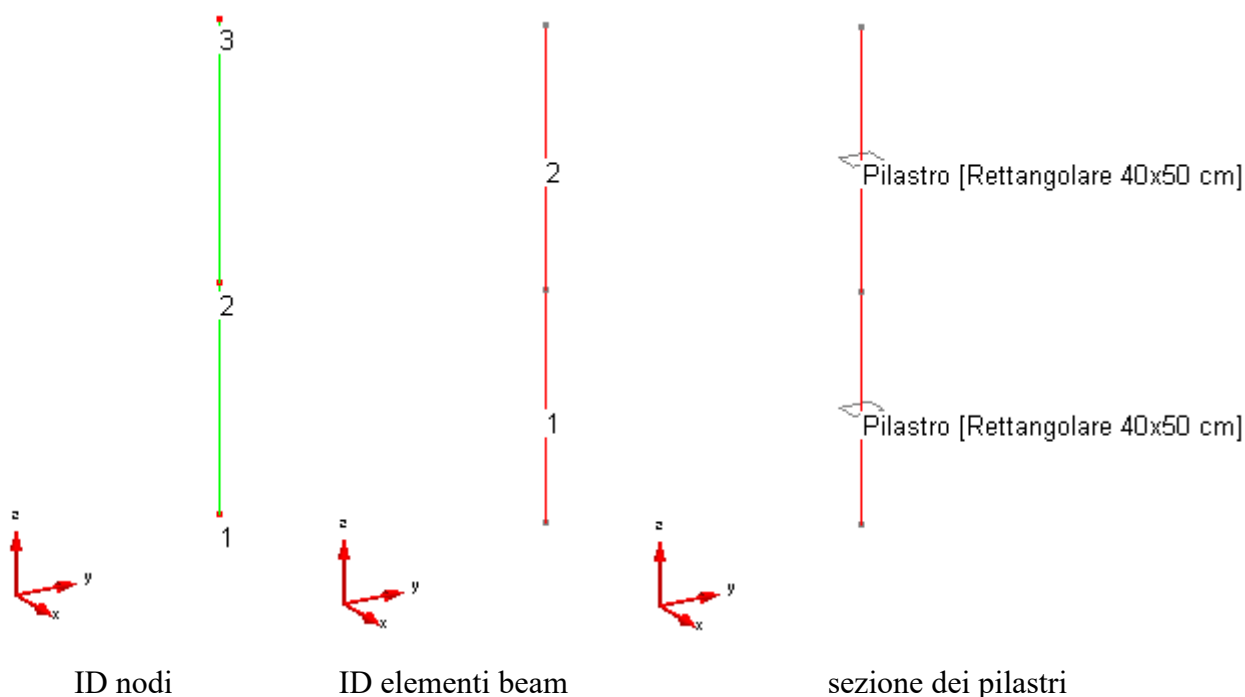
**Programma:** CMP 27

**Versione:** 27.0.0.0 del 16/07/2013

**File:** [CMP: Pilastro 1.cmp, Pilastro 1 II ord.cmp]

**Scopo:** confrontare tra loro, mediante calcolo manuale, un'analisi modale lineare con stima del coefficiente  $\theta$  e un'analisi modale con effetti del II ordine; verificare, mediante il confronto dei risultati ottenuti, che CMP restituisce gli stessi risultati prodotti dal calcolo manuale.

Nel presente capitolo si eseguono manualmente un'analisi modale lineare e un'analisi modale del II ordine, relativamente ad una struttura estremamente semplice: si tratta, in particolare, della mensola a due gradi di libertà rappresentata nelle figure seguenti. Si confrontano quindi i risultati delle analisi con quelli di XFinest.



Il modello numerico è caratterizzato dalle seguenti condizioni di carico elementari, a cui competono i carichi concentrati delle figure seguenti. Ad essi va sommato anche il contributo del peso proprio della colonna in calcestruzzo.



**Gestione CdC e Fasi**

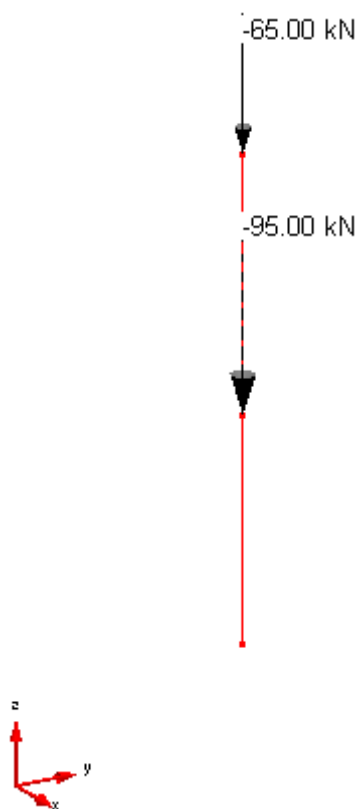
Condizioni di carico elementari statiche - Moltiplicatori gravitazionali

n°	Descrizione	x	y	z	Tipo	grp	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$	$\Psi_{23}$	$\Phi$
15	G1k	0	0	-1	Permanente		1	1	1	1	1
25	G2k	0	0	0	Perm.Non Strutt		1	1	1	1	1
35	Impalcato	0	0	0	Abitazioni Uffici	1	0.7	0.5	0.3	0.3	1
45	Copertura	0	0	0	Tetti e coperture c...	2	0.5	0.2	0	0	1
55	Vento X	0	0	0	Vento	3	0.6	0.2	0	0	0
65	Vento Y	0	0	0	Vento	3	0.6	0.2	0	0	0

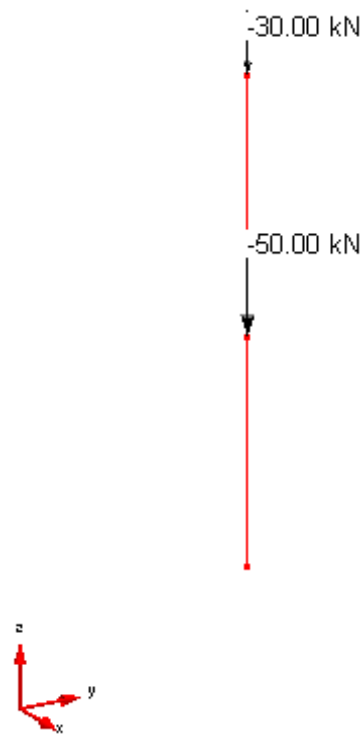
Fasi

Fase 1

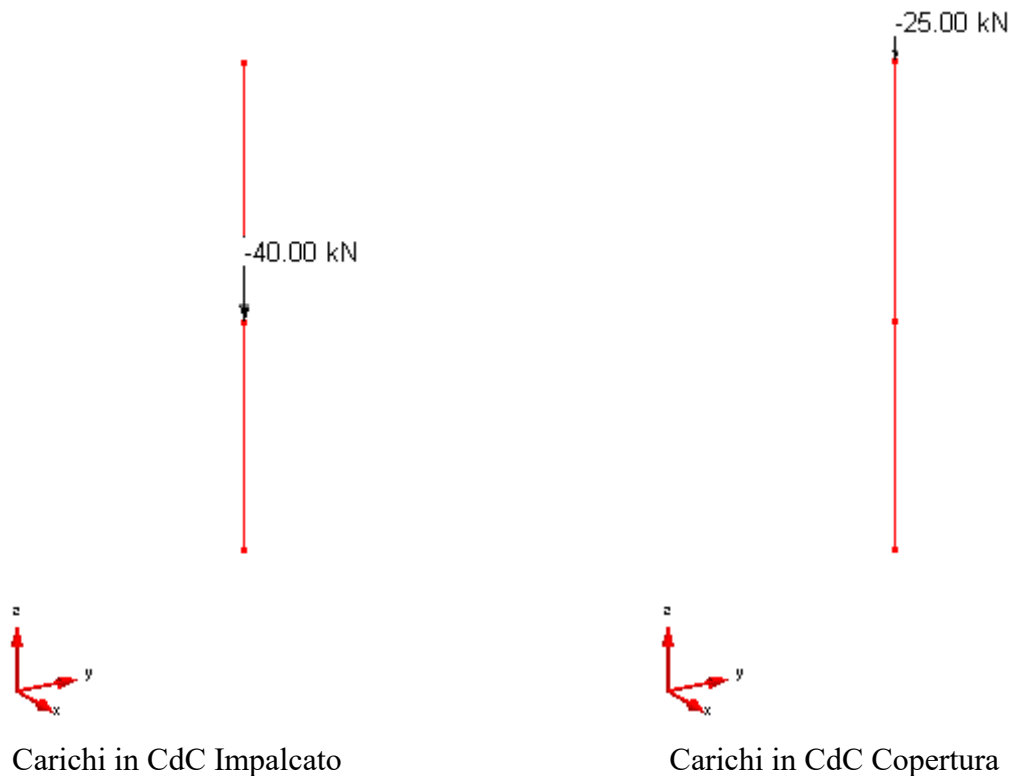
Chiudi



Carichi in CdC G1k



Carichi in CdC G2k



L'analisi modale non lineare è eseguita a partire da una condizione di carico non lineare, che CMP crea automaticamente sulla base dei “Coeff. CdC elementari per il calcolo delle masse sismiche”. Nel presente esempio, si assumono i seguenti coefficienti, coincidenti con gli  $\psi_{2j}$  della tabella 2.5.I del DM 2008.

CdC Sta...		Coeff.SLE		Coeff.SLU	X	Y	Z
1 S	<input type="checkbox"/>	1	<input type="checkbox"/>	1	1	1	1
2 S	<input type="checkbox"/>	1	<input type="checkbox"/>	1	1	1	1
3 S	<input type="checkbox"/>	0.3	<input type="checkbox"/>	0.3	1	1	1
4 S	<input type="checkbox"/>	0	<input type="checkbox"/>	0	1	1	1
5 S	<input type="checkbox"/>	0	<input type="checkbox"/>	0	1	1	1
6 S	<input type="checkbox"/>	0	<input type="checkbox"/>	0	1	1	1

Modifica coefficienti di direzionalità

Chiudi OK

La determinazione delle azioni sismiche, invece, è condotta con riferimento ai seguenti parametri:



**Parametri Generali Azione Sismica**

D.M. 1996

Grado di sismicit : S 12

Coefficiente di protezione sismica: I 1

Coefficiente di fondazione: e 1

Coefficiente di struttura:  $\beta$  1

Coefficiente per forze verticali: m 2

Parametri per Sismi Verticali

**Definizione Condizioni Sismiche**

Coeff. CdC Elementari per Calcolo Forze / Masse

Analisi statica equivalente

Quota di riferim. fondazioni: mm 0 Offset

Periodo fondam. T (secondi):

X 0 Y 0 Z 0

Analisi dinamica

Parametri Analisi Modale

Tipo combinazione Modale

Calcola azioni orizzontali per analisi Pushover

Gerarchia Resistenze

DM 14/1/2008

Categoria suolo fondazione: C

Categoria Topografica 1

Percentuale smorzam.  $\xi$  5

Fattore di struttura: qx 2 qy 2 qz 1.5

Coefficiente Lambda:  $\lambda$  1

Selez. elem. con sisma verticale:

Coefficiente eccentricit  accidentale centro di massa (vd. Definizione Impalcati): 0.05

Ecc. Costante

Auto Lx 0 Ly 0 mm

Considera peso proprio nel calcolo dell'offset masse

% per ottenere la rigidezza fessurata 50

Periodo Tc (sec.) xy 0.4581 z 0.15  Auto

Analisi PushOver

Parametri Analisi PushOver

OK



**Parametri Spettri Risposta Automatici**

Par. 3.2 DM 14/1/2008

Reticolo  Isole Gruppo Isole (F1 per la Guida in Linea)

Lon= 9.6 ° Lat= 45.2 ° 1 Calcola Valori

**SLE**

**SLO**

PVR= 81 %  Auto

TR= 30 anni ag/g = 0.0283 Fo= 2.5303 Tc\*= 0.1963 sec

**SLD**

PVR= 63 %  Auto

TR= 50 anni ag/g = 0.0348 Fo= 2.5663 Tc\*= 0.2202 sec

**SLU**

**SLV**

PVR= 10 %  Auto

TR= 475 anni ag/g = 0.0774 Fo= 2.5749 Tc\*= 0.29 sec

SLC

PVR= 5 %  Auto

TR= 975 anni ag/g = 0.099 Fo= 2.5485 Tc\*= 0.3 sec

Annulla OK

In virtù della semplicità del modello, il calcolo delle masse sismiche e delle inerzie della struttura nelle direzioni x e y è immediato:

- quota +3.50m:  $M_1 = (95 + 50 + 40 \cdot 0.3 + 0.4 \cdot 0.5 \cdot (3.50 + 4.00) / 2 \cdot 25) / 9.806 = 17.922$  ton;
- quota +7.50m:  $M_2 = (65 + 30 + 25 \cdot 0.0 + 0.4 \cdot 0.5 \cdot (4.00) / 2 \cdot 25) / 9.806 = 10.707$  ton;
- sisma dir. x:  $J_{yy} = (50 \cdot 40^3) / 12 = 266666.7$  cm<sup>4</sup> – da considerarsi al 50%;
- sisma dir. y:  $J_{xx} = (40 \cdot 50^3) / 12 = 416666.7$  cm<sup>4</sup> – da considerarsi al 50%;
- $E_c = 31475.8$  MPa ;

Si possono quindi calcolare la matrice di rigidezza della struttura (lunghezze in mm, forze in N) e la matrice delle masse (valori in Ns<sup>2</sup>/mm). Dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza dei singoli elementi beam e tenendo conto del vincolo di incastro alla base, si ottiene così la matrice [K\*].



$$[K_E^i] = \frac{EI_i}{L_i^3} \begin{bmatrix} 12 & 6L_i & -12 & 6L_i \\ 6L_i & 4L_i^2 & -6L_i & -12 \\ -12 & -6L_i & 12 & -6L_i \\ 6L_i & 2L_i^2 & -6L_i & 4L_i^2 \end{bmatrix} \quad (\text{matrice di rigidezza per un elemento beam})$$

matrice di rigidezza del sistema, dopo l'assemblaggio, relativa ai g.d.l. dx, ry, nodo intermedio, dx, ry nodo di sommità, nell'ordine:

$$[K_E] = \begin{bmatrix} 1.96E+4 & -7.86E+3 & 4.81E+6 & -1.57E+7 \\ & 7.86E+3 & 1.57E+07 & 1.57E+07 \\ & & 8.98E+10 & 2.10E+10 \\ \text{sim} & & & 4.19E+10 \end{bmatrix}$$

matrice di rigidezza del sistema, condensata sui soli g.d.l. di traslazione in direzione x:

$$[K^*] = \begin{bmatrix} 1.17E+4 & -3.22E+3 \\ -3.22E+3 & 1.19E+3 \end{bmatrix}$$

matrice delle masse:

$$[M] = \begin{bmatrix} 17.9 & 0 \\ 0 & 10.7 \end{bmatrix} \text{Ns}^2 / \text{mm}$$

Un oscillatore a due gradi di libertà presenta un'equazione caratteristica di secondo grado che, risolta, fornisce le pulsazioni del sistema  $\omega_1^2 = 24.59$  e  $\omega_2^2 = 737.78$ , da cui i periodi dei due modi di vibrare della mensola nelle direzioni x e y:

$$T_{1,x} = 1.267 \text{ s}, T_{2,x} = 0.231 \text{ s}$$

$$T_{1,y} = 1.014 \text{ s}, T_{2,y} = 0.185 \text{ s}$$

Questi risultati coincidono, come già si sapeva, con quelli che CMP legge dall'output di XFinest.





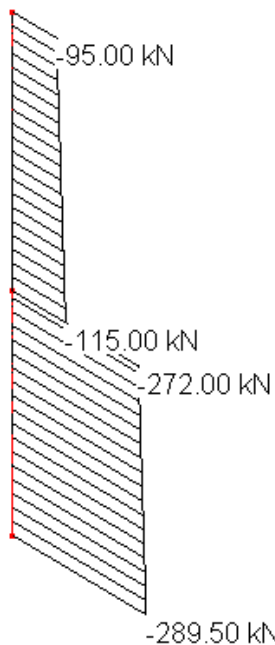
**Riepilogo Risultati Analisi Modale**

Riepilogo 
  Periodo 
  Hz 
  Mx% 
  My% 
  Mz% 
  MxTot% 
  MyTot% 
  MzTot%

n°Modo	L1	L2	L3	L4
1	1.2664	1.2664	1.2664	1.2664
2	1.0131	1.0131	1.0131	1.0131
3	0.23122	0.23122	0.23122	0.23122
4	0.18497	0.18497	0.18497	0.18497

Periodi Fondamentali Struttura:  
 Sisma x: T = 1.2664 s, Lancio n°1, Modo n°1  
 Sisma y: T = 1.0131 s, Lancio n°1, Modo n°2  
 Sisma z: T = 1.2664 s, Lancio n°1, Modo n°1

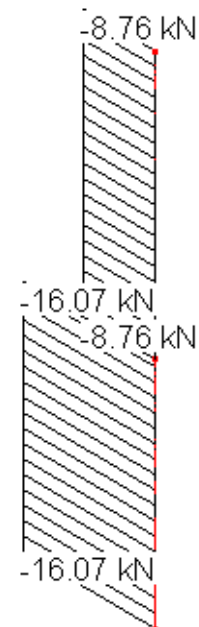
Chiudi



sforzo normale N in comb. sismica



Spostamenti in comb. sismica (non amplificati con  $\theta$ )



tagli in comb. sismica, direzione x



Le sollecitazioni relative alla combinazione di carico sismica, con sisma principale in direzione x e coefficienti  $\psi_{2j}$  uguali a 0.3 per la condizione di carico "impalcato" e a 0.0 per la condizione "copertura", determinano i seguenti valori del coefficiente  $\theta$  (calcolato con schema "pendolare"). Nella prima tabella si trovano i valori di  $\theta$  derivanti dal calcolo manuale, nella seconda quelli stimati in automatico da CMP: si può notare come i due risultati coincidano.

	N <sub>sup</sub>	N <sub>inf</sub>	V <sub>sup</sub>	V <sub>inf</sub>	d <sub>sup</sub>	d <sub>inf</sub>	h	$\theta$
	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]
Imp. I PIANO - II PIANO	95.0	115.0	8.76	8.76	28.042	8.136	4000	<b>0.108</b>
Imp. P.T. - I PIANO	272.0	289.5	8.76	16.07	8.136	0	3500	<b>0.090</b>

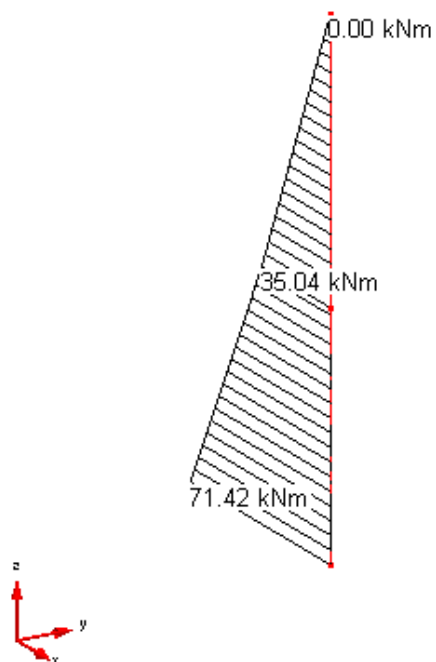
Impostazione $\theta$ Direzione $\theta$	Verticale Valore $\theta$	Impalcato			Modalità V <sub>x</sub> (kN) M <sub>Vx</sub> (kNm)	Riferimento V <sub>y</sub> (kN)	Elem. Rif. h (mm)	Comb. Comb.
		P (kN) M <sup>II</sup> <sub>y</sub> (kNm)	d <sub>r,x</sub> (mm) M <sup>II</sup> <sub>y</sub> (kNm)	d <sub>r,y</sub> (mm) M <sup>I</sup> <sub>y</sub> (kNm)				
calcolo theta		Vert1	Impalcato n°1		Pend	// Sisma	-	
$\theta_x$	<b>0.0899257</b>	-8.20806	-1.98041	-91.2759	-31.5258	-	-	1
$\theta_y$	0.0628188	-2.46242	-6.60136	-27.3828	-105.086	-	-	17
$\theta_{comb}$	0.0878406	-8.20806	-1.98041	-91.2759	-31.5258	-	-	1
calcolo theta		Vert1	Impalcato n°2		Pend	// Sisma	-	
$\theta_x$	<b>0.107927</b>	-3.78225	-0.915561	-35.0447	-12.5065	-	-	1
$\theta_y$	0.0732068	-1.13468	-3.05187	-10.5134	-41.6884	-	-	17
$\theta_{comb}$	0.105166	-3.78225	-0.915561	-35.0447	-12.5065	-	-	1

L'incremento di sollecitazione associato al massimo coefficiente  $\theta$ , per ciascuna delle direzioni x e y, risulta quindi:

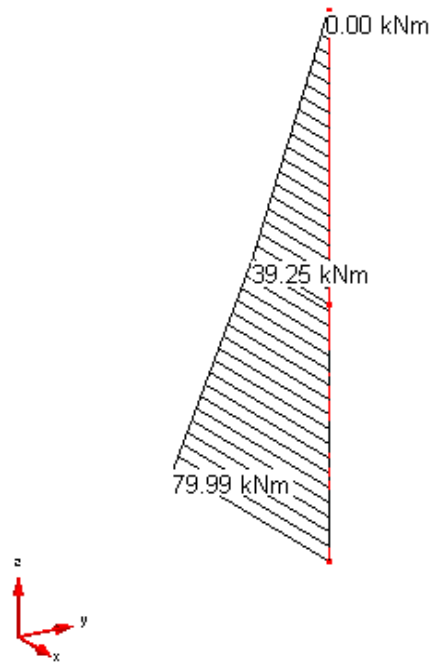
$$\lambda_x = 1 / (1 - 0.108) = 1.121$$

$$\lambda_y = 1.00$$

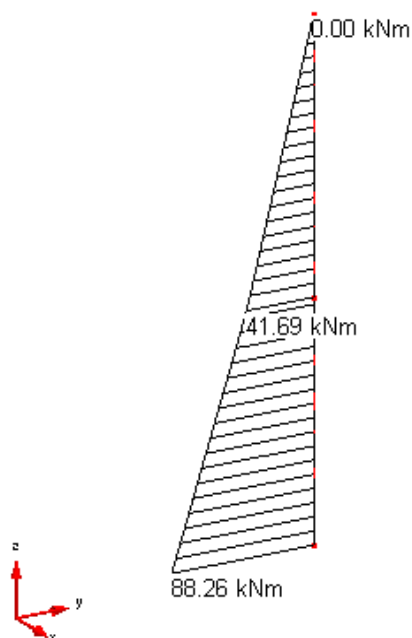
da cui le sollecitazioni amplificate (momenti flettenti M12 e M13) nelle immagini a seguire.



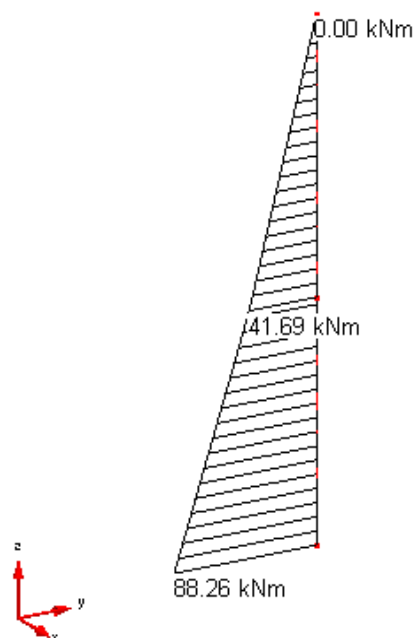
Momento M12 da sisma x "puro"



Momento M12 amplificato con il fattore  $\theta$



Momento M13 da sisma y "puro"



Momento M13 amplificato con il fattore  $\theta$



La matrice di rigidezza geometrica  $K_G$  di un generico elemento finito  $i$  (da Instabilità delle strutture, Leone Corradi dell'Acqua) è esprimibile come:

$$[K_G^i] = \frac{1}{L_i} \begin{bmatrix} 6/5 & (1/10)L_i & -6/5 & (1/10)L_i \\ (1/10)L_i & 4L_i^2 & -(1/10)L_i & -(1/30)L_i \\ -6/5 & -(1/10)L_i & 6/5 & -(1/10)L_i \\ (1/10)L_i & -(1/30)L_i & -(1/10)L_i & (2/15)L_i^2 \end{bmatrix}$$

Si può ottenere una matrice elastica “ridotta” sottraendo ai singoli elementi  $K_{E,ij}$  il contributo geometrico,  $N \cdot K_{G,ij}$ :

$$K_{E \text{ rid},ij} = K_{E,ij} - N \cdot K_{G,ij}$$

dove  $N$  è la forza assiale sull'elemento, che nel caso in esame è pari a:

-  $N_1 = 272.00$  KN sul beam n°1;

-  $N_2 = 95.00$  KN sul beam n°2.

e determina le seguenti matrici:

Elemento 1: $[K_E]=$	1.17E+04	2.05E+07	-1.17E+04	2.05E+07
	2.05E+07	4.79E+10	-2.05E+07	2.40E+10
	-1.17E+04	-2.05E+07	1.17E+04	-2.05E+07
	2.05E+07	2.40E+10	-2.05E+07	4.79E+10
Elemento 1: $N \cdot [K_G]=$	9.33E+01	2.72E+04	-9.33E+01	2.72E+04
	2.72E+04	1.27E+08	-2.72E+04	-3.17E+07
	-9.33E+01	-2.72E+04	9.33E+01	-2.72E+04
	2.72E+04	-3.17E+07	-2.72E+04	1.27E+08
Elemento 2: $[K_E]=$	7.86E+03	1.57E+07	-7.86E+03	1.57E+07
	1.57E+07	4.19E+10	-1.57E+07	2.10E+10
	-7.86E+03	-1.57E+07	7.86E+03	-1.57E+07
	1.57E+07	2.10E+10	-1.57E+07	4.19E+10
Elemento 2: $N \cdot [K_G]=$	2.85E+01	9.50E+03	-2.85E+01	9.50E+03
	9.50E+03	5.07E+07	-9.50E+03	-1.27E+07
	-2.85E+01	-9.50E+03	2.85E+01	-9.50E+03



	9.50E+03	-1.27E+07	-9.50E+03	5.07E+07
--	----------	-----------	-----------	----------

La  $K_{E,rid}$ , già comprensiva della fase di assemblaggio, è quindi :

Oscillatore: $[K_{E,rid}] =$	1.95E+04	-7.83E+03	4.80E+06	-1.57E+07
		7.83E+03	1.57E+07	1.57E+07
			8.97E+10	2.10E+10
	sim			4.19E+10

e comporta le pulsazioni del sistema  $\omega_1^2 = 22.93$  e  $\omega_2^2 = 730.01$ , da cui i periodi dei due modi di vibrare della mensola, rispettivamente nelle direzioni x e y:

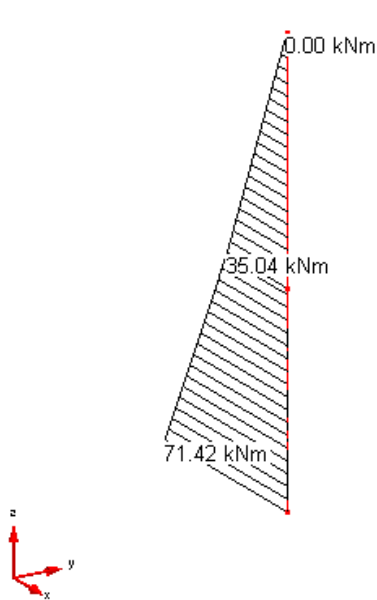
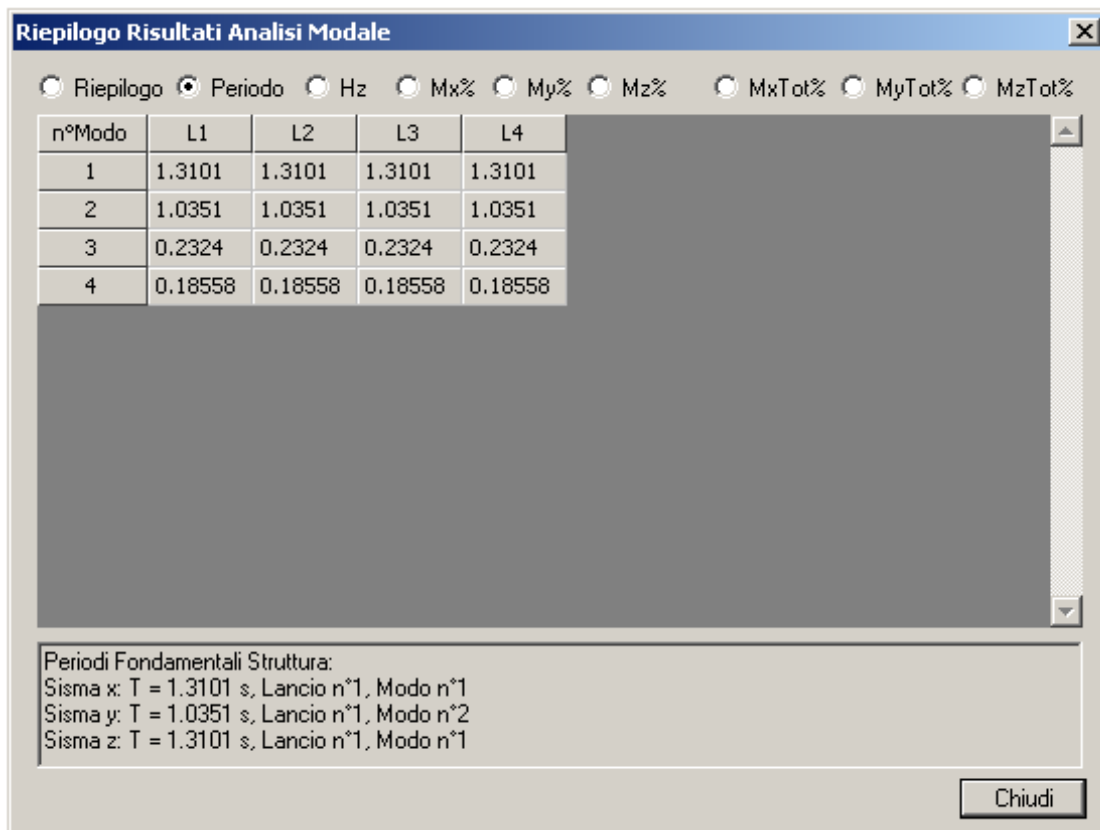
$$T_{1,x} = 1.312 \text{ s}, T_{2,x} = 0.233 \text{ s}$$

$$T_{1,y} = 1.036 \text{ s}, T_{2,y} = 0.186 \text{ s}$$

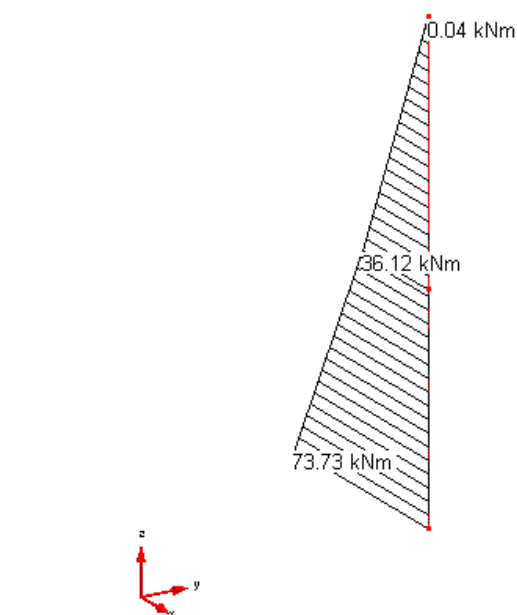
L'analisi modale non lineare in CMP produce gli stessi risultati del calcolo manuale, come si può riscontrare dalle immagini riportate a seguire.

In questo caso particolare, l'analisi modale non lineare ha prodotto risultati meno restrittivi per quanto riguarda le sollecitazioni sulla struttura. È infatti risultato:

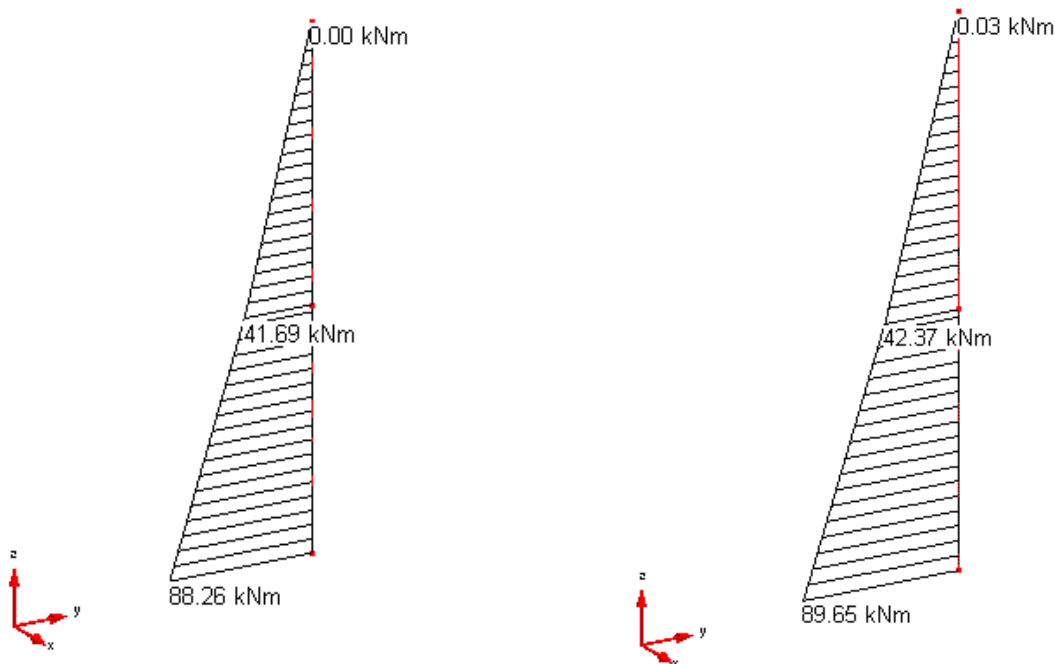
- (amplificaz. sollecitaz. = 1.03 da modale II ord.)  $<$  ( $\lambda_x = 1.12$  da analisi lineare con coeff.  $\theta$ )
- (amplificaz. sollecitaz. = 1.01 da modale II ord.)  $\cong$  ( $\lambda_y = 1.00$  da analisi lineare con coeff.  $\theta$ )



Momento M12 da sisma x "puro" e a seguito di analisi modale lineare



Momento M12 a seguito dell'analisi modale non lineare



Momento M13 da sisma x "puro" e a seguito di  
analisi modale lineare

Momento M13 a seguito dell'analisi modale non  
lineare

## 8.2 CONFRONTO TRA ANALISI DINAMICA LINEARE, MODALE NON LINEARE E INSTABILITÀ EULERIANA

**Data:** 16/07/2013

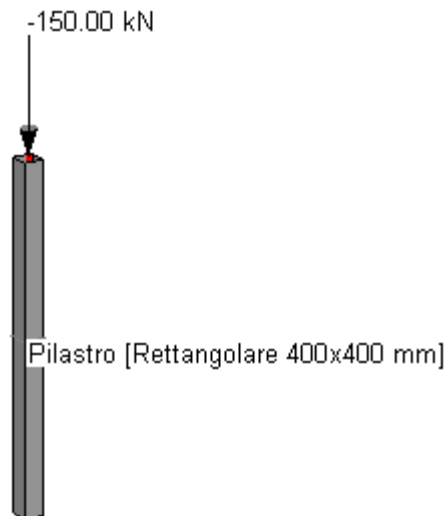
**Programma:** CMP 27

**Versione:** 27.0.0.0 del 16/07/2013

**File:** [CMP: Pilastro 1.cmp, Pilastro 1 II ord.cmp]

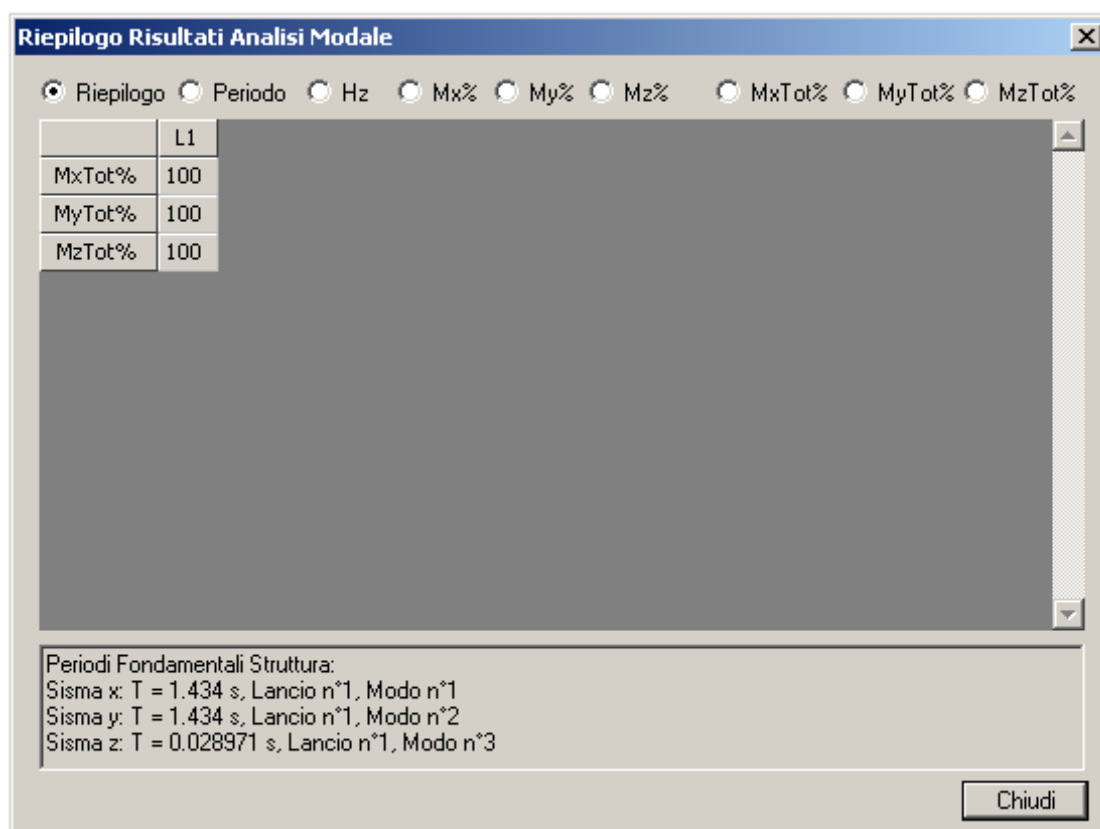
**Scopo:** con riferimento alle procedure illustrate al capitolo precedente, confrontare i risultati dell'analisi modale non lineare sia con quelli della dinamica lineare con calcolo del coefficiente  $\theta$ , sia con quelli derivanti da calcolo del carico critico euleriano.

Nel presente capitolo si ragiona su un modello numerico costituito da un singolo pilastro incastrato alla base, di lunghezza  $L=7000\text{mm}$  e sezione  $400\times 400\text{mm}$ , caricato in testa da una forza assiale pari a  $150\text{KN}$ . Per semplificare la fase di calcolo manuale, si trascura il peso proprio del calcestruzzo.

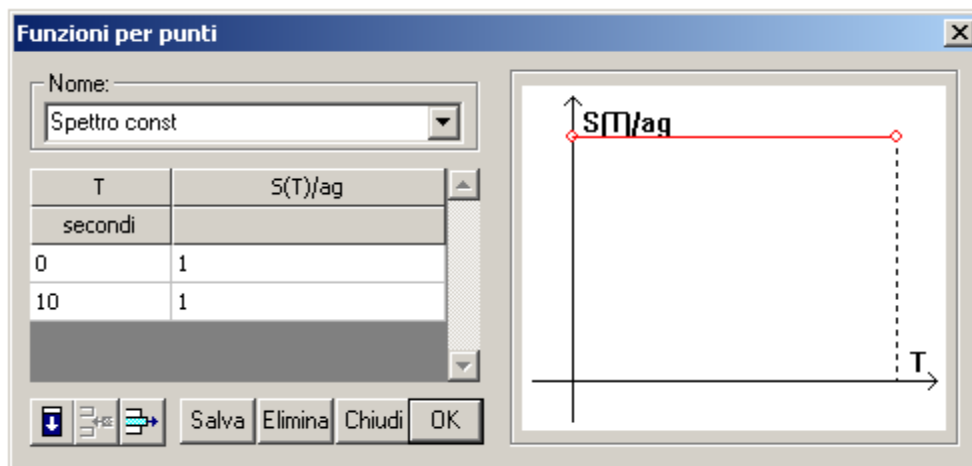


Si esegue su di esso un'analisi modale lineare, abbattendo del 50% la rigidezza del pilastro: emergono i periodi fondamentali di vibrazione  $T_x = T_y = 1.434$  s, associati al 100% della massa sismica.

Si ipotizza quindi uno spettro di risposta costante, tale per cui  $S_{da} = 1.000$  m/s<sup>2</sup>, da cui le sollecitazioni e gli spostamenti riportati nelle immagini a seguire.







**Inserimento dati Condizioni Sismiche**

Condizioni Sismiche

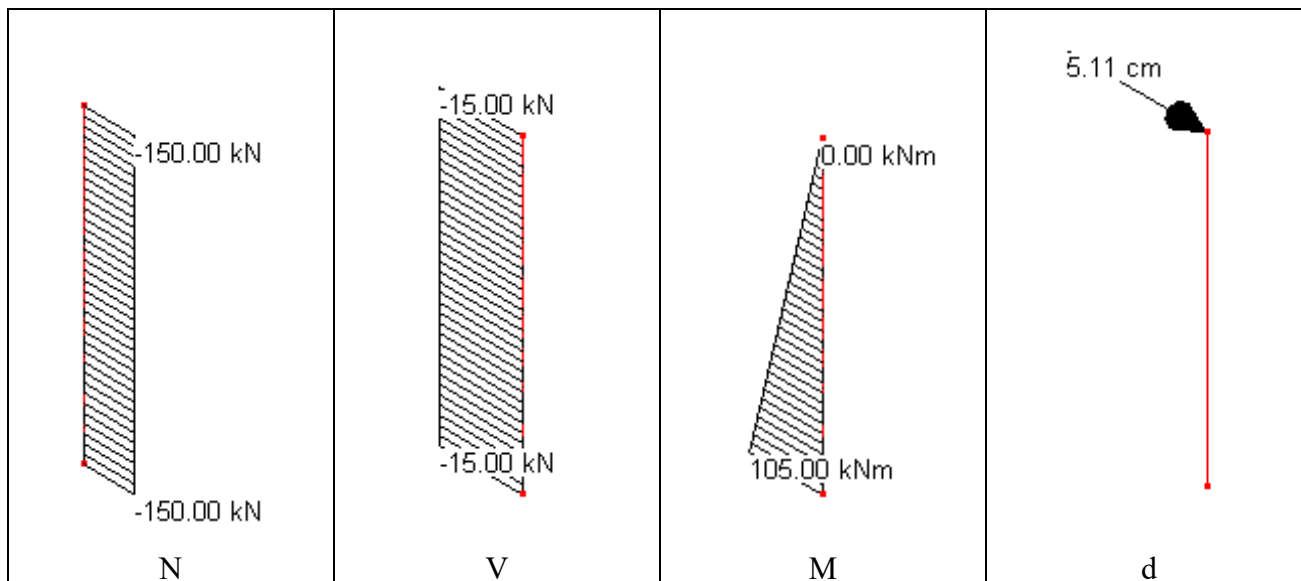
	Nome	Tipo	SottoTipo	Spettro	ag/g	Molt X	Molt Y	Molt Z
1	Sisma SLV X	Sisma SLU x	SLV	Spettro const	0.1	1	0	0

Genera condizioni sismiche di default

Definizione spettro per punti Parametri Spettri Automatici

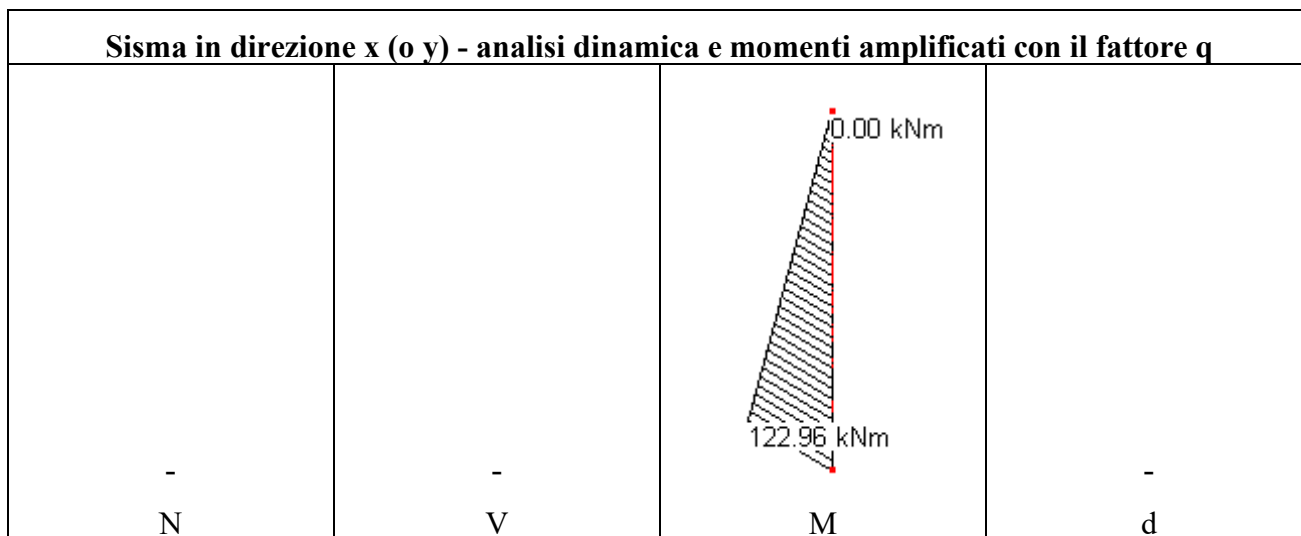
Annulla OK

**Sisma in direzione x (o y) - analisi dinamica lineare**



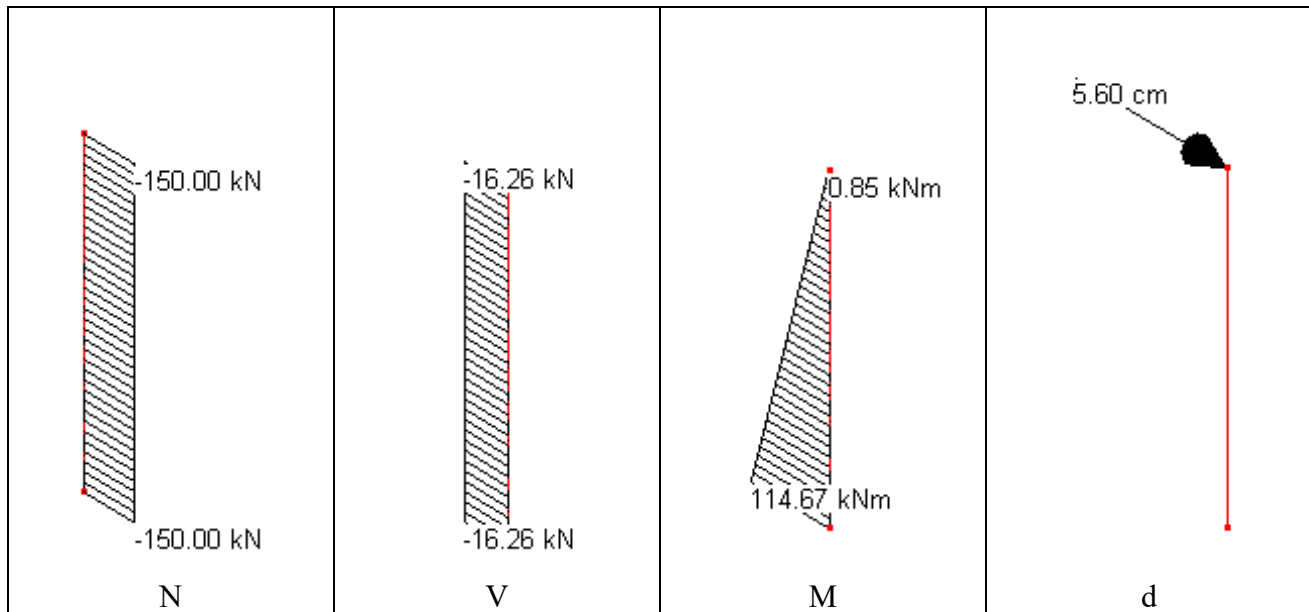
Nell'ipotesi di assumere un fattore di struttura  $q = 2$ , il calcolo del coefficiente  $\theta$  fornisce:

$$\theta = 150.00 \cdot 5.11 \cdot 2 / (15.00 \cdot 700.00) = 0.146 \quad , \quad \alpha = \frac{1}{1 - 0.146} = 1.171$$



Un'analisi modale non lineare fornisce invece i risultati che si trovano nella seguente tabella.

<b>Sisma in direzione x (o y) - analisi modale non lineare</b>
--



L'analisi del secondo ordine euleriana, invece, conduce (con riferimento ad una rigidezza già abbattuta del 50%) ad un carico critico pari a

$$P_{crit} = \pi^2 \cdot 31475.8 \cdot 0.5 \cdot 2.133 \cdot 10^9 / (1.96 \cdot 10^8) = 1690.6 \text{ KN}$$

da cui il coefficiente amplificativo del momento del primo ordine:

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{P}{P_E}} = 1.097, \quad \text{e quindi } M^* = M \cdot \alpha = 105.00 \cdot 1.097 = 115.19 \text{ KN}$$

Si riporta nella seguente tabella il riepilogo dei risultati delle tre analisi: l'analisi modale non lineare produce, come era lecito attendersi, una stima delle non linearità geometriche in accordo con il metodo del coefficiente di amplificazione basato sul carico critico euleriano.

	dinamica lineare non amplificata	applicazione coeff. $\theta$ (con $q=2$ )	modale non lineare	euleriana
<b>M totale (KNm)</b>	105.00	122.96	114.67	115.19
<b>Coeff. multiplic. M (-):</b>	-	1.171	1.092	1.097
<b>Spostamenti (cm)</b>	5.11	$5.11 \cdot q$	5.60	-
NB: tutte le analisi considerano le non linearità meccaniche assumendo una riduzione del 50% della rigidezza flessionale iniziale.				



## 8.3 FILE DI INPUT PER XFINEST

**Data:** 16/07/2013

**Programma:** CMP 27

**Versione:** 27.0.0.0 del 16/07/2013

**File:** [CMP: Pilastro 1.cmp, Pilastro 1 II ord.cmp]

**Scopo:** controllare il file di input che CMP crea per XFinest.

Si trascrive il file di input per XFinest del file "Pilastro 1 non lin", utilizzato per lanciare le analisi modali non lineari:

```
*-----CARICHI DISTRIBUITI BRICK-----
*-----CARICHI DISTRIBUITI SHELL-----
*-----CARICHI DISTRIBUITI BEAM-----
*-----ELEMENTI BEAM-----
ELE= 1000001 TYPE=BEAM N1=          1 N2=          2,
MATE=00000001 INER=00000001 ,
CO2X=1 CO2Y=0 CO2Z=0
ELE= 1000002 TYPE=BEAM N1=          2 N2=          3,
MATE=00000001 INER=00000001 ,
CO2X=1 CO2Y=0 CO2Z=0
*-----ELEMENTI CJOINT-----
*-----MASSE PUNTUALI-----
ELEM= 8000001 TYPE=CNM1 N1=          1 GRAV=EXCL,
M11=0.89225167 M22=0.89225167 M33=0.89225167
ELEM= 8000002 TYPE=CNM1 N1=          2 GRAV=EXCL,
M11=17.9215126 M22=17.9215126 M33=17.9215126
ELEM= 8000003 TYPE=CNM1 N1=          3 GRAV=EXCL,
M11=10.7070198 M22=10.7070198 M33=10.7070198
*-----ELEMENTI BRICK-----
*-----ELEMENTI ISOSHELL-----

*-----ELEMENTI QF46-----

*-----ELEMENTI SPRING-----

*-----ELEMENTI TRUSS-----

*-----FORZA NODALE-----
FORC LCAS=00000001 NODE=          2 DIR= 3 VALUE=-95000
FORC LCAS=00000001 NODE=          3 DIR= 3 VALUE=-65000
FORC LCAS=00000002 NODE=          2 DIR= 3 VALUE=-50000
FORC LCAS=00000002 NODE=          3 DIR= 3 VALUE=-30000
FORC LCAS=00000003 NODE=          2 DIR= 3 VALUE=-40000
FORC LCAS=00000004 NODE=          3 DIR= 3 VALUE=-25000
FORC LCAS=00000005 NODE=          2 DIR= 1 VALUE=6000
FORC LCAS=00000005 NODE=          3 DIR= 1 VALUE=3000
FORC LCAS=00000006 NODE=          2 DIR= 2 VALUE=10000
FORC LCAS=00000006 NODE=          3 DIR= 2 VALUE=5000
*-----CARICO TIPO GRAVITA-----
GRAV LCAS=00000001 GX=0 GY=0 GZ=-1 ACC=9806.65
*-----SPOSTAMENTI IMPRESSI-----
*---CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE BEAM---
INERTIA=00000001 AREA=200000,
A2= 0 A3= 0,
KT=5.46978627e+009 I2=2.08333333e+009 I3=1.33333333e+009
INERTIA=00000002 AREA=7688.11184,
A2= 0 A3= 0,
KT=415999.985 I2=77672060.9 I3=27689263
INERTIA=00000003 AREA=640000,
A2= 0 A3= 0,
KT=5.7847388e+010 I2=1.70666667e+010 I3=1.70666667e+010
*-----CONDIZIONI DI CARICO-----
```



```
LCAS=00000001
LCAS=00000002
LCAS=00000003
LCAS=00000004
LCAS=00000005
LCAS=00000006
*-----LINK NODALI-----
*-----MATERIALI-----
MATE=00000001  TYPE=ELAS  E=31475.8062  NU=0.2  G=13114.9193,
ALPH=1e-005  DENS=0
MATE=00000002  TYPE=ELAS  E=210000  NU=0.3  G=80769.2308,
ALPH=1.2e-005  DENS=0
MATE=00000003  TYPE=ELAS  E=31475.8062  NU=0.2  G=13114.9193,
ALPH=1e-005  DENS=0
MATE=00000018  TYPE=ELAS  E=15737.9031  NU=0.2  G=13114.9193,
ALPH=1e-005  DENS=0
MATE=00000019  TYPE=ELAS  E=16154.1249  NU=0.2  G=13461.7707,
ALPH=1e-005  DENS=0
MATE=00000021  TYPE=ELAS  E=16672.8822  NU=0.2  G=13894.0685,
ALPH=1e-005  DENS=0
MATE=00000026  TYPE=ELAS  E=200000  NU=0.3  G=76923.0769,
ALPH=1.2e-005  DENS=0
MATE=00000028  TYPE=ELAS  E=210000  NU=0.3  G=80769.2308,
ALPH=1.2e-005  DENS=0
MATE=00000029  TYPE=ELAS  E=210000  NU=0.3  G=80769.2308,
ALPH=1.2e-005  DENS=0
MATE=00000030  TYPE=ELAS  E=210000  NU=0.3  G=80769.2308,
ALPH=1.2e-005  DENS=0
NLCAS=00000001,
      BCAS1=00000001  NLFA1=1.000000  TABL1='TAB PER ANALISI MODALE NL',
      BCAS2=00000002  NLFA2=1.000000  TABL2='TAB PER ANALISI MODALE NL',
      BCAS3=00000003  NLFA3=0.300000  TABL3='TAB PER ANALISI MODALE NL'
*-----PUNTI NODALI-----
NODE=      1  X=0  Y=0  Z=0,
      IDOF=123456
NODE=      2  X=0  Y=0  Z=3500
NODE=      3  X=0  Y=0  Z=7500
*-----TABELLE-----
TABL='TAB PER ANALISI MODALE NL'  TYPE=LT
0  0
1  1
*-----THICKNESS-----
*-----TITOLO MODELLO-----
TITLE='_Modello_ [N mm] '
OPTION SOLVE NONLINEAR STATIC ANALYSIS
OPTION PARAM NEW=FROM SCRATCH
OPTION SOLVE EIGENVALUES EXTRACTIONS
OPTION PARAM IESTYP=LW
OPTION PARAM MASS=CONSISTENT
OPTION PARAM NFREQ=4
OPTION PARAM IFSS=1
OPTION KEEP DYNAMIC FILES
```

Da questo file .inp si possono leggere i comandi che permettono ad XFinest di eseguire l'analisi desiderata. In particolare:

```
NLCAS=00000001,
      BCAS1=00000001  NLFA1=1.000000  TABL1='TAB PER ANALISI MODALE NL',
      BCAS2=00000002  NLFA2=1.000000  TABL2='TAB PER ANALISI MODALE NL',
      BCAS3=00000003  NLFA3=0.300000  TABL3='TAB PER ANALISI MODALE NL'
```

sono le stringhe di testo relative alla combinazione non lineare creata "ad hoc" da CMP: i valori NLFA1 denotano i coefficienti moltiplicativi delle combinazioni di carico che, coerentemente con il modello presentato, risultano uguali a 1.00 per le condizioni G1k e G2k, 0.30 per i carichi variabili del tipo "impalcato" e 0.00 per quelli del tipo "copertura".



Più avanti, invece, si legge:

```
*-----TABELLE-----
TABL='TAB PER ANALISI MODALE NL'  TYPE=LT
0 0
1 1
```

che è la descrizione della funzione per punti t-f(t) utilizzata per simulare l'aumento di carico.

Per il lancio dell'analisi statica non lineare (necessaria al calcolo della matrice di rigidità geometrica), preventiva all'analisi modale, si comunicano infine le seguenti righe ad XFinest:

```
OPTION SOLVE NONLINEAR STATIC ANALYSIS
OPTION PARAM NEW=FROM_SCRATCH
```

Si verifica a questo punto un secondo file di input, caratterizzato da coefficienti di combinazione  $\psi_2$  di valore diverso da quello dei coefficienti CdC elementari per il calcolo delle masse.



Un corretto file di input deve quindi essere strutturato come segue:

- la parte relativa alla funzione per punti deve rimanere identica a prima;
- non devono cambiare nemmeno le stringhe contenenti le OPTION SOLVE e OPTION PARAMS per l'analisi non lineare;



- devono cambiare, invece, le stringhe contenenti i “Coeff. CdC elementari per Calcolo Forze/Masse”, risultando in particolare:

```
NLCAS=00000001,
BCAS1=00000001  NLFA1=1.000000  TABL1= [...]
BCAS2=00000002  NLFA2=2.000000  TABL2= [...]
BCAS3=00000003  NLFA3=3.000000  TABL3=[...]
BCAS4=00000004  NLFA4=4.000000  TABL4=[...]
```

L'input per XFinest generato da CMP assume effettivamente questa forma, e ne è quindi verificata la correttezza:

```
*-----CARICHI DISTRIBUITI BRICK-----
*-----CARICHI DISTRIBUITI SHELL-----
*-----CARICHI DISTRIBUITI BEAM-----
*-----ELEMENTI BEAM-----
ELE= 1000001  TYPE=BEAM  N1=          1  N2=          2,
MATE=00000001  INER=00000001  ,
CO2X=1  CO2Y=0  CO2Z=0
ELE= 1000002  TYPE=BEAM  N1=          2  N2=          3,
MATE=00000001  INER=00000001  ,
CO2X=1  CO2Y=0  CO2Z=0
*-----ELEMENTI CJOINT-----
*-----MASSE PUNTUALI-----
ELEM= 8000002  TYPE=CNM1  N1=          2  GRAV=EXCL,
M11=107.580063  M22=107.580063  M33=107.580063
ELEM= 8000003  TYPE=CNM1  N1=          3  GRAV=EXCL,
M11=71.8899918  M22=71.8899918  M33=71.8899918
*-----ELEMENTI BRICK-----
*-----ELEMENTI ISOSHELL-----

*-----ELEMENTI QF46-----

*-----ELEMENTI SPRING-----

*-----ELEMENTI TRUSS-----

*-----FORZA NODALE-----
FORC  LCAS=00000001  NODE=          2  DIR= 3  VALUE=-95000
FORC  LCAS=00000001  NODE=          3  DIR= 3  VALUE=-65000
FORC  LCAS=00000002  NODE=          2  DIR= 3  VALUE=-50000
FORC  LCAS=00000002  NODE=          3  DIR= 3  VALUE=-30000
FORC  LCAS=00000003  NODE=          2  DIR= 3  VALUE=-40000
FORC  LCAS=00000004  NODE=          3  DIR= 3  VALUE=-25000
FORC  LCAS=00000005  NODE=          2  DIR= 1  VALUE=6000
FORC  LCAS=00000005  NODE=          3  DIR= 1  VALUE=3000
FORC  LCAS=00000006  NODE=          2  DIR= 2  VALUE=10000
FORC  LCAS=00000006  NODE=          3  DIR= 2  VALUE=5000
*-----CARICO TIPO GRAVITA-----
GRAV  LCAS=00000001  GX=0  GY=0  GZ=-1  ACC=9806.65
*-----SPOSTAMENTI IMPRESSI-----
*---CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE BEAM---
INERTIA=00000001  AREA=200000,
A2= 0  A3= 0,
KT=5.46978627e+009  I2=4.16666667e+009  I3=2.66666667e+009
INERTIA=00000002  AREA=7688.11184,
A2= 0  A3= 0,
KT=415999.985  I2=77672060.9  I3=27689263
INERTIA=00000003  AREA=640000,
A2= 0  A3= 0,
KT=5.7847388e+010  I2=3.41333333e+010  I3=3.41333333e+010
*-----CONDIZIONI DI CARICO-----
LCAS=00000001
LCAS=00000002
LCAS=00000003
LCAS=00000004
LCAS=00000005
LCAS=00000006
```



```
*-----LINK NODALI-----
*-----MATERIALI-----
MATE=00000001  TYPE=ELAS  E=31475.8062  NU=0.2  G=13114.9193,
ALPH=1e-005  DENS=2.54929053e-009
MATE=00000002  TYPE=ELAS  E=210000  NU=0.3  G=80769.2308,
ALPH=1.2e-005  DENS=8.00477199e-009
MATE=00000003  TYPE=ELAS  E=31475.8062  NU=0.2  G=13114.9193,
ALPH=1e-005  DENS=2.54929053e-009
MATE=00000018  TYPE=ELAS  E=31475.8062  NU=0.2  G=13114.9193,
ALPH=1e-005  DENS=2.54929053e-009
MATE=00000019  TYPE=ELAS  E=32308.2497  NU=0.2  G=13461.7707,
ALPH=1e-005  DENS=2.54929053e-009
MATE=00000021  TYPE=ELAS  E=33345.7645  NU=0.2  G=13894.0685,
ALPH=1e-005  DENS=2.54929053e-009
MATE=00000026  TYPE=ELAS  E=200000  NU=0.3  G=76923.0769,
ALPH=1.2e-005  DENS=8.00477227e-009
MATE=00000028  TYPE=ELAS  E=210000  NU=0.3  G=80769.2308,
ALPH=1.2e-005  DENS=8.00477227e-009
MATE=00000029  TYPE=ELAS  E=210000  NU=0.3  G=80769.2308,
ALPH=1.2e-005  DENS=8.00477227e-009
MATE=00000030  TYPE=ELAS  E=210000  NU=0.3  G=80769.2308,
ALPH=1.2e-005  DENS=8.00477227e-009
NLCAS=00000001,
      BCAS1=00000001  NLFA1=5.000000  TABL1='TAB PER ANALISI MODALE NL',
      BCAS2=00000002  NLFA2=6.000000  TABL2='TAB PER ANALISI MODALE NL',
      BCAS3=00000003  NLFA3=7.000000  TABL3='TAB PER ANALISI MODALE NL',
      BCAS4=00000004  NLFA4=8.000000  TABL4='TAB PER ANALISI MODALE NL'
*-----PUNTI NODALI-----
NODE=      1  X=0  Y=0  Z=0,
      IDOF=123456
NODE=      2  X=0  Y=0  Z=3500
NODE=      3  X=0  Y=0  Z=7500
*-----TABELLE-----
TABL='TAB PER ANALISI MODALE NL'  TYPE=LT
0  0
1  1
*-----THICKNESS-----
*-----TITOLO MODELLO-----
TITLE='_Modello_ [N mm]'
OPTION SOLVE NONLINEAR STATIC ANALYSIS
OPTION PARAM NEW=FROM_SCRATCH
OPTION SOLVE EIGENVALUES EXTRACTIONS
OPTION PARAM IESTYP=LW
OPTION PARAM MASS=CONSISTENT
OPTION PARAM NFREQ=4
OPTION PARAM IFSS=1
OPTION KEEP DYNAMIC FILES
```





## 9 VALIDAZIONE CMP: AZIONE DEL VENTO RADENTE

CMP permette di calcolare in automatico l'azione del vento radente, una volta individuati i parametri richiesti dalla norma per caratterizzare l'area in oggetto.

Per la verifica dell'attendibilità dell'azione radente del vento calcolata automaticamente da CMP sono stati creati tre modelli esemplificativi, uno monodimensionale e due bidimensionali.

Per ognuno di essi è stato effettuato un confronto tra l'azione del vento calcolata in automatico dal codice e quella calcolata manualmente. Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati ottenuti.

### 9.1 MODELLO MONODIMENSIONALE 1

**Data:** 22/07/2014

**Programma:** CMP 27

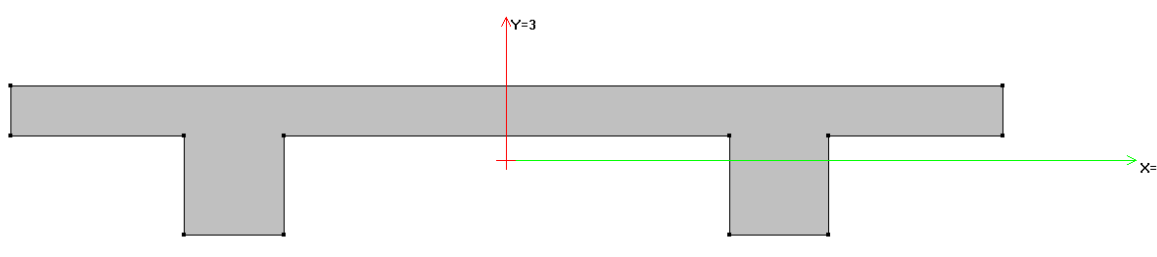
**Versione:** 27.0.1.13 del 21/07/2014

**File:** [CMP: Vento\_M\_T1.cmp]

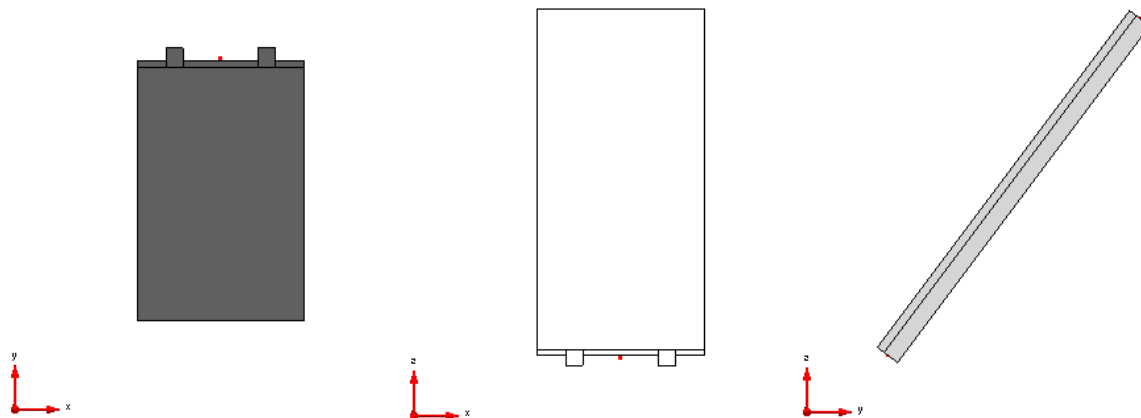
**Scopo:** confronto tra le azioni del vento radente agente su una trave ottenute con la procedura automatica e con il calcolo manuale.

È stato creato un modello costituito da una trave rettilinea definita tra due nodi di coordinate (in m) rispettivamente (0,0,8) e (0,3,12). Al beam che costituisce la trave è stata attribuita una sezione non armata di calcestruzzo C28/35 a forma Pigreco e di dimensioni di massimo ingombro pari a 200x30 cm. Il sistema di riferimento locale dell'elemento è stato definito in modo che:

- L'asse locale 1 è parallelo all'asse dell'elemento beam;
- L'asse locale 2 è parallelo e discorde all'asse globale x;
- L'asse locale 3 ha direzione ed orientamento che completano la terna destrorsa.



Il modello utilizzato è sinteticamente descritto nelle figure seguenti:



Per ciò che riguarda i parametri del vento, sono stati utilizzati i valori:

**Parametri Generali azioni vento**

ZONA n°: Zona 2

Periodo di ritorno (anni): 50

Altitudine del sito s.l.m. (metri): 100

Categoria di esposizione: IV

Coefficiente di topografia (Ct): 1

Coefficiente dinamico (Cd): 1

Coordinata Z del suolo (metri): 0

Passo di discretizzazione lungo Z (metri): 0,5

Condizioni di carico delle Azioni del vento

	n°CdC	Descriz.CdC	Ang...
V1	2	Vento x	0
V2	3	Vento y	90

OK Annulla

**CdC Parametri Vento Aste**

Coefficienti per azione normale e tangente

CdC azioni v...	Cp...	Cf12	Cp...	Cf13
V1 2S Vento x	<input checked="" type="checkbox"/> 0	<input checked="" type="checkbox"/> 0.01	<input checked="" type="checkbox"/> 0	<input checked="" type="checkbox"/> 0
V2 3S Vento y	<input checked="" type="checkbox"/> 0	<input checked="" type="checkbox"/> 0.01	<input checked="" type="checkbox"/> 0	<input checked="" type="checkbox"/> 0

Visualizza Dati Elimina Assegna

Seleziona Applica a

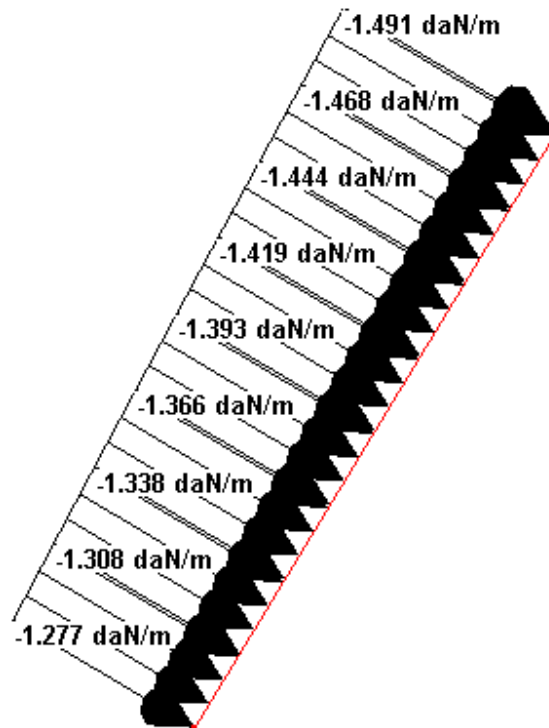
Richiama Selezione

Lista Chiudi Intervallo Num.Aste

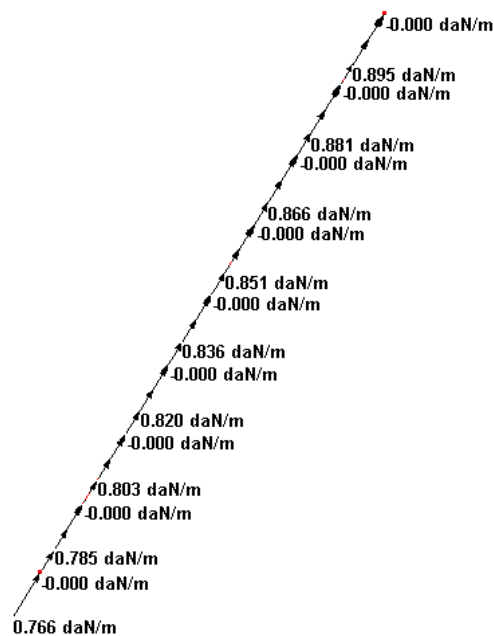
I valori del vento radente calcolati in automatico sono:



CDC vento x:



CDC vento y:





Calcolando le risultanti, si ottengono i seguenti valori:

CDC vento x:  $R=6.949$  daN;

CDC vento y:  $R=(2.031+2.139)= 4.17$  daN.

Si procede al calcolo manuale dell'azione del vento radente.

AZIONE DEL VENTO (Secondo N.T.C. D.M. 14/01/2008)			
Zona =	2		Zona vento (regione)
as =	100 m		Altitudine sul livello del mare
z =	0 m		Altezza della costruzione sul suolo
	B		Classe di rugosità del terreno
Classe	IV		Classe di esposizione del sito
cp =	1		Coefficiente di forma (coeff. aerodinamico)
cd =	1		Coefficiente dinamico
ct =	1		Coefficiente di topografia
vref,0 =	25 m/s		
a0 =	750 m		
ka =	0,015		
vref =	25 m/s		Velocità di riferimento
kr =	0,22		
z0 =	0,30 m		
zmin =	8,00 m		
qref =	390,6 N/m <sup>2</sup>		Pressione cinetica di riferimento
ce =	1,634212		Coefficiente di esposizione
cp =	1		Coefficiente di forma (coeff. aerodinamico)
cd =	1		Coefficiente dinamico
cf =	0,01		

Suddividendo il beam in 5 parti uguali (ciascuna di lunghezza pari ad 1m), il valore del vento radente alla quota dei baricentri di ogni tratto sarà:

z [m]	ce	pf [daN/mq]
8,40	1,634212	0,638364
9,20	1,712224	0,668837
10,00	1,783146	0,696541
10,80	1,848228	0,721964
11,60	1,908411	0,745473

In caso di vento in direzione x, il vento radente in corrispondenza del baricentro di ciascun tratto vale:



z [m]	Pfx daN/m
8,4	1,277
9,2	1,338
10	1,393
10,8	1,444
11,6	1,491

La risultante complessiva vale pertanto: CDC vento x:  $R=6.942$  daN;

In caso di vento in direzione y, il vento radente in corrispondenza del baricentro di ciascun tratto vale:

z [m]	Pfy daN/m
8,4	0,766
9,2	0,803
10	0,836
10,8	0,866
11,6	0,895

La risultante complessiva vale pertanto: CDC vento y:  $R=4.165$  daN.

Le differenze tra i valori ottenuti con il calcolo manuale e quelli ottenuti col calcolo automatico sono dunque irrilevanti.

## 9.2 MODELLO BIDIMENSIONALE 1

**Data:** 22/07/2014

**Programma:** CMP 27

**Versione:** 27.0.1.13 del 21/07/2014

**File:** [CMP: Vento\_ T2.cmp]

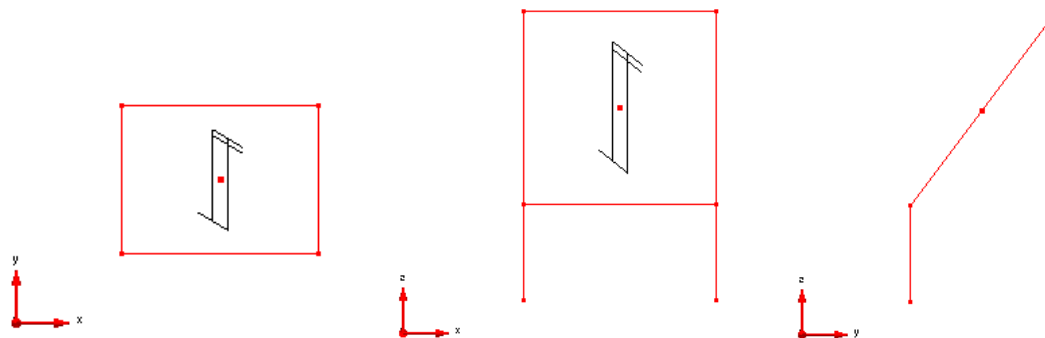
**Scopo:** confronto tra le azioni del vento radente agente su un solaio ottenute con la procedura automatica e con il calcolo manuale.

È stato creato un modello costituito da:

- un primo portale, composto da due pilastri e una trave. I nodi di base dei pilastri hanno rispettivamente coordinate (0,0,6) e (4,0,6); l'altezza dei pilastri è di 2 m;
- un secondo portale, composto anch'esso da due pilastri e una trave. I nodi di base dei pilastri hanno coordinate (0, 3, 6) e (4, 3, 6); l'altezza dei pilastri è di 6 m;
- un solaio ordito tra le travi dei due portali.



Il modello è sinteticamente descritto nella figura seguente:



L'azione del vento è stata calcolata utilizzando i seguenti parametri:

**Parametri Generali azioni vento**

ZONA n°: Zona 2

Periodo di ritorno (anni): 50

Altitudine del sito s.l.m. (metri): 100

Categoria di esposizione: IV

Coefficiente di topografia (Ct): 1

Coefficiente dinamico (Cd): 1

Coordinata Z del suolo (metri): 0

Passo di discretizzazione lungo Z (metri): 0.5

Condizioni di carico delle Azioni del vento		
n°CdC	Descriz.CdC	Ang...
V1	2	Vento x
V2	3	Vento y

**CdC Parametri Vento Solai**

Condizioni di Carico dei carichi da solaio

Moltip.Iniziale di ripartiz. azione vento:  1

Moltip.Finale di ripartiz. azione vento:  1

Coefficienti per azione normale e tangente:

CdC azioni ve...	Cp(N...	Cf(T...
V1 2S Vento x	<input checked="" type="checkbox"/> 1.2	<input checked="" type="checkbox"/> .01
V2 3S Vent...	<input checked="" type="checkbox"/> 1.2	<input checked="" type="checkbox"/> .01

Visualizza Dati | Elimina | Assegna

Seleziona | Applica a

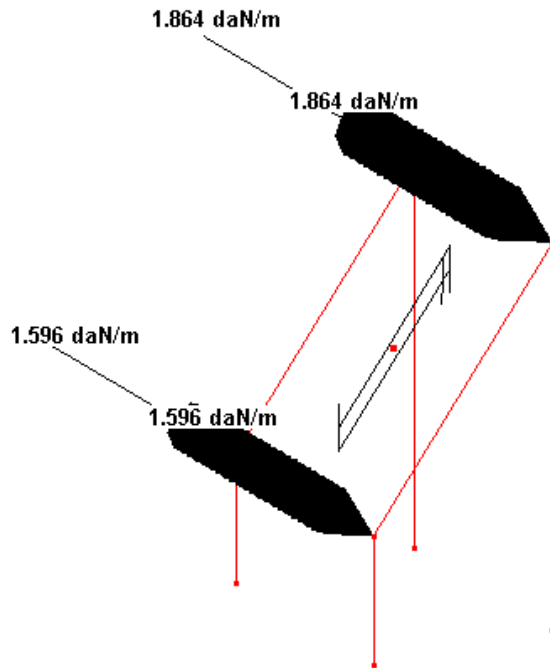
Richiama | Selezione

Lista | Chiudi | Intervallo Num.Solai

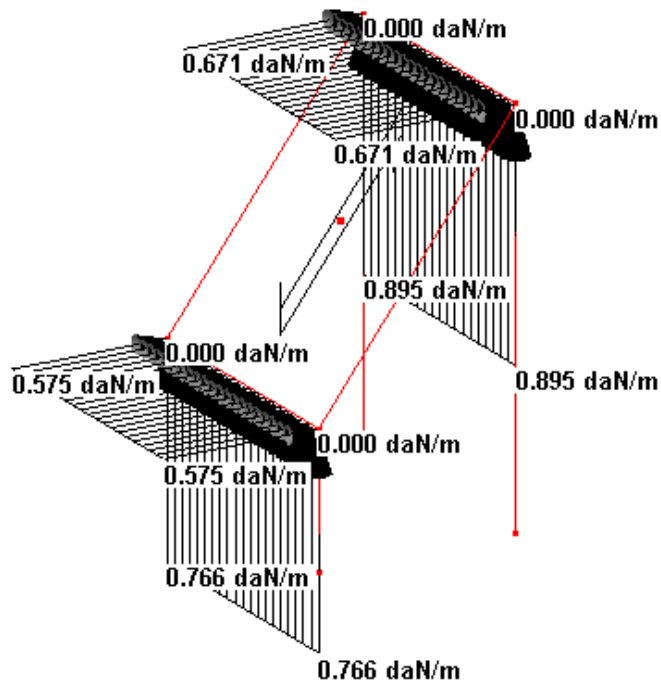
I valori del vento radente calcolati in automatico dal programma sono illustrati nelle seguenti figure:



CDC vento x:



CDC vento y:





Calcolando le risultanti, si ottengono i seguenti valori:

CDC vento x:  $R=13.838$  daN;

CDC vento y:  $R=8.305$  daN;

Si procede al calcolo manuale dell'azione del vento radente.

AZIONE DEL VENTO (Secondo N.T.C. D.M. 14/01/2008)			
Zona =	2		Zona vento (regione)
as =	100 m		Altitudine sul livello del mare
z =	0 m		Altezza della costruzione sul suolo
Classe	B		Classe di rugosità del terreno
Classe	IV		Classe di esposizione del sito
cp =	1		Coefficiente di forma (coeff. aerodinamico)
cd =	1		Coefficiente dinamico
ct =	1		Coefficiente di topografia
vref,0 =	25 m/s		
a0 =	750 m		
ka =	0,015		
vref =	25 m/s		Velocità di riferimento
kr =	0,22		
z0 =	0,30 m		
zmin =	8,00 m		
qref =	390,6 N/m <sup>2</sup>		Pressione cinetica di riferimento
ce =	1,634212		Coefficiente di esposizione
cp =	1		Coefficiente di forma (coeff. aerodinamico)
cd =	1		Coefficiente dinamico
cf =	0,01		

La pressione del vento radente alla quota +8 m e +12 m vale:

Vento radente quota 8m	<b>pf1=</b>	0,638 daN/mq
Vento radente quota 12m	<b>pf2=</b>	0,745 daN/mq

In caso di vento in direzione x, la risultante dell'azione del vento è calcolata considerando il valore della pressione del vento alla quota delle due travi su cui scarica il solaio, moltiplicato per l'area di influenza che compete a ciascuna:

Dim 1	<b>B=</b>	4 m
Dim 2	<b>L=</b>	5 m
Area influenza 1	<b>A1=</b>	10 mq
Vento radente quota 8m	<b>pf1=</b>	0,638 daN/mq
Area influenza 2	<b>A2=</b>	10 mq
Vento radente quota 12m	<b>pf2=</b>	0,745 daN/mq
	<b>Risl=</b>	<b>13,83837 daN</b>





In caso di vento in direzione y, la risultante dell'azione del vento è calcolata considerando la componente della pressione del vento parallela al solaio, calcolata alla quota delle due travi su cui esso scarica, moltiplicata per l'area di influenza che compete a ciascuna:

MANUALE		<u>Caso 1 vento y</u>	
	Dim 1	<b>B=</b>	4 m
	Dim 2	<b>L=</b>	5 m
Inclinazione del vettore "vento radente" rispetto al piano del solaio		<b><math>\alpha</math>=</b>	53,1301 °
	Area influenza 1	<b>A1=</b>	10 mq
	Componente del vento radente quota 8m	<b>pf1=</b>	0,383 daN/mq
	Area influenza 2	<b>A2=</b>	10 mq
	Componente del vento radente quota 12m	<b>pf2=</b>	0,447 daN/mq
		<b>Risl=</b>	<b>8,303024</b> daN

Le differenze tra i valori ottenuti con il calcolo manuale e quelli ottenuti col calcolo automatico sono dunque irrilevanti.

### 9.3 MODELLO BIDIMENSIONALE 2

**Data:** 23/07/2014

**Programma:** CMP 27

**Versione:** 27.0.1.13 del 21/07/2014

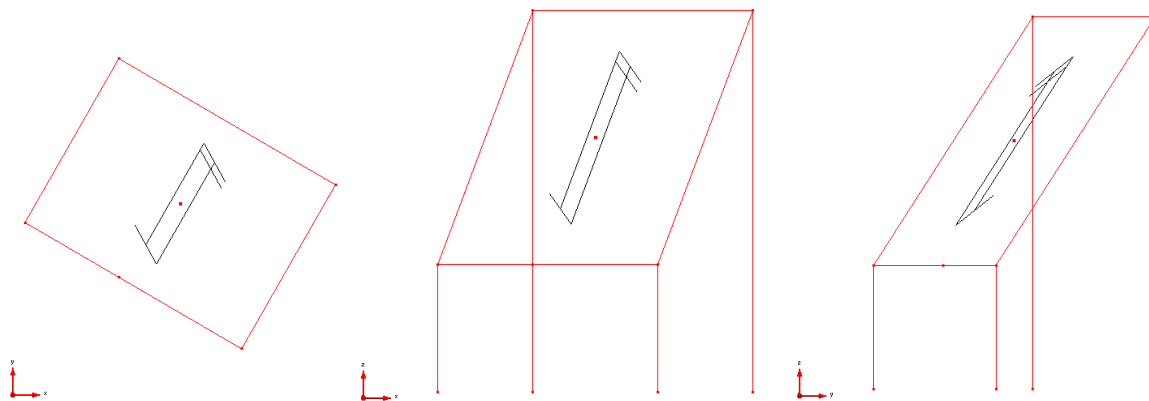
**File:** [CMP: Vento\_ T2.cmp]

**Scopo:** confronto tra le azioni del vento radente agente su travi ottenute con la procedura automatica e con il calcolo manuale.

È stato creato un modello costituito da:

- un primo portale, composto da due pilastri e una trave. I nodi di base dei pilastri hanno rispettivamente coordinate (0,10,6) e (3.4641,8,6); l'altezza dei pilastri è di 2 m;
- un secondo portale, composto anch'esso da due pilastri e una trave. I nodi di base dei pilastri hanno coordinate (1.5, 12.5981, 6) e (4.9641, 10.5981, 6); l'altezza dei pilastri è di 6 m;
- un solaio ordito tra le travi dei due portali.

Il modello è sinteticamente descritto nelle figure seguenti:



L'azione del vento è stata calcolata utilizzando i seguenti parametri:

**Parametri Generali azioni vento**

ZONA n° Zona 2

Periodo di ritorno (anni) 50

Altitudine del sito s.l.m. (metri) 100

Categoria di esposizione IV

Coefficiente di topografia (Ct) 1

Coefficiente dinamico (Cd) 1

Coordinata Z del suolo (metri) 0

Passo di discretizzazione lungo Z (metri) 0.5

Condizioni di carico delle Azioni del vento

n°CdC	Descriz.CdC	Ang...
V1 2	Vento x	0
V2 3	Vento y	90

OK    Annulla

**CdC Parametri Vento Solai**

Condizioni di Carico dei carichi da solaio

Moltip.Iniziale di ripartiz. azione vento  1

Moltip.Finale di ripartiz. azione vento  1

Coefficienti per azione normale e tangente

CdC azioni ve...	Cp(N...	Cf(T...
V1 2S Vento x	<input checked="" type="checkbox"/> 1.2	<input checked="" type="checkbox"/> .01
V2 3S Vent...	<input checked="" type="checkbox"/> 1.2	<input checked="" type="checkbox"/> .01

Visualizza Dati    Elimina    Assegna

Seleziona    Applica a

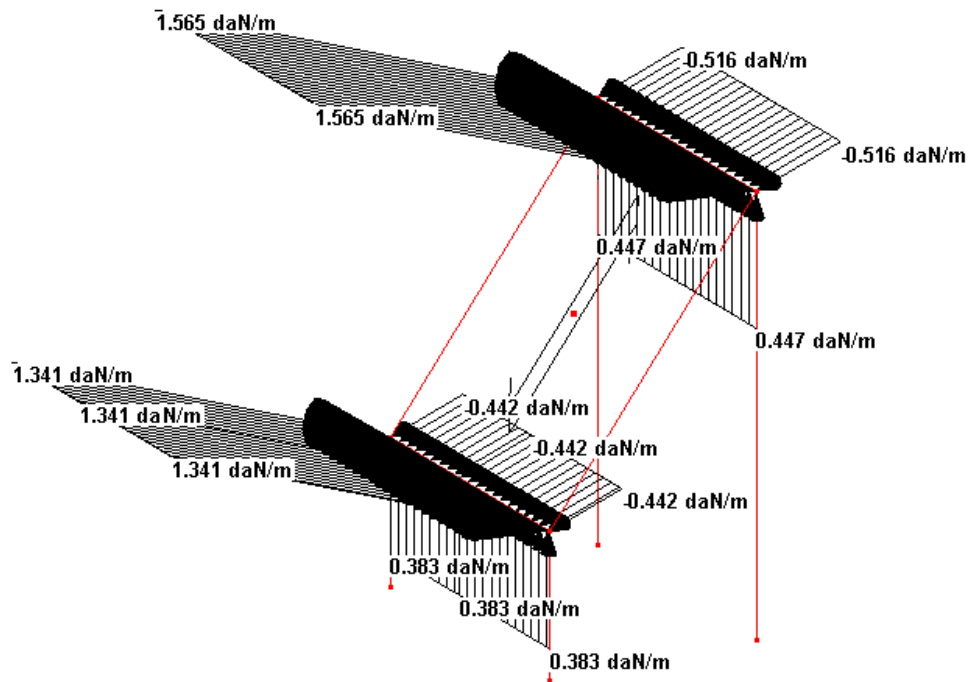
Richiama    Selezione

Lista    Chiudi    Intervallo Num.Solai

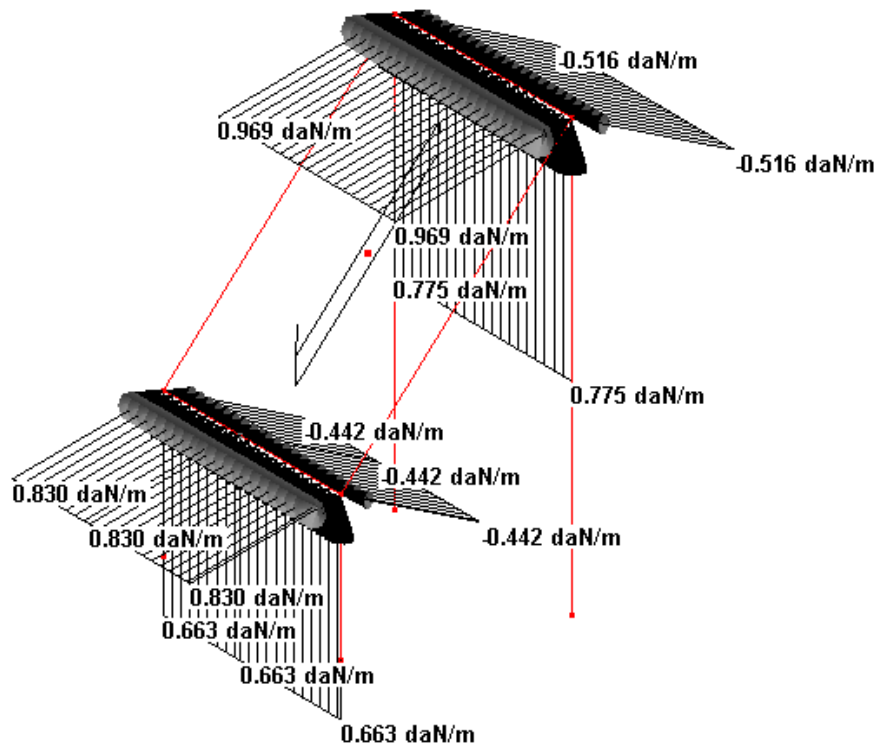
I valori del vento radente calcolati in automatico dal programma sono illustrati nelle seguenti figure:



CDC vento x:



CDC vento y:





Calcolando le risultanti, si ottengono i seguenti valori:

CDC vento x:  $R=12.6816$  daN;

CDC vento y:  $R=9.977$  daN;

Si procede al calcolo manuale dell'azione del vento radente.

AZIONE DEL VENTO (Secondo N.T.C. D.M. 14/01/2008)			
Zona =	<b>2</b>		Zona vento (regione)
as =	<b>100</b> m		Altitudine sul livello del mare
z =	<b>0</b> m		Altezza della costruzione sul suolo
	<b>B</b>		Classe di rugosità del terreno
Classe	<b>IV</b>		Classe di esposizione del sito
cp =	<b>1</b>		Coefficiente di forma (coeff. aerodinamico)
cd =	<b>1</b>		Coefficiente dinamico
ct =	<b>1</b>		Coefficiente di topografia
vref,0 =	25 m/s		
a0 =	750 m		
ka =	0,015		
vref =	25 m/s		Velocità di riferimento
kr =	0,22		
z0 =	0,30 m		
zmin =	8,00 m		
qref =	390,6 N/m <sup>2</sup>		Pressione cinetica di riferimento
ce =	1,634212		Coefficiente di esposizione
cp =	1		Coefficiente di forma (coeff. aerodinamico)
cd =	1		Coefficiente dinamico
cf =	0,01		

La pressione del vento radente alla quota +8 m e +12 m vale:

Vento radente quota 8m	<b>pf1=</b>	0,638 daN/mq
Vento radente quota 12m	<b>pf2=</b>	0,745 daN/mq

In caso di vento in direzione x, la risultante dell'azione del vento è calcolata considerando la componente della pressione del vento radente complanare al solaio, calcolata alla quota delle due travi su cui esso scarica e moltiplicata per l'area di influenza che compete a ciascuna:

		<b>Caso 2 vento x</b>	
<b>MANUALE</b>			
	Dim 1	<b>B=</b>	4 m
	Dim 2	<b>L=</b>	5 m
	Inclinazione del vettore "vento radente" rispetto al piano del solaio	<b>α=</b>	23,58 °
	Area influenza 1	<b>A1=</b>	10 mq
	Vento radente quota 8m	<b>pf1=</b>	0,585 daN/mq
	Area influenza 2	<b>A2=</b>	10 mq
	Vento radente quota 12m	<b>pf2=</b>	0,683 daN/mq
		<b>RisI=</b>	<b>12,683 daN</b>



In caso di vento in direzione y, la risultante dell'azione del vento è calcolata considerando la componente della pressione del vento radente complanare al solaio, calcolata alla quota delle due travi su cui esso scarica e moltiplicata per l'area di influenza che compete a ciascuna:

		<b>Caso 2 vento y</b>		
	<b>MANUALE</b>			
	Dim 1	<b>B=</b>	4 m	
	Dim 2	<b>L=</b>	5 m	
	Inclinazione del vettore "vento radente" rispetto al piano del solaio	<b><math>\alpha</math>=</b>	43,854 °	
	Area influenza 1	<b>A1=</b>	10 mq	
	Componente del vento radente quota 8m	<b>pf1=</b>	0,460331 daN/mq	
	Area influenza 2	<b>A2=</b>	10 mq	
	Componente del vento radente quota 12m	<b>pf2=</b>	0,537568 daN/mq	
		<b>Risl=</b>	<b>9,978992 daN</b>	

Le differenze tra i valori ottenuti con il calcolo manuale e quelli ottenuti col calcolo automatico sono dunque irrilevanti.



## 10 VALIDAZIONE CMP: AZIONE DEL VENTO NORMALE E RADENTE CON CIRCOLARE 2019

CMP permette di calcolare in automatico l'azione del vento normale e radente, una volta individuati i parametri richiesti dalla norma per caratterizzare l'area in oggetto.

Per la verifica dell'attendibilità dell'azione del vento secondo Circolare 2019 calcolata automaticamente da CMP è stato creato un modello tridimensionale esemplificativo.

È stato quindi effettuato un confronto tra l'azione del vento calcolata in automatico dal codice e quella calcolata manualmente. Nel paragrafo seguente si riportano i risultati ottenuti.

### 10.1 MODELLO TRIDIMENSIONALE

**Data:** 06/07/2020

**Programma:** CMP 32

**Versione:** 32.0.0.0

**File:** [CMP: Vento\_Traliccio verticale.cmp]

**Scopo:** confronto tra le azioni del vento normale e radente agenti su travi ottenute con la procedura automatica e con il calcolo manuale.

È stato creato un modello costituito da un sistema di travi metalliche a sostegno di solai. A questi ultimi è stata attribuita una sezione pari a 2 m di altezza e larghezza variabile. Il sistema di riferimento locale dell'elemento solaio è stato definito in modo che:

- L'asse locale 1 è ortogonale uscente alla giacitura del solaio;
- L'asse locale 2 è parallelo e concorde all'asse degli elementi beam verticali;
- L'asse locale 3 ha direzione ed orientamento che completano la terna destrorsa.

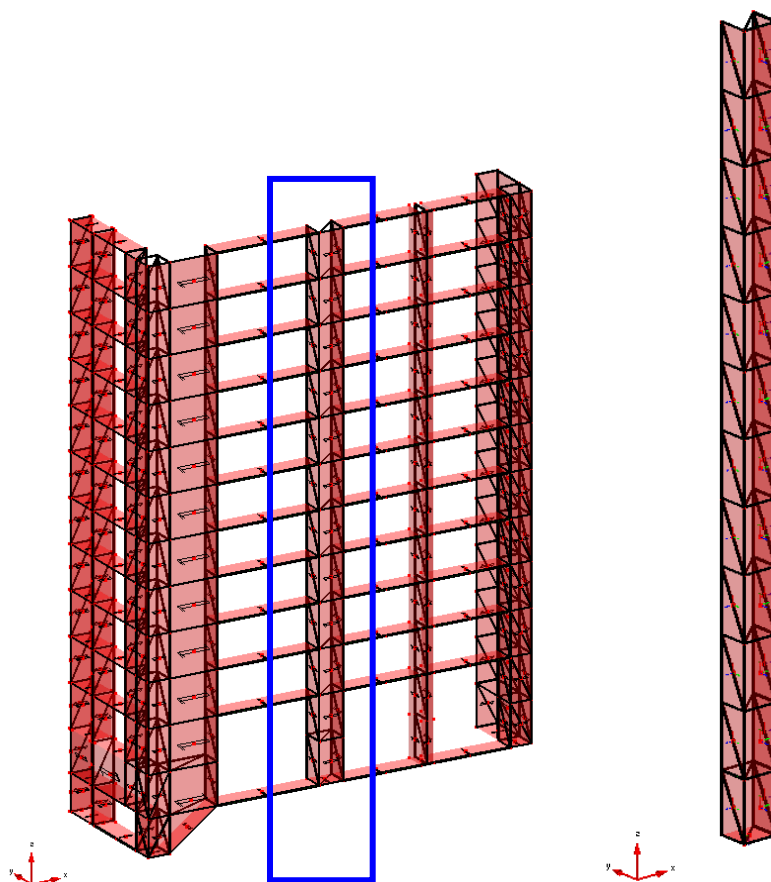
L'orientamento degli elementi beam verticali è parallelo e concorde con l'asse z.

Le caratteristiche geometriche della struttura in pianta sono:

- Altezza = 25.47 m;
- Lunghezza lato x ( $b \perp$  alla direzione del vento y) = 18.07 m;
- Lunghezza massima lato y ( $b \perp$  alla direzione del vento x) = 6.46 m.

La verifica strutturale si concentrerà su un traliccio verticale esemplificativo, costituito da solai di larghezza pari a 1 m e 1.15 m.

I nodi di base dei pilastri hanno rispettivamente coordinate (805,100,167), (805,0,167), (920,100,167), (920,0,167); l'altezza dei pilastri è di 2 m.



L'azione del vento è stata calcolata utilizzando i seguenti parametri:



ZONA n\* Zona 2 ▾

Periodo di ritorno (anni) 50

Categoria di esposizione V ▾

Coefficiente di topografia (Ct) 1

Coefficiente dinamico (Cd) 1

Coordinata Z del suolo (metri) 0

Passo di discretizzazione lungo Z (metri) o altezza arbitraria tronchi a pressione costante 3

Altitudine del sito s.l.m. (metri) 82

Quota massima edificio (metri) 25.47

Circolare 2019

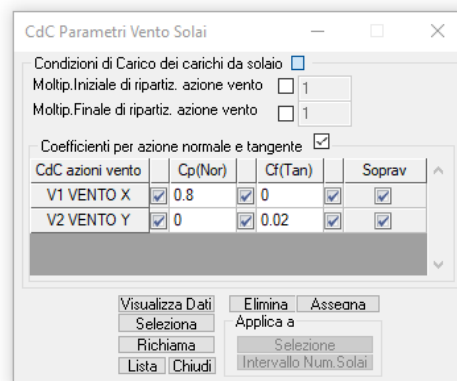
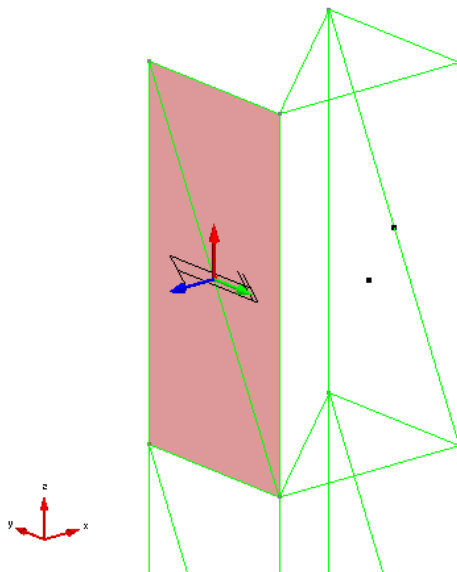
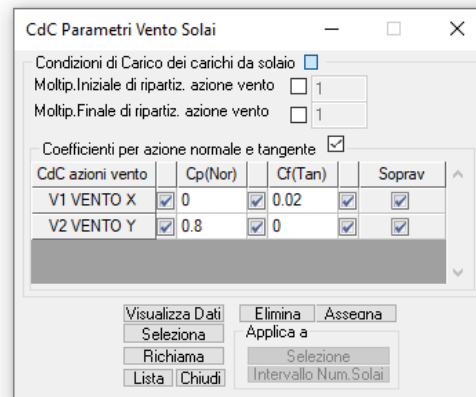
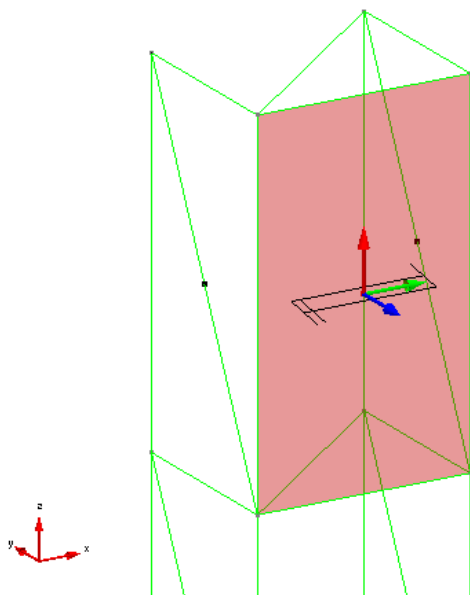
Calcolo Ze mediante quote di impalcato

Condizioni di carico delle azioni del vento

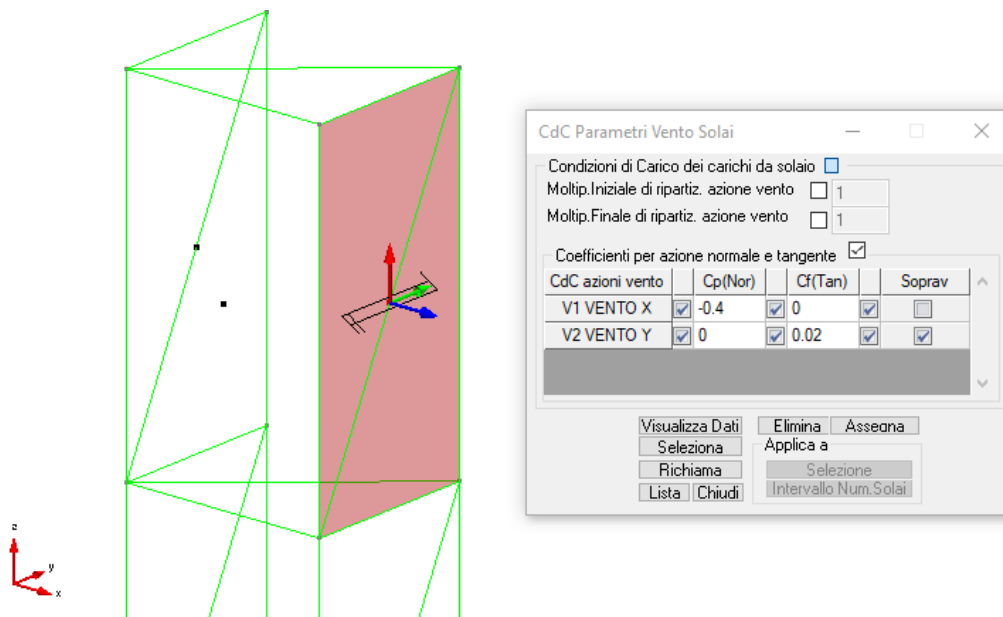
	n°CdC	Descriz.CdC	Angolo	b (m)
V1	3	VENTO X	0	6.46
V2	4	VENTO Y	90	18.07

Quote di impalcato

n°	Quota (m)
1	1.67
2	3.57
3	5.57
4	7.57







Si procede al calcolo manuale dell'azione del vento normale e radente.

AZIONE DEL VENTO		
(Secondo N.T.C. D.M. 17/01/2018)		
Zona =	2 m	Zona vento (regione)
as =	82 m	Altitudine sul livello del mare
z =	25,57 m	Altezza della costruzione su suolo
	B	Classe di rugosità del terreno
Classe =	V	Classe esposizione del sito
cp =		Coefficiente aerodinamico
cd =	1	Coefficiente dinamico
ct =	1	Coefficiente topografico
vref,0 =	25 m/s	
a0 =	750 m	
ka =	0,015	
vref =	25 m/s	Velocità di riferimento
kr =	0,23	
z0 =	0,7 m	
zmin =	12 m	
qref =	390,63 N/m <sup>2</sup>	Pressione cinetica di riferimento
ce =		Coefficiente di esposizione
cf =	0,02	Coefficiente di attrito

L'azione del vento è calcolata considerando la componente della pressione del vento complanare al solaio, calcolata alla quota delle due travi su cui esso scarica e moltiplicata per l'area di influenza che compete a ciascuna.



Utilizzando l'approccio della circolare del 2019, la pressione cinetica del vento viene calcolata come segue:

- Vento Radente: profilo della pressione cinetica di picco del vento indisturbato;
- Vento Normale:
  - Faccia sopravvento: pressione cinetica calcolata in corrispondenza del punto posto alla quota di ridefinito  $z_e$  uniforme su ogni tronco;
  - Faccia sottovento: pressione costante con la quota.

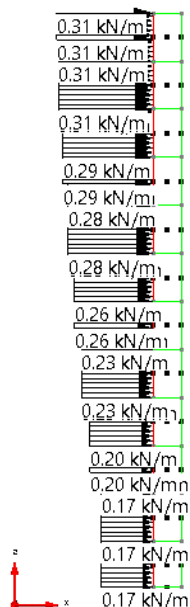
La distribuzione altimetrica della pressione del vento per le facce sopravvento degli edifici alti può essere calcolata secondo due criteri:

- Edificio suddiviso in tronchi di altezza arbitraria (assumiamo un passo di discretizzazione costante);
- Edificio suddiviso in tronchi di altezza coincidente con l'interpiano dell'edificio.

I valori della pressione del vento normale e radente calcolati in automatico dal programma e mediante calcolo manuale sono illustrati nelle seguenti figure:

- *Calcolo azione del vento con CIRCOLARE 2019 e utilizzando un passo di discretizzazione di 3m.*

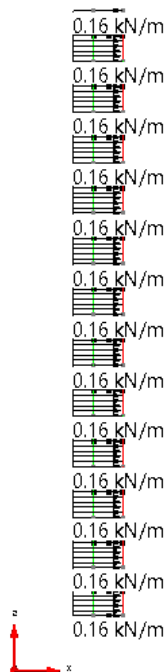
CDC vento x – vento normale:



$b$	6,46 m		
$c_p$	0,80		
Larg. Solaio	1,00 m		
$Z(ce)$ [m]	$ce$	$p$ [kN/m]	
6,46	1,08	0,17	
9,46	1,32	0,21	
12,46	1,50	0,24	
15,46	1,65	0,26	
18,46	1,78	0,28	
21,46	1,89	0,29	
24,46	1,98	0,31	
25,57	2,02	0,32	



CDC vento x – vento normale - sottovento:



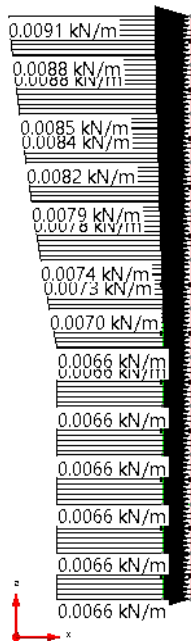
cp	-0,04	
Larg. Solaio	1,00 m	
<b>Z(ce) [m]</b>	<b>ce</b>	<b>p [kN/m]</b>
25,57	2,02	0,16

CDC vento y – vento normale:



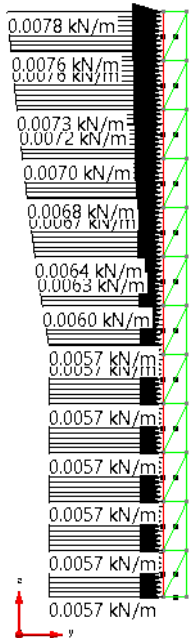
b	18,07 m	
cp	0,80	
Larg. Solaio	1,15 m	
<b>Z(ce) [m]</b>	<b>ce</b>	<b>p [kN/m]</b>
18,07	1,76	0,32
21,07	1,87	0,34
24,07	1,97	0,35
25,57	2,02	0,36

CDC vento x – vento radente:



$Z_{min}$	12 m	
cf	0,02	
Larg. Solaio	1,15 m	
$Z(ce)$ [m]	ce	p [kN/m]
12,00	1,48	0,00665
15,00	1,63	0,00733
18,00	1,76	0,00791
21,00	1,87	0,00841
24,00	1,97	0,00885
25,57	2,02	0,00906

CDC vento y – vento radente:

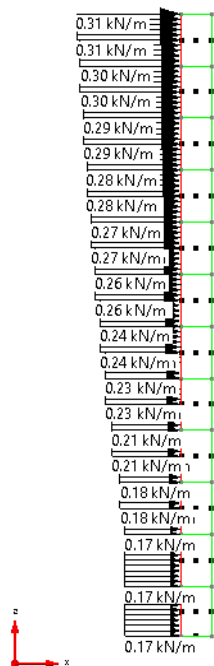


$Z_{min}$	12 m	
cf	0,02	
Larg. Solaio	1,00 m	
$Z(ce)$ [m]	ce	p [kN/m]
12,00	1,48	0,00578
15,00	1,63	0,00637
18,00	1,76	0,00688
21,00	1,87	0,00731
24,00	1,97	0,00769
25,57	2,02	0,00788



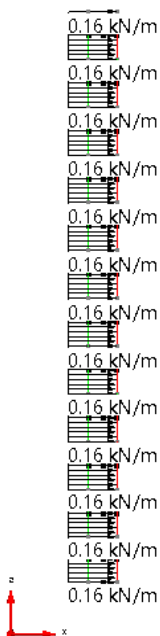
- *Calcolo azione del vento con CIRCOLARE 2019 e utilizzando la discretizzazione dei tronchi mediante gli impalcati.*

CDC vento x – vento normale:



b	6,46 m		
cp	0,80		
Larg. Solaio	1,00 m		
Z(ce) [m]	ce	p [kN/m]	
6,46	1,08	0,17	
7,57	1,18	0,18	
9,57	1,33	0,21	
11,57	1,45	0,23	
13,57	1,56	0,24	
15,57	1,66	0,26	
17,57	1,74	0,27	
19,57	1,82	0,28	
21,57	1,89	0,30	
23,57	1,96	0,31	
25,57	2,02	0,32	

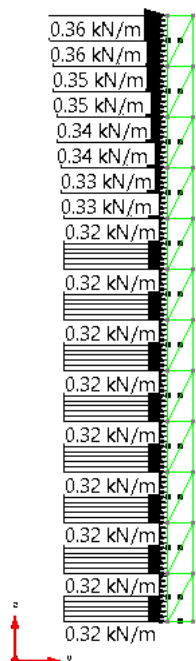
CDC vento x – vento normale - sottovento:



cp	-0,04		
Larg. Solaio	1,00 m		
Z(ce) [m]	ce	p [kN/m]	
25,57	2,02	0,16	

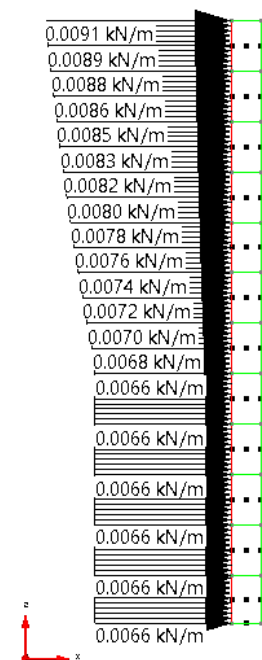


CDC vento y – vento normale:



<i>b</i>	18,07	m
<i>cp</i>	0,80	
Larg. Solaio	1,15	m
<b>Z(ce) [m]</b>	<b>ce</b>	<b>p [kN/m]</b>
18,07	1,76	0,32
19,57	1,82	0,33
21,57	1,89	0,34
23,57	1,96	0,35
25,57	2,02	0,36

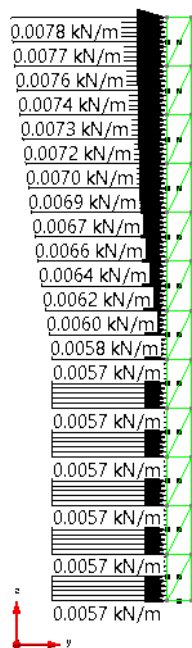
CDC vento x – vento radente:



<i>Z min</i>	12	m
<i>cf</i>	0,02	
Larg. Solaio	1,15	m
<b>Z(ce) [m]</b>	<b>ce</b>	<b>p [kN/m]</b>
12,57	1,51	0,00679
13,57	1,56	0,00702
15,57	1,66	0,00745
17,57	1,74	0,00783
19,57	1,82	0,00818
21,57	1,89	0,00849
23,57	1,96	0,00879
25,57	2,02	0,00906



CDC vento y – vento radente:



Z min	12 m		
cf	0,02		
Larg. Solaio	1,15 m		
Z(ce) [m]	ce	p [kN/m]	
12,57	1,51	0,00590	
13,57	1,56	0,00610	
15,57	1,66	0,00648	
17,57	1,74	0,00681	
19,57	1,82	0,00711	
21,57	1,89	0,00739	
23,57	1,96	0,00764	
25,57	2,02	0,00788	

Le differenze tra i valori ottenuti con il calcolo manuale e quelli ottenuti col calcolo automatico sono dunque irrilevanti.



## 11 VALIDAZIONE CMP: MURATURE

CMP permette di calcolare strutture in muratura mediante analisi statica e sismica, lineare e pushover, sia con telaio equivalente sia con metodo FEM non lineare al continuo.

Per la verifica dell'attendibilità dei risultati ottenuti mediante la modellazione a telaio equivalente con CMP sono stati creati dei modelli tridimensionale esemplificativi.

È stato quindi effettuato un confronto con i risultati ottenuti dalle strutture benchmark n°2, 3 e 4 descritte nel "Progetto DPC-ReLUIIS 2019-2021 – Uso dei software di calcolo nella verifica sismica degli edifici in muratura v1.0". Nel paragrafo seguente si riportano i risultati ottenuti.

### 11.1 MODELLO TRILITE

**Data:** 1/07/2021

**Programma:** CMP 33

**Versione:** 33.0.0.0

**File:** [CMP: Benchmark2a.cmp] [CMP: Benchmark2b.cmp] [CMP: Benchmark2d.cmp]

**Scopo:** valutazione effetti di interazione fra elementi di tipo maschio e fascia ed effetti associati alla presenza di un elemento resistente a trazione accoppiato alla fascia.

La struttura è costituita da due maschi murari ( $l = 2.5$  m,  $H = 2.5$  m,  $t = 0.5$  m), soggetti ad un carico in sommità pari a 160 kN e posti ad una distanza di 4 m.

Essa è stata analizzata al variare di diverse configurazioni dell'elemento di collegamento tra i due maschi, ossia:

- Caso A: la fascia è in assenza di elemento resistente a trazione accoppiato;
- Caso B: la fascia è in presenza di accoppiamento con una catena (di diametro  $\Phi 20$  con pretiro di 100N, classe di resistenza S235 e un valore di FC pari a 1.2); la catena in CMP non viene modellata, ma viene considerato il contributo della resistenza a trazione media dell'architrave pari a 58.66 kN;
- Caso D: l'apertura è a tutta altezza ed è presente una trave di accoppiamento dei maschi; tale elemento è simulato da un braccio infinitamente rigido sia flessionalmente che assialmente:  $E = 10000000$  N/mm<sup>2</sup>,  $J_t = 22.6$  cm<sup>4</sup>.

La tipologia di muratura è pietra a spacco con buona tessitura, con le seguenti caratteristiche:

- $E = 870$  MPa,  $G = 580$  MPa (moduli rappresentativi di una condizione di stato fessurato con un fattore riduttivo dei moduli pari a 0.5);
- $w = 21$  kN/m<sup>3</sup>;
- $\tau_0 = 0.065$  MPa,  $f_m = 3.2$  MPa, FC = 1.2.

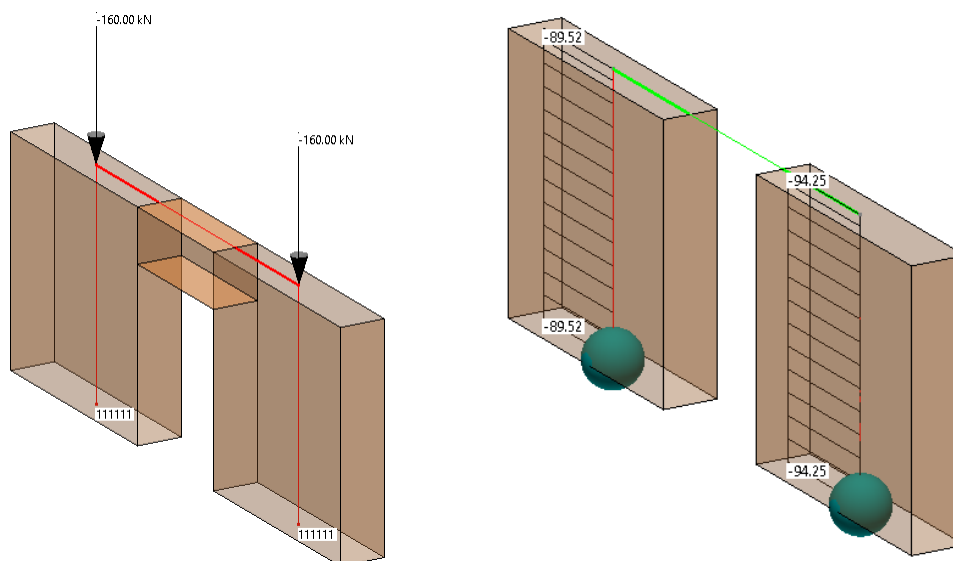
La verifica strutturale si concentrerà su:



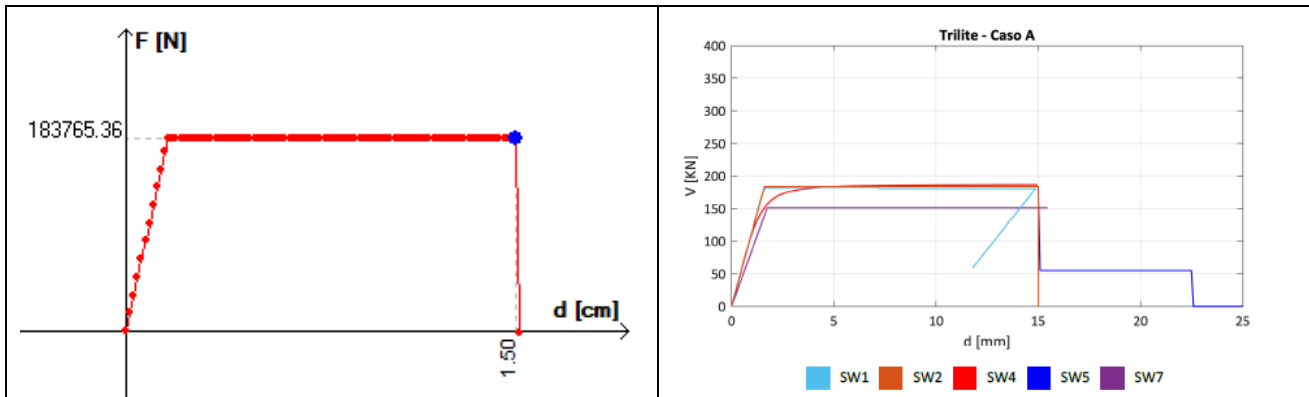


- variazione del taglio di base e dello spostamento medio di sommità nei due maschi e nella fascia di piano;
- indicazione del meccanismo di collasso attivato in ciascun elemento;
- confronto curva di pushover in direzione X (sono state assunte le soglie di drift ultimo delle NTC2008).

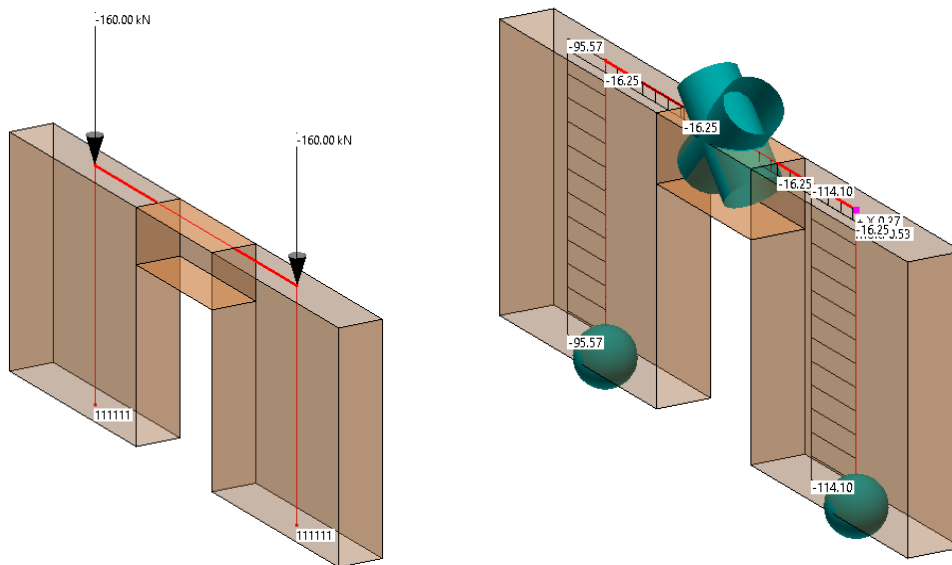
**CASO A** (fascia in assenza di elemento resistente a trazione)



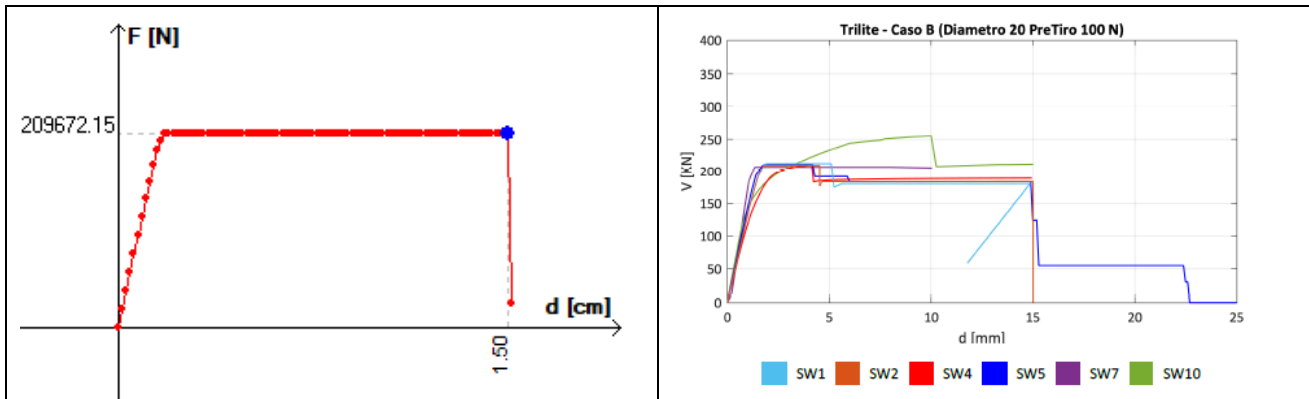
<i>Risultati CMP</i>	<i>Valori medi Reluis</i>
MASCHIO dx Vmax = 94.25 kN du = 0.015 m meccanismo rottura: PF	MASCHIO dx Vmax = 94.22 kN du = 0.014 m meccanismo rottura: PF
MASCHIO sx Vmax = 89.52 kN du = 0.015 m meccanismo rottura: PF	MASCHIO sx Vmax = 87.309 kN du = 0.014 m meccanismo rottura: PF
<i>Curva di PO</i>	<i>Curva di PO</i>



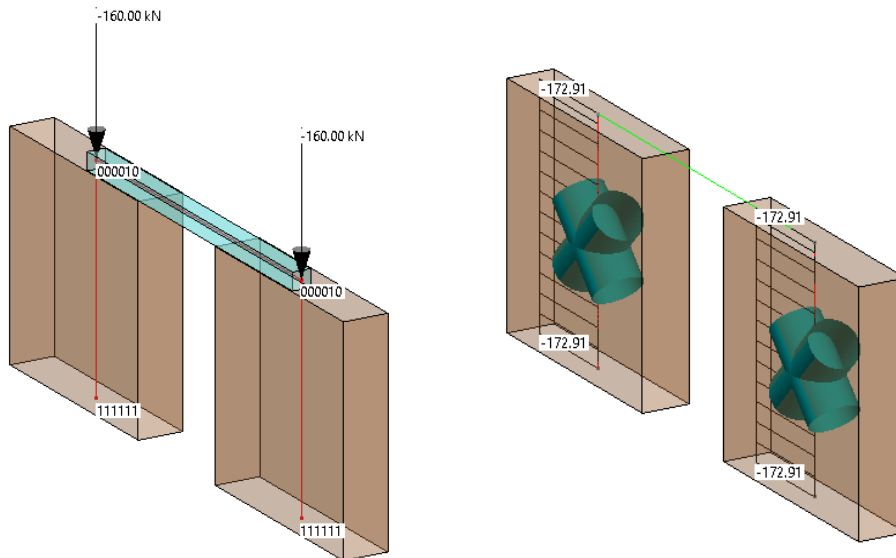
**CASO B** (fascia con contributo resistenza a trazione fornito dalla catena)



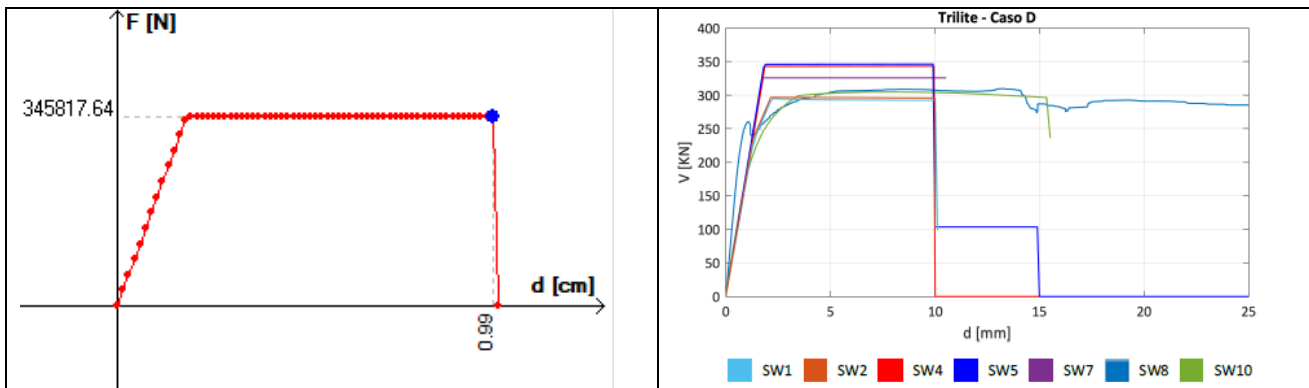
<i>Risultati CMP</i>	<i>Valori medi Reluis</i>
MASCHIO dx Vmax = 114.10 kN du = 0.015 m meccanismo rottura: PF	MASCHIO dx Vmax = 122.157 kN du = 0.014 m meccanismo rottura: PF
MASCHIO sx Vmax = 95.57 kN du = 0.015 m meccanismo rottura: PF	MASCHIO sx Vmax = 95.391 kN du = 0.014 m meccanismo rottura: PF
FASCIA Vmax = 16.25 kN meccanismo rottura: T	FASCIA Vmax = 18.048 kN meccanismo rottura: T
<i>Curva di PO</i>	<i>Curva di PO</i>



CASO D (trave di accoppiamento dei maschi)



<i>Risultati CMP</i>	<i>Valori medi Reluis</i>
MASCHIO dx Vmax = 172.91 kN du = 0.010 m meccanismo rottura: T	MASCHIO dx Vmax = 180.354 kN du = 0.011 m meccanismo rottura: T
MASCHIO sx Vmax = 172.91 kN du = 0.010 m meccanismo rottura: T	MASCHIO sx Vmax = 143.912 kN du = 0.011 m meccanismo rottura: T
<i>Curva di PO</i>	<i>Curva di PO</i>



## 11.2 MODELLO PARETE 2D

**Data:** 1/07/2021

**Programma:** CMP 33

**Versione:** 33.0.0.0

**File:** [CMP: Benchmark3a.cmp] [CMP: Benchmark3c.cmp]

**Scopo:** analisi effetti di interazione fra elementi di tipo maschio e fascia ed effetti di redistribuzione delle azioni in presenza di pareti di diversa rigidezza.

La parete analizzata ha uno spessore di 30 cm per i primi 4 piani ed uno spessore di 16 cm all'ultimo piano. In corrispondenza della irregolarità geometrica dal portone sono stati modellati 2 bracci rigidi di collegamento con i maschi laterali, atti a riportare il carico sovrastante.

La struttura è stata analizzata in 2 diverse condigurazioni, al variare della presenza o meno di cordoli:

- Caso A: parete composta da maschi e fasce non accoppiate a cordoli di piano in c.a.;
- Caso C: parete composta da maschi e fasce accoppiate a cordoli di piano in c.a. ( $H = 24$  cm e  $B = 30$  cm, con armatura longitudinale di  $4\phi 16$  presente a tutti i piani della parete ad eccezione dell'ultimo): fasce di lunghezza deformabile pari alla lunghezza totale e altezza definita trascurando i fenomeni di compenetrazione.

Il cordolo in CMP non viene modellato, ma viene considerato il contributo della resistenza a trazione media dell'architrave pari a 157.27 kN e del peso proprio dell'elemento.

Il calcestruzzo adoperato per i cordoli è di tipo C25/30 con le seguenti caratteristiche:

- $E = 15723$  MPa,  $G = 6551.5$  MPa (moduli rappresentativi di una condizione si stato fessurato con un fattore riduttivo dei moduli pari a 0.5);
- $w = 25$  kN/m<sup>3</sup>;
- $R_{ck} = 30$  MPa,  $f_{ck} = 24.9$  MPa,  $f_{cm} = 32.9$  Mpa,  $FC=1$ .

L'acciaio adoperato per le armature dei cordoli è di tipo B450C con le seguenti caratteristiche:



- $E = 105000 \text{ MPa}$  (moduli rappresentativi di una condizione si stato fessurato con un fattore riduttivo dei moduli pari a 0.5)
- $F_{yk} = 450 \text{ MPa}$ ,  $f_{ym} = 483.9 \text{ Mpa}$ ,  $FC=1$ .

La tipologia di muratura è mattoni pieni in laterizio, con le seguenti caratteristiche:

- $E = 800 \text{ MPa}$ ,  $G = 150 \text{ MPa}$  (moduli rappresentativi di una condizione si stato fessurato con un fattore riduttivo dei moduli pari a 0.5);
- $w = 17 \text{ kN/m}^3$ ;
- $\tau_0 = 0.16 \text{ MPa}$ ,  $f_m = 6 \text{ Mpa}$ ,  $FC=1$ .

La lunghezza della parte deformabile delle fasce è stata assunta pari alla luce libera delle aperture; l'altezza efficace dei maschi murari è calcolata mediante la formula di Dolce.

La risultante di carico da solaio ai diversi piani della parete è pari a:

Livello	1	2	3	4	5
$Q_{tot}[\text{kN}]$	286	353	353	345	53

La risposta della parete è analizzata mediante analisi statica non lineare con distribuzione di forza proporzionale alle masse.

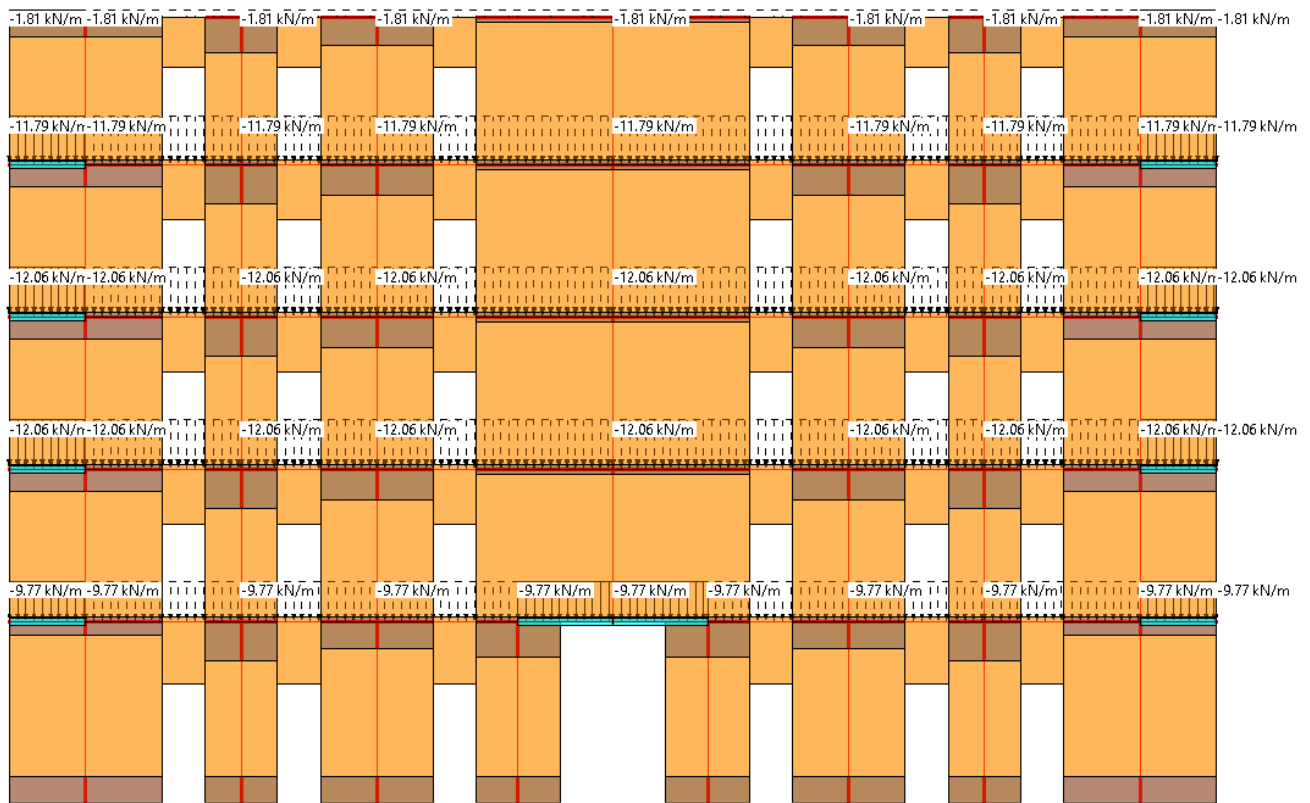
La verifica strutturale si concentrerà su:

- distribuzione delle azioni assiali e delle masse di piano;
- indicazione del meccanismo di collasso attivato in ciascun elemento;
- confronto curva di pushover in direzione X (sono state assunte le soglie di drift ultimo delle NTC2008).

#### CASO A (maschi e fasce non accoppiate a cordoli)

Di seguito viene riportato lo schema a telaio equivalente con evidenziati i carichi da solaio.

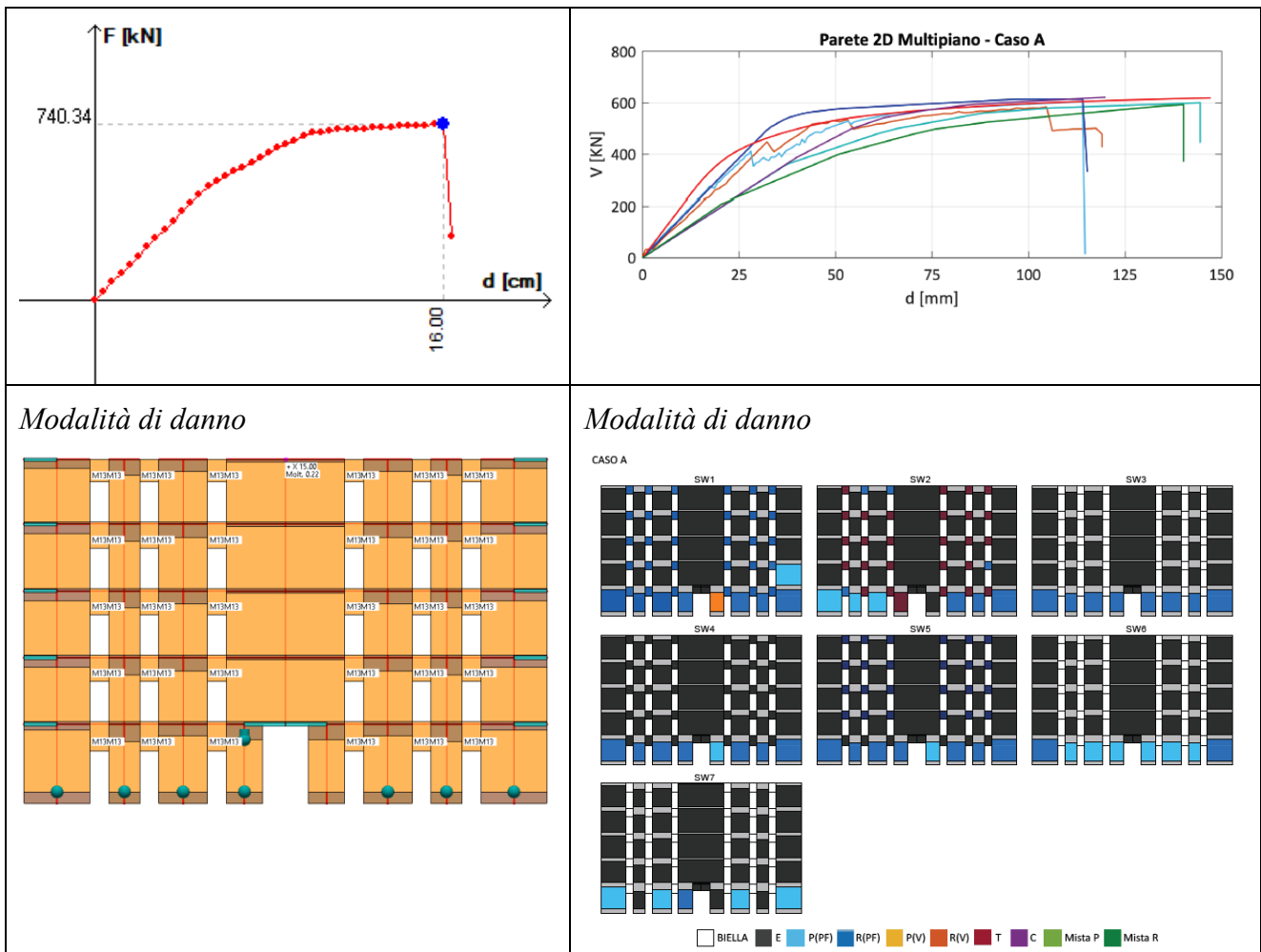
Le fasce di piano, non essendo accoppiate ad elementi resistenti a trazione, sono state modellate sin da subito come elementi non resistenti (bielle), assumendo a priori una plasticizzazione per pressoflessione.



<i>Risultati CMP</i>	<i>Valori medi Reluis</i>
Massa totale = 364122 Kg	Massa totale = 365034 Kg
Valori di sforzo normale agente nei maschi al piano terra: M01 -> 544 kN M02 -> 322.52 kN M03 -> 457.48 kN M04 -> 465.12 kN M05 -> 465.12 kN M06 -> 457.48 kN M07 -> 322.52 kN M08 -> 544 kN	Valori di sforzo normale agente nei maschi al piano terra: 
<i>Curva di PO</i>	<i>Curva di PO</i>

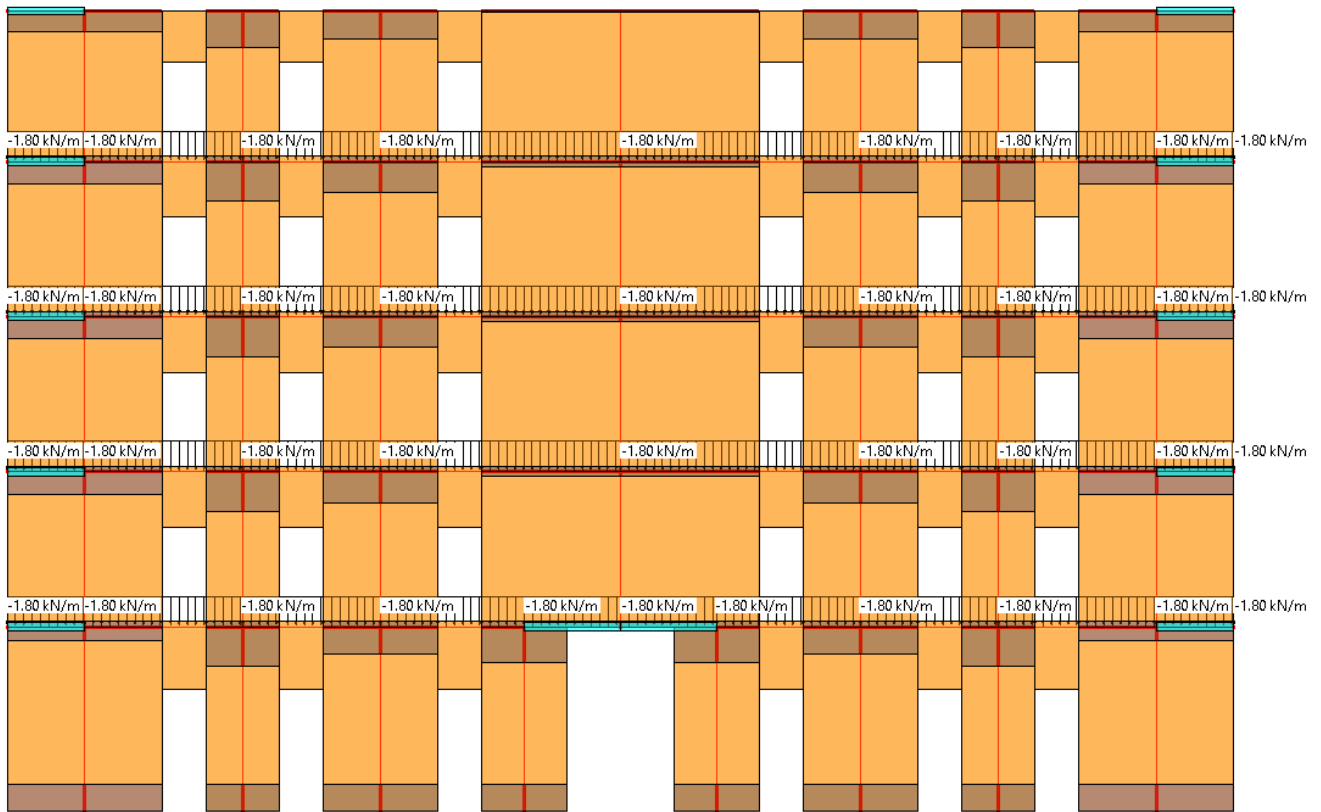
CMP Analisi Strutturale - DOCUMENTO DI VALIDAZIONE

VALIDAZIONE CMP



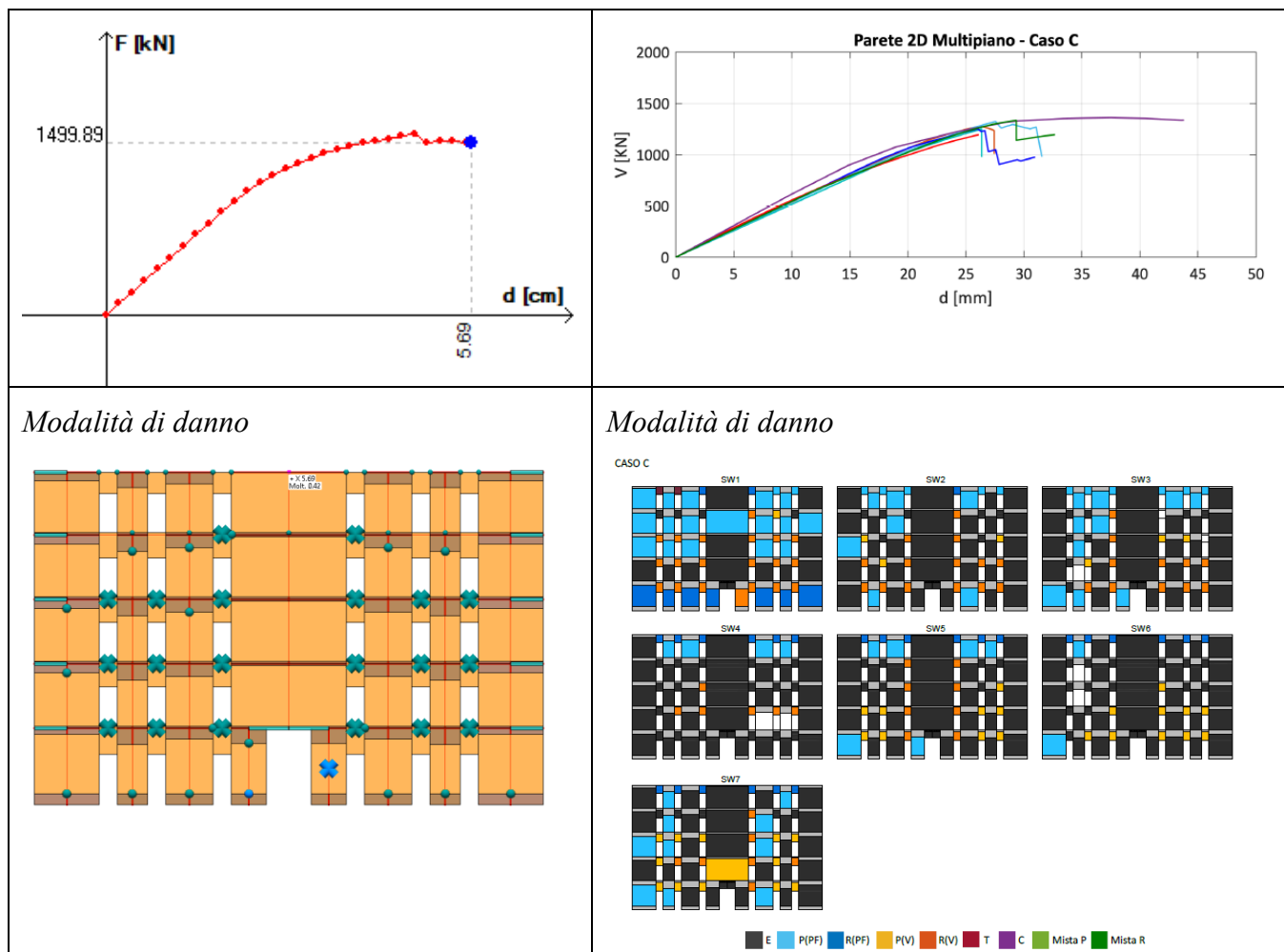
**CASO C** (fasce accoppiate a cordoli)

Di seguito viene riportato lo schema di telaio equivalente con evidenziato il contributo del peso proprio dei cordoli in c.a. che non sono stati modellati esplicitamente.



<i>Risultati CMP</i>	<i>Valori medi Reluis</i>
<p>Massa totale = 386769 Kg</p> <p>Valori di sforzo normale agente nei maschi al piano terra:</p> <p>M01 -&gt; 589 kN</p> <p>M02 -&gt; 344 kN</p> <p>M03 -&gt; 508 kN</p> <p>M04 -&gt; 455 kN</p> <p>M05 -&gt; 455 kN</p> <p>M06 -&gt; 508 kN</p> <p>M07 -&gt; 344 kN</p> <p>M08 -&gt; 589 kN</p>	<p>Massa totale = 384931 Kg</p> <p>Valori di sforzo normale agente nei maschi al piano terra:</p>
<i>Curva di PO</i>	<i>Curva di PO</i>





### 11.3 MODELLO EDIFICIO MONOCELLULA

**Data:** 1/07/2021

**Programma:** CMP 33

**Versione:** 33.0.0.0

**File:** [CMP: Benchmark4a.cmp] [CMP: Benchmark4c.cmp]

**Scopo:** analisi effetti di accoppiamento maschio-fascia ed effetti sulla risposta 3D della struttura.

La struttura è costituita da un edificio 3D monocellula in muratura ordinaria a due piani. Lo spessore delle pareti è pari a 0.25 cm.

Sono definite 2 configurazioni geometriche, al variare delle diverse configurazioni delle fasce:

- Caso A: fasce non accoppiate ad altri elementi resistenti;



- Caso C: maschi e fasce accoppiate a cordoli di piano in c.a. ( $H = 25$  cm e  $B = 25$  cm e armatura longitudinale di  $4\phi 16$ ): fasce di lunghezza deformabile pari alla lunghezza totale e altezza definita trascurando i fenomeni di compenetrazione.

Il cordolo in CMP non viene modellato, ma viene considerato il contributo della resistenza a trazione media dell'architrave pari a 157.27 kN e del peso proprio dell'elemento.

Il calcestruzzo adoperato per i cordoli è di tipo C25/30 con le seguenti caratteristiche:

- $E = 15723$  MPa,  $G = 6551.5$  MPa (moduli rappresentativi di una condizione si stato fessurato con un fattore riduttivo dei moduli pari a 0.5);
- $w = 25$  kN/m<sup>3</sup>;
- $R_{ck} = 30$  MPa,  $f_{ck} = 24.9$  MPa,  $f_{cm} = 32.9$  Mpa,  $FC=1$ .

L'acciaio adoperato per le armature dei cordoli è di tipo B450C con le seguenti caratteristiche:

- $E = 105000$  MPa (moduli rappresentativi di una condizione si stato fessurato con un fattore riduttivo dei moduli pari a 0.5)
- $F_{yk} = 450$  MPa,  $f_{ym} = 483.9$  Mpa,  $FC=1$ .

La tipologia di muratura è mattoni pieni e malta di calce, con le seguenti caratteristiche:

- $E = 900$  MPa,  $G = 300$  MPa (moduli rappresentativi di una condizione si stato fessurato con un fattore riduttivo dei moduli pari a 0.5);
- $w = 17.5$  kN/m<sup>3</sup>;
- $\tau_0 = 0.163$  MPa,  $f_m = 6.2$  Mpa,  $FC=1$ .

I solai sono assunti rigidi ed orditi perpendicolarmente alle pareti orientate in X, con un carico pari a 10 kN/m<sup>2</sup>.

La lunghezza della parte deformabile delle fasce è stata assunta pari alla luce libera delle aperture; l'altezza efficace dei maschi murari è calcolata mediante la formula di Dolce. Per simulare l'ammorsamento tra pareti ortogonali sono stati inseriti bracci rigidi di collegamento tra le teste dei maschi.

La risposta della struttura è analizzata mediante analisi statica non lineare con distribuzione di forza proporzionale alle masse.

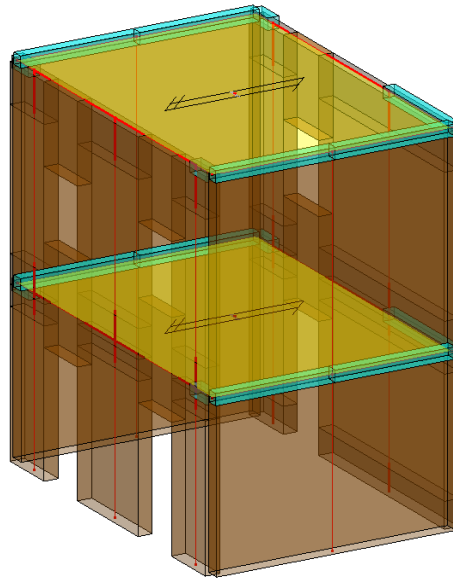
La verifica strutturale si concentrerà su:

- distribuzione delle azioni assiali e delle masse di piano;
- indicazione del meccanismo di collasso attivato in ciascun elemento;
- confronto curva di pushover in direzione X (sono state assunte le soglie di drift ultimo delle NTC2008).

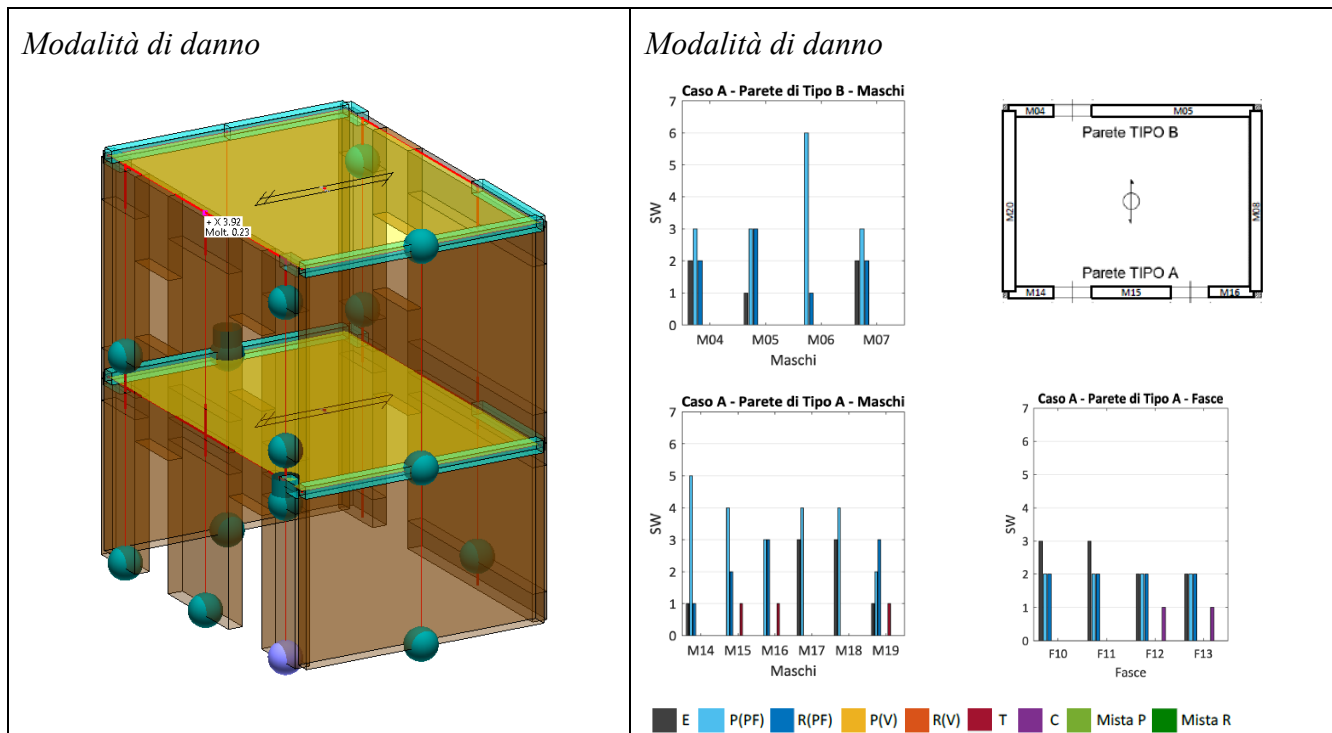


**CASO A** (fasce non accoppiate ad altri elementi resistenti)

Le fasce di piano, non essendo accoppiate ad elementi resistenti a trazione, sono state modellate sin da subito come elementi non resistenti (bielle), assumendo a priori una plasticizzazione per pressoflessione.

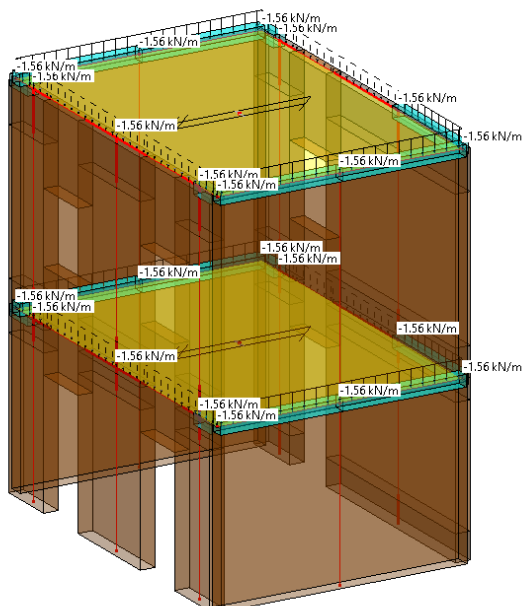


<i>Risultati CMP</i>	<i>Valori medi Reluis</i>
Massa totale = 102657 Kg	Massa totale = 101611 Kg
<p><i>Curva di PO</i></p> <p>↑ F [kN]</p> <p>208.68</p> <p>d [cm]</p> <p>3.92</p>	<p><i>Curva di PO</i></p> <p>Edificio monocellula bipiano - Caso A</p> <p>V [kN]</p> <p>300</p> <p>200</p> <p>100</p> <p>0</p> <p>0 5 10 15 20 25 30 35 40</p> <p>d [mm]</p>



CASO C (fasce accoppiate a cordoli)

Di seguito viene riportato lo schema di telaio equivalente con evidenziato il contributo del peso proprio dei cordoli in c.a. che non sono stati modellati esplicitamente.





<i>Risultati CMP</i>	<i>Valori medi Reluis</i>
Massa totale = 109078 Kg	Massa totale = 106875 Kg
<p><i>Curva di PO</i></p> <p>Y-axis: F [kN] (367.85) X-axis: d [cm] (1.78)</p>	<p><i>Curva di PO</i></p> <p>Edificio monocellula bipiano - Caso C</p> <p>Y-axis: V [kN] (0 to 600) X-axis: d [mm] (0 to 16)</p>
<p><i>Modalità di danno</i></p> <p>+ X 1.78 Molt. 0.38</p>	<p><i>Modalità di danno</i></p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div data-bbox="798 862 1053 1142"> <p>Caso C - Parete di Tipo B - Maschi</p> <p>M04 M05 M06 M07 Maschi</p> </div> <div data-bbox="1149 884 1420 1086"> <p>Parete TIPO B Parete TIPO A</p> </div> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;"> <div data-bbox="798 1164 1053 1444"> <p>Caso C - Parete di Tipo A - Maschi</p> <p>M14 M15 M16 M17 M18 M19 Maschi</p> </div> <div data-bbox="1117 1153 1372 1444"> <p>Caso C - Parete di Tipo A - Fasce</p> <p>F10 F11 F12 F13 Fasce</p> </div> </div> <div style="text-align: center; margin-top: 10px;"> <p> <span style="color: black;">■</span> E                       <span style="color: cyan;">■</span> P(PF)                       <span style="color: blue;">■</span> R(PF)                       <span style="color: yellow;">■</span> P(V)                       <span style="color: orange;">■</span> R(V)                       <span style="color: red;">■</span> T                       <span style="color: purple;">■</span> C                       <span style="color: green;">■</span> Mista P                       <span style="color: darkgreen;">■</span> Mista R                 </p> </div>



## 12 ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE (PUSHOVER)

**Data:** 08/06/2015

**Programma:** CMP 28

**Versione:** 28.0.0.0 del 15/06/2015

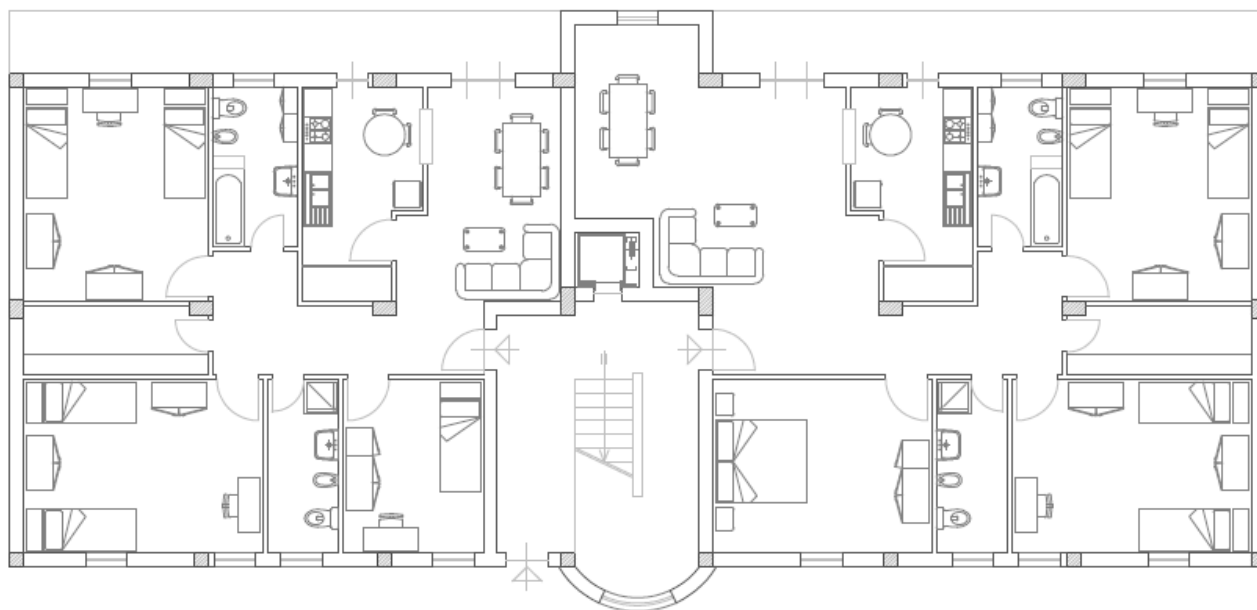
**File:** [CMP: Esempio Telaio Ghersi]

**Scopo:** introdurre i dati generali di modello e la filosofia con cui è stata condotta la validazione dell'analisi pushover e delle relative verifiche.

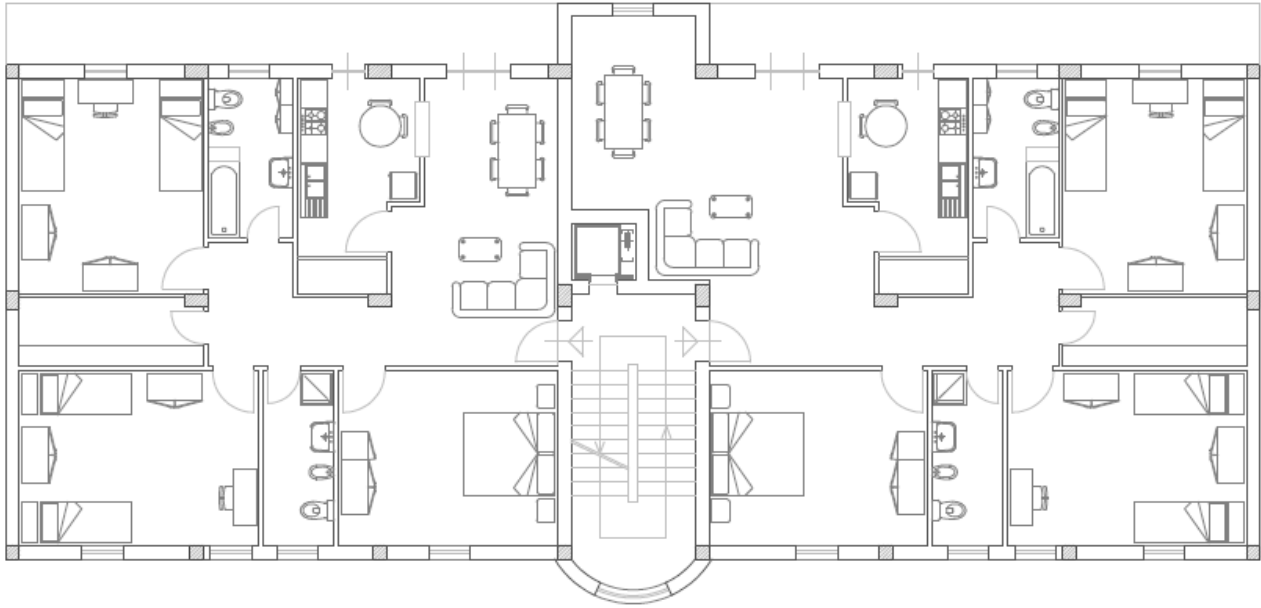
Per validare le analisi e le verifiche di pushover condotte da CMP, si utilizza un edificio studiato dal prof. Aurelio Ghersi: si tratta in particolare di un telaio in cemento armato a 6 piani, i cui risultati sono stati esposti durante il corso di aggiornamento professionale tenuto nel luglio 2014 a Reggio Emilia.

È possibile trovare la documentazione inerente i corsi di aggiornamento professionale del prof. Ghersi dal suo sito web, all'indirizzo:

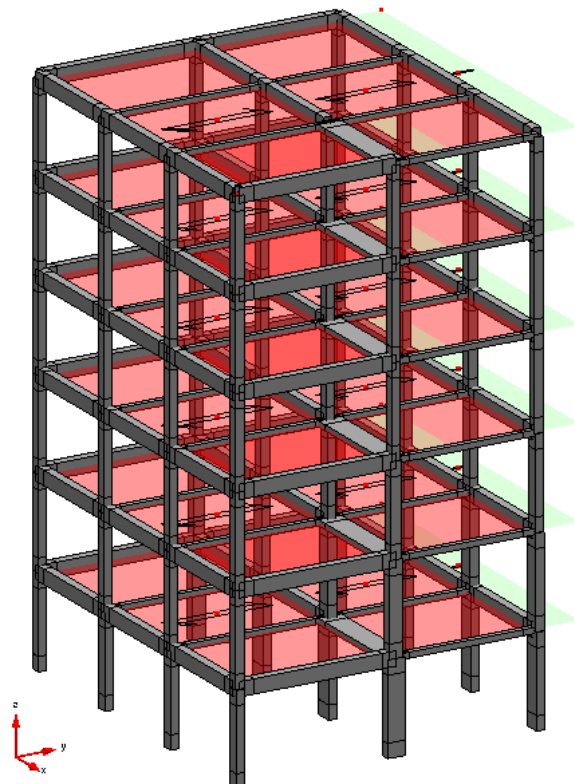
<http://www.dica.unict.it/users/aghersi>



**Planimetria del piano terra**



**Planimetria del piano primo**



**Vista solida del modello di calcolo**



Il confronto visivo tra la vista solida del modello e la planimetria dell'edificio evidenzia come il modello realizzato in CMP (e, analogamente, anche il modello realizzato dal prof. Ghersi) rappresenti solo la metà sinistra della struttura, in virtù della sua simmetria attorno all'asse y.

La differenza sostanziale tra i due modelli è invece che l'esempio si basa su dei telai piani, mentre CMP considera un modello 3D: la regolarità della struttura e l'aver condotto le analisi in assenza di eccentricità rende tuttavia i risultati tra loro coerenti e confrontabili.

Con riferimento alla metà struttura calcolata, le sue principali caratteristiche sono:

- i nodi al piede sono incastrati;
- le dimensioni in pianta sono contenute (sbalzi compresi) entro un rettangolo di dimensioni 12.00 x 12.00 m;
- l'altezza di interpiano è pari a 3.20 m, per un'altezza totale dell'edificio di  $3.20 \times 6.00 = 19.20$  m;

Con riferimento alla modellazione delle non linearità, si ha invece che:

- si modella la non linearità dei materiali mediante plasticità diffusa, grazie agli elementi finiti del tipo INFRM di XFinest;
- gli elementi INFRM che costituiscono le travi hanno assegnato un CJoint elastico, di rigidezza nulla, relativamente alla traslazione rispetto all'asse 1 sul nodo iniziale. La ragione di questa modellazione deriva dal fatto che un elemento a fibre di tipo INFRM, anche semplicemente inflesso, se fessurato si allunga. Nel caso in cui non sia libero di farlo, nascono in esso delle autotensioni il cui effetto potrebbe essere a sfavore di sicurezza. In particolare, in assenza del CJoint elastico suddetto, nascerebbero degli sforzi assiali di entità non trascurabile nelle travi.
- si esegue l'analisi in "piccoli spostamenti", cioè l'analisi pushover non tiene in conto degli effetti del II ordine geometrico.

Scopo del presente documento è quello di:

- evidenziare la bontà dei risultati di un'analisi pushover di struttura in c.a., condotta tramite CMP, mediante il confronto con un modello indipendente del medesimo edificio;
- mostrare la bontà dei risultati delle verifiche di sicurezza condotte tramite CMP, svolgendo "a mano" le stesse verifiche per la travata 1-9-17 del modello;
- guidare l'utente verso l'interpretazione dei risultati dell'analisi pushover e delle sue verifiche.





## 12.1 CONFRONTO TRA I RISULTATI DELL'ANALISI STATICA NON LINEARE CONDOTTA CON CMP E QUELLI DEL CASO DI STUDIO DEL PROF. GHERSI

**Data:** 08/06/2015

**Programma:** CMP 28

**Versione:** 28.0.0.0 del 15/06/2015

**File:** [CMP: Esempio Telaio Gherisi]

**Scopo:** validare i risultati dell'analisi pushover condotta con CMP mediante confronto con modello numerico studiato dal prof. A. Gherisi.

### 12.1.1 MATERIALI UTILIZZATI

Il comportamento meccanico dei materiali è modellato con parametri coerenti a quelli utilizzati dal prof. Gherisi. Per tale ragione, si eseguono i calcoli assumendo:

- fattore di confidenza:  $FC = 1.2$

modulo elastico calcestruzzo:  $E = 28500 \text{ MPa}$

#### **Valori sperimentali resistenze meccaniche:**

- calcestruzzo:  $f_{cm} = 19 \text{ MPa}$  (resistenza media del calcestruzzo)

- acciaio:  $f_{ym} = 420 \text{ MPa}$  (resistenza media dell'acciaio)

#### **Valori di riferimento:**

- calcestruzzo:  $f_c = f_{cm} / FC = 15.83 \text{ MPa}$

- acciaio:  $f_y = f_{ym} / FC = 350.00 \text{ MPa}$

#### **Valori di calcolo:**

- calcestruzzo:  $f_{cd} = 0.85 f_c / \gamma_c = 8.98 \text{ MPa}$

- acciaio:  $f_{yd} = f_y / \gamma_s = 304.35 \text{ MPa}$

*Nota:* i valori di design del calcestruzzo prevedono sempre la moltiplicazione per l' $\alpha_{cc}$  impostato dall'utente. Si utilizza cioè per i materiali esistenti, analogamente a quanto si fa per i nuovi, l'espressione

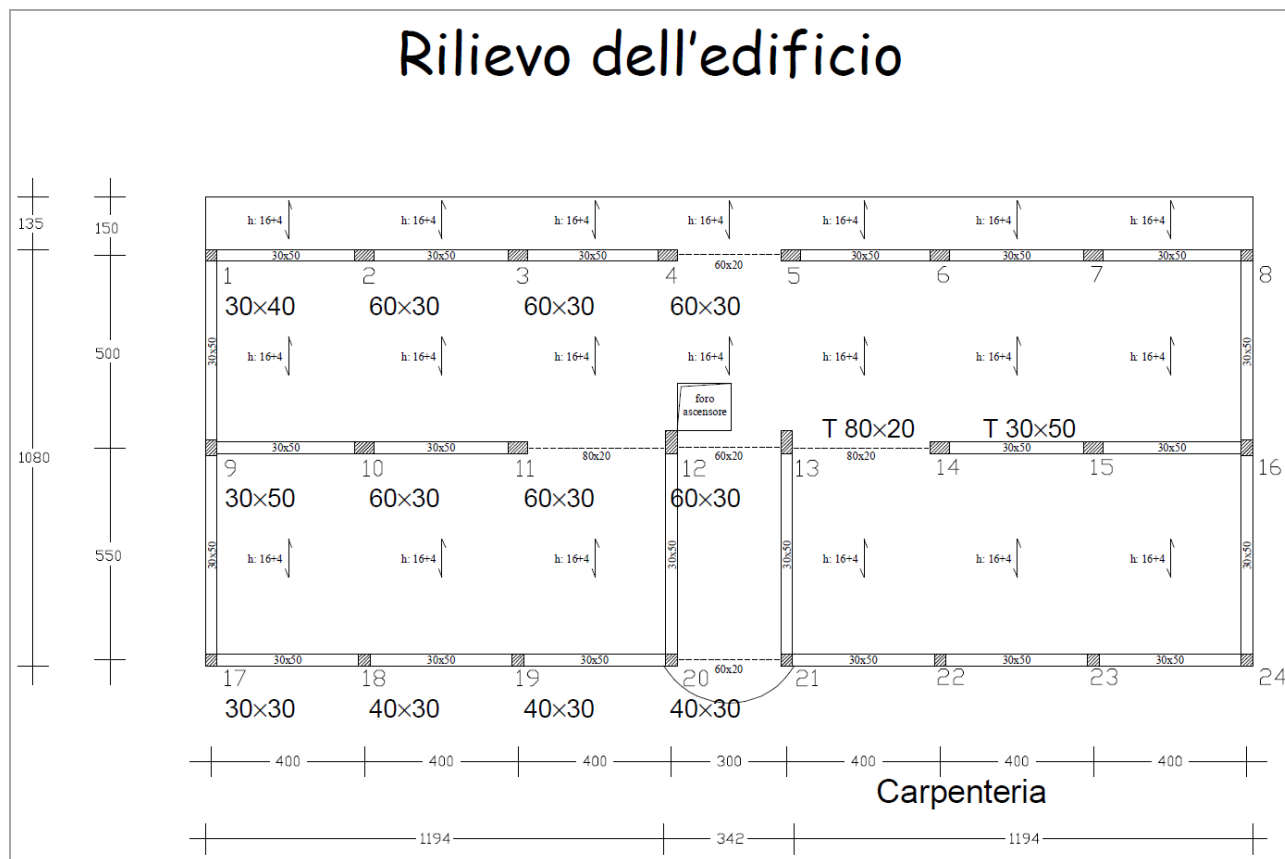
$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_c}{\gamma_c}$$

dove il valore di calcolo,  $f_c$ , è l'equivalente dell' $f_{ck}$  nei materiali nuovi.



### 12.1.2 NUMERAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La numerazione delle pilastrate e delle travate coincide con quella adottata dal prof. Ghersi. Per tale ragione, si riporta nell'immagine a seguire la planimetria dell'edificio studiato, dalla quale è possibile leggere la numerazione dei pilastri.



### 12.1.3 CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO E COMBINAZIONE SISMICA

Si considerano le seguenti condizioni elementari di carico:

CdC	Descr.	Valore
1. <i>Pesi propri</i>	Pesi propri elementi strutturali, esclusi i solai	
2. <i>Permanenti</i>	Pesi propri / permanenti da solai e sbalzi	<b><math>G = 5.00 \text{ KN} / \text{m}^2</math></b>
3. <i>Tamponamenti</i>	Peso dei tamponamenti	<b><math>g = 7.00 \text{ KN} / \text{m};</math></b>
4. <i>Variabili solaio</i>	Variabili su solaio	<b><math>Q = 2.00 \text{ KN} / \text{m}^2, \psi_2 = 0.3;</math></b>
5. <i>Variabili sbalzo</i>	Variabili su sbalzo	<b><math>Q = 2.00 \text{ KN} / \text{m}^2, \psi_2 = 0.3;</math></b>

In combinazione sismica, il carico da solaio è quindi assunto uguale a  $G + \psi_2 Q = 5.60 \text{ KN} / \text{m}^2$ .



### 12.1.4 SFORZI NORMALI SUI PILASTRI – PREDIMENSIONAMENTO E VALUTAZIONI SULLA RISULTANTE DEI CARICHI VERTICALI NEL MODELLO

Con riferimento all'esempio condotto dal professor Ghersi, si calcolano gli sforzi normali sulle pilastrate 1 e 9 mediante il noto principio di area di influenza. Risultano gli sforzi normali ai singoli piani, dove si intendono:

- piano ultimo / altri: si differenzia il calcolo tra l'impalcato di copertura (dove non si ha lo scarico dei tamponamenti) e gli altri;
- $A_{infl}$  e  $Q$ : area di influenza e relativo carico di superficie;
- $L$  e p.p.: lunghezza di influenza e relativo carico lineare;

pil	piano	comb.	$A_{infl}$ solaio [m <sup>2</sup> ]	$Q$ solaio [KN/m <sup>2</sup> ]	$A_{infl}$ sbalzo [m <sup>2</sup> ]	$Q$ sbalzo [KN/m <sup>2</sup> ]	$L_{trave}$ [m]	p.p. trave [KN/m]	$L_{tamp}$ [m]	p.p. tamp. [KN/m]	Somma [KN]	Peso pil. [KN]	TOT [KN]
1	ultimo	sism	5.0	5.6	3.0	5.2	4.5	3.5	0.0	7.0	59.4	6.8	66.1
	altri	sism	5.0	5.6	3.0	5.2	4.5	3.5	4.5	7.0	90.9	6.8	97.6
9	ultimo	sism	11.0	5.6	0.0	5.2	7.5	3.5	0.0	7.0	87.9	6.8	94.6
	altri	sism	11.0	5.6	0.0	5.2	7.5	3.5	5.5	7.0	126.4	7.6	133.9

Di conseguenza, si ottiene lo sforzo normale dei pilastri al piede. Nella tabella seguente si riportano:

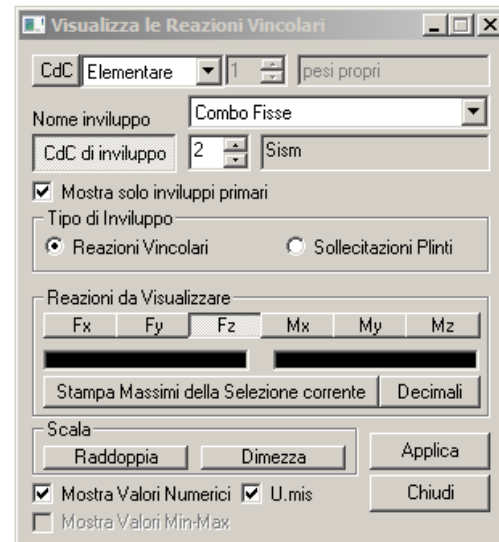
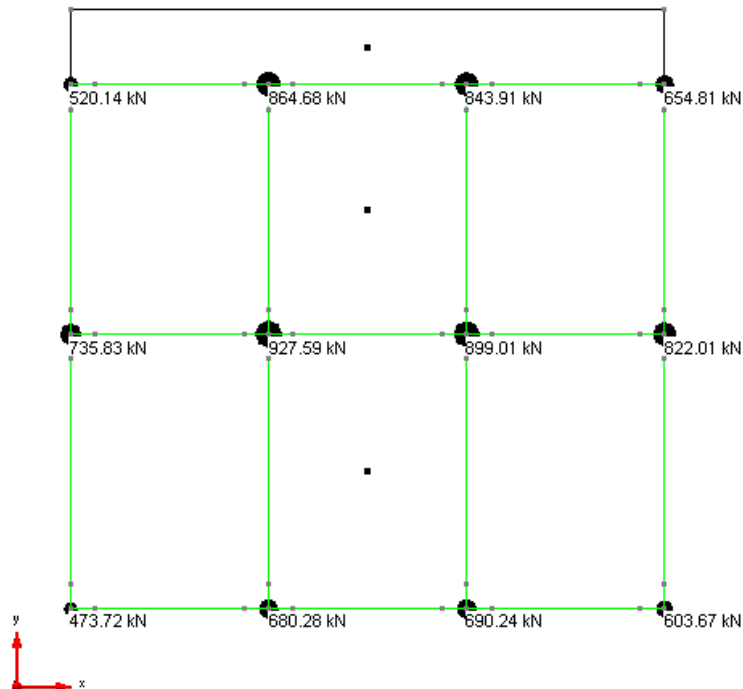
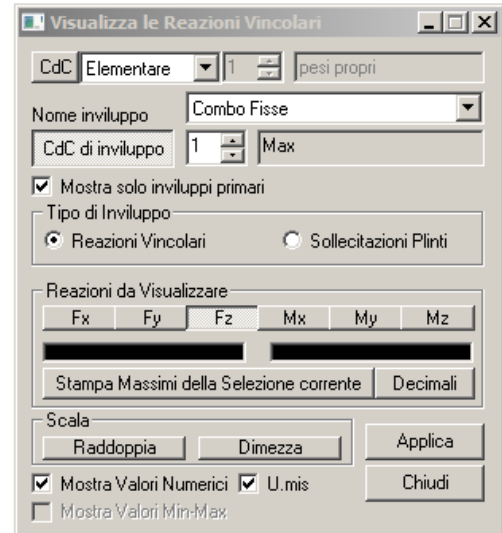
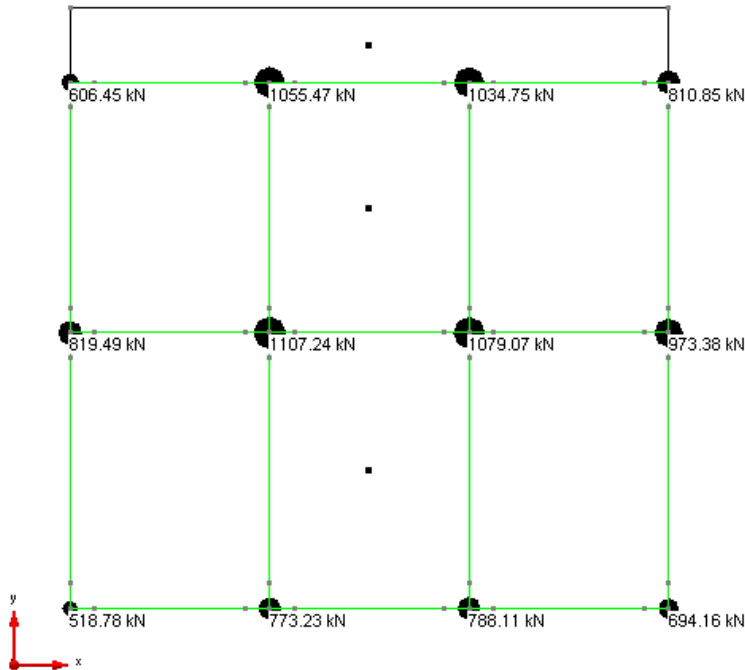
- $N_{piano\ max}$  e  $N_{piano\ sism}$ : lo sforzo normale associato al singolo piano, rispettivamente in condizione rara e sismica;
- $N_{progr.\ max}$  e  $N_{progr.\ sism}$ : lo sforzo normale progressivo, rispettivamente in condizione rara e sismica;

Pil. 1	$N_{piano\ Max}$ [KN]	$N_{progr.\ Max}$ [KN]	$N_{piano\ Sism}$ [KN]	$N_{progr.\ Sism}$ [KN]
ultimo	81.5	81.5	66.1	66.1
5	113.0	194.5	97.6	163.7
4	113.0	307.5	97.6	261.3
3	113.0	420.5	97.6	358.9
2	113.0	533.5	97.6	456.5
terra	113.0	646.5	99.9	556.4

Pil. 9	$N_{piano\ Max}$ [KN]	$N_{progr.\ Max}$ [KN]	$N_{piano\ Sism}$ [KN]	$N_{progr.\ Sism}$ [KN]
ultimo	110.0	110.0	94.6	94.6
5	150.3	260.3	133.1	227.7
4	150.3	410.6	133.1	360.8
3	150.3	560.9	133.1	493.9
2	150.3	711.2	135.4	629.3
terra	150.3	861.5	137.6	766.9



Mentre, nell'immagine a seguire, le reazioni vincolari al piede dei pilastri.



Le differenze di valori sui singoli pilastri sono dovute allo schema iperstatico del telaio in c.a. A coincidere è invece la risultante dei carichi verticali; in combinazione sismica, infatti, risulta:



$$N_{tot, Gheri, \text{ combo sismica}} = 8629 \text{ KN}$$

$$N_{tot, \text{ CMP, combo sismica}} = 8715 \text{ KN}$$

$$\Delta N (\%) \cong 1\%$$

A partire da questi valori, l'esempio condotto dal prof. Gheri esegue il progetto simulato delle armature, da utilizzarsi poi nell'analisi pushover. Si riportano quindi le seguenti tabelle, dove:

- Colonne B e H: rappresentano le dimensioni della sezione del pilastro;
- Colonne N e  $\phi$ : rappresentano il numero e il diametro dei ferri del pilastro;

	Pil. 1		Pil. 9		Pil. 17		Pil. 2,3,4		Pil. 10,11,12		Pil. 18,19,20	
	B [cm]	H [cm]	B [cm]	H [cm]	B [cm]	H [cm]	B [cm]	H [cm]	B [cm]	H [cm]	B [cm]	H [cm]
<b>ultimo</b>	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
<b>5</b>	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
<b>4</b>	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
<b>3</b>	30	30	30	30	30	30	40	30	40	30	30	30
<b>2</b>	30	30	30	40	30	30	50	30	50	30	30	30
<b>terra</b>	30	40	30	50	30	30	60	30	60	30	40	30

	Pil. 1		Pil. 9		Pil. 17		Pil. 2,3,4		Pil. 10,11,12		Pil. 18,19,20	
	n [-]	$\phi$ [mm]	n [-]	$\phi$ [mm]	n [-]	$\phi$ [mm]	n [-]	$\phi$ [mm]	n [-]	$\phi$ [mm]	n [-]	$\phi$ [mm]
<b>ultimo</b>	4	12	4	12	4	12	4	12	4	12	4	12
<b>5</b>	4	12	4	12	4	12	4	12	4	12	4	12
<b>4</b>	4	12	4	12	4	12	4	12	4	14	4	12
<b>3</b>	4	12	4	14	4	12	6	14	6	14	4	12
<b>2</b>	4	14	6	14	4	12	6	14	6	14	4	14
<b>terra</b>	6	14	6	14	4	14	6	14	6	16	6	14

### 12.1.5 ANALISI MODALE

L'analisi modale condotta nell'esempio mostra risultanti praticamente coincidenti a quelli del modello numerico sviluppato in CMP. In particolare, i periodi fondamentali di vibrazione nelle direzioni x e y,  $T_x = 1.064$  s e  $T_y = 1.679$  s differiscono non oltre il 2% rispetto a quelli calcolati, infatti:

- modo princip. dir. x, CMP:  $T_x = 1.076$  s
- modo princip. dir. y, CMP:  $T_y = 1.704$  s

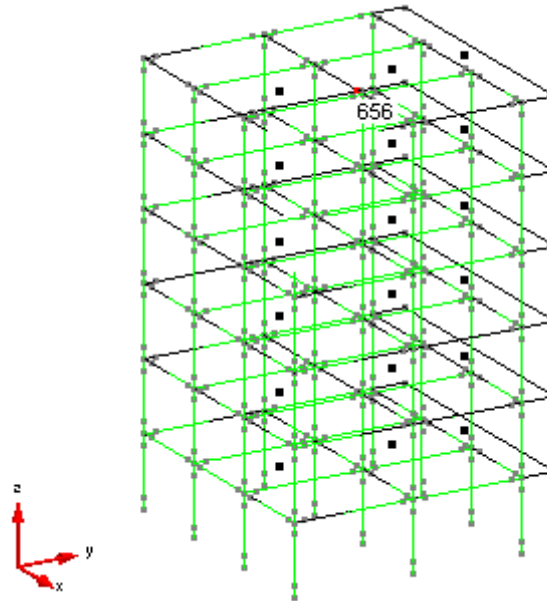
### 12.1.6 DESCRIZIONE DELLE ANALISI PUSHOVER CONDOTTE

Sono state eseguiti due lanci di pushover, uno per ciascuna delle direzione principali x e y. Entrambi i lanci prevedono:

- Nodo di riferimento: 656 (nodo baricentrico di sommità, come nell'immagine seguente);
- Eccentricità del lancio: non è prevista eccentricità delle masse;



- Forze proporzionali a: Spostamenti del modo fondamentale;

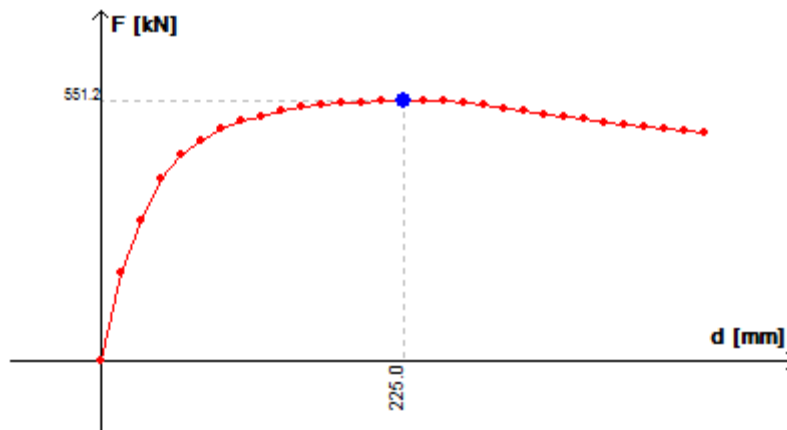


Vista del nodo di controllo delle analisi di pushover

### 12.1.7 CURVE DI CAPACITÀ

Le curve di capacità ricavate da CMP e, pertanto, calcolate da XFinest, sono allineate a quelle presentate nell'esempio del prof. Gherzi. Risulta infatti che:

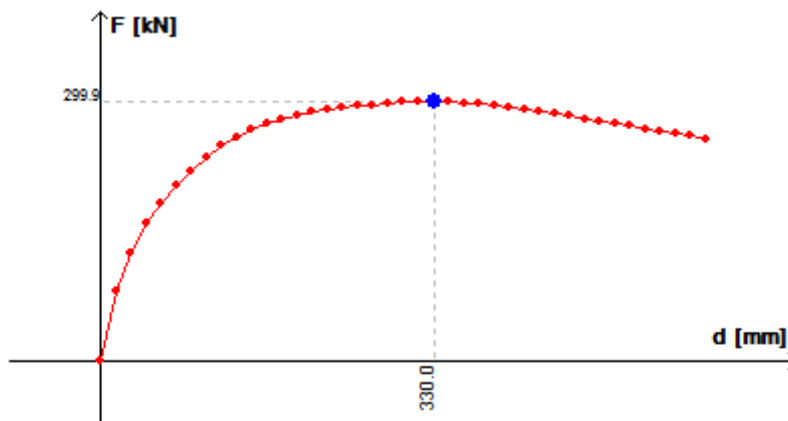
**Telai in dir. X, esempio prof. Gherzi:  $F_{max} \cong 490$  KN, modello CMP:  $F_{max} \cong 551$  KN;**





**Telai in dir. Y, esempio prof. Ghersi:  $F_{max} \cong 290$  KN, modello CMP:  $F_{max} \cong 300$  KN;**

Step [-]	$\delta$ [mm]	F [KN]
0	0	0
1	15	80.6535
2	30	124.537
3	45	159.384
4	60	182.499
5	75	202.105
6	90	218.595
7	105	234.648
8	120	248.335
9	135	259.395
10	150	268.328
11	165	275.083
12	180	280.038
13	195	284.139
14	210	287.61
15	225	290.503
16	240	292.664
17	255	294.697
18	270	296.379
19	285	297.751
20	300	298.917
21	315	299.559
22	330	299.908
23	345	299.384
24	360	298.199
25	375	296.605
26	390	294.673
27	405	292.475
28	420	290.181
29	435	287.737
30	450	285.231
31	465	282.622
32	480	279.945
33	495	277.201
34	510	274.409
35	525	271.536
36	540	268.611
37	555	265.624





38	570	262.691
39	585	259.736
40	600	256.853

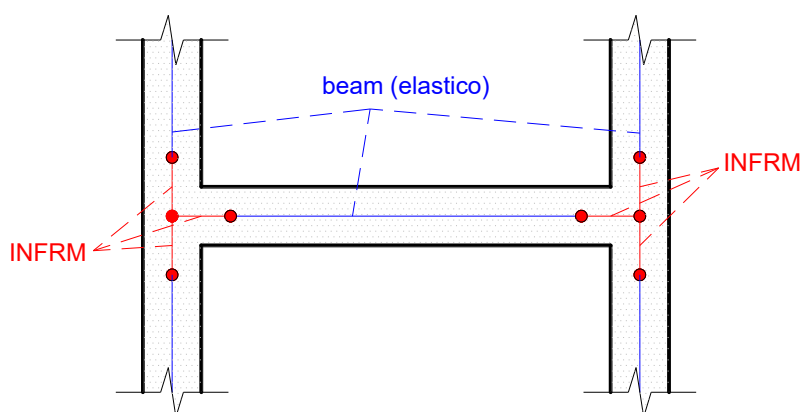
### 12.1.8 EVOLUZIONE DELLE CERNIERE PLASTICHE

L'analisi di pushover mostra lo sviluppo delle cerniere plastiche negli elementi strutturali al crescere dello spostamento del nodo di controllo.

Il modello oggetto della presente relazione è caratterizzato da elementi a plasticità diffusa del tipo INFRM: per tale ragione, si modellano gli elementi strutturali (travi o pilastri) suddividendone la lunghezza in tre parti, analogamente a quanto riportato nell'immagine a seguire.

La suddivisione così creata, dove la lunghezza dell'elemento INFRM è paragonabile alle dimensioni delle sezioni di riferimento (nel modello si utilizza sempre una lunghezza  $L = 50$  cm), presenta due vantaggi. Il primo è quello di concentrare lo studio del comportamento non lineare della struttura nelle sole zone critiche, cioè dove è lecito attendersi la formazione di una cerniera plastica; il secondo è quello di ridurre gli oneri computazionali, perché la porzione centrale dell'elemento rimane un classico beam, infinitamente elastico e il cui calcolo comporta uno sforzo molto minore.

Per maggiori informazioni relative agli elementi di tipo INFRM, si rimanda al Manuale utente di XFinest.



**Rappresentazione qualitativa della modellazione con elementi di tipo INFRM in prossimità delle zone critiche**

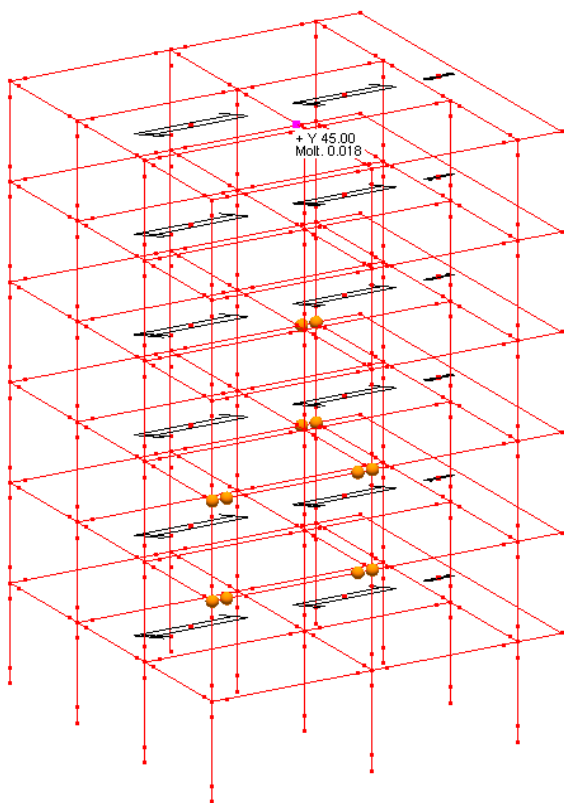
Tornando all'evoluzione delle cerniere plastiche nella struttura, è importante fare alcune osservazioni, con riferimento alle immagini di seguito riportate:

- analogamente a quanto trovato dal professor Ghersi, la formazione delle cerniere plastiche inizia all'interno delle travi;

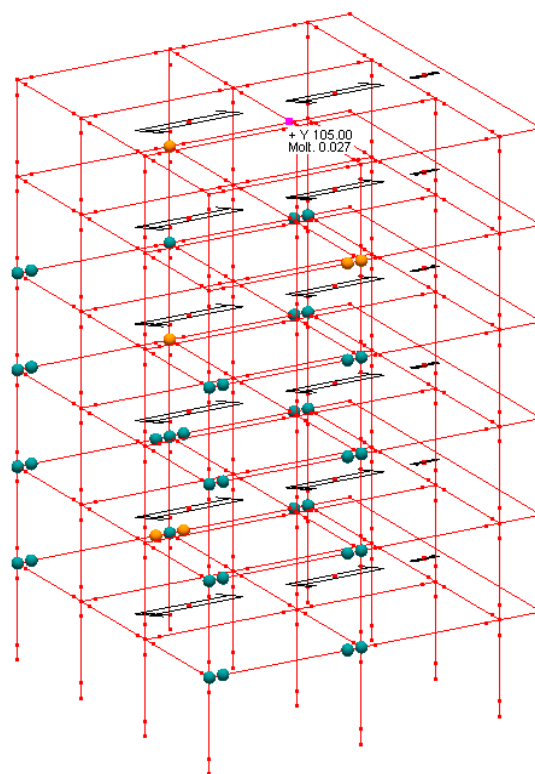




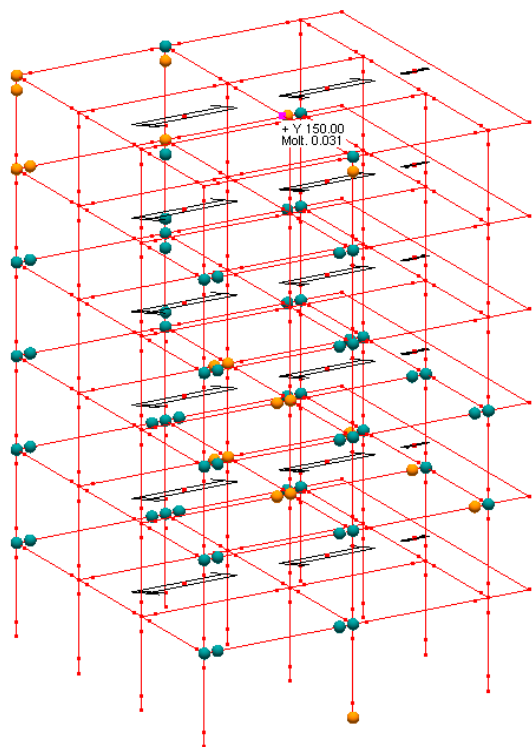
- le prime cerniere si formano in corrispondenza dello step 3, cioè per uno spostamento del nodo di controllo  $\delta = 45$  mm; la plasticizzazione si diffonde sulle travi dei primi quattro piani e, per uno spostamento  $\delta = 105$  mm (step 7), la situazione è paragonabile a quella rappresentata nelle dispense del prof. Ghersi;
- i pilastri iniziano a plasticizzare in corrispondenza dello step 10 ( $\delta = 150$  mm): si tratta in particolare dei pilastri centrali dei telai in dir. Y laterali che, non a caso, sono anche gli elementi verticali di maggior rigidezza (sezioni 30x50 cm e 30x60cm);
- in corrispondenza del massimo moltiplicatore di carico (step 22,  $\delta = 330$  mm), inizia la plasticizzazione anche per i pilastri centrali; a seguito di questo evento, la curva di pushover inizia a decadere.



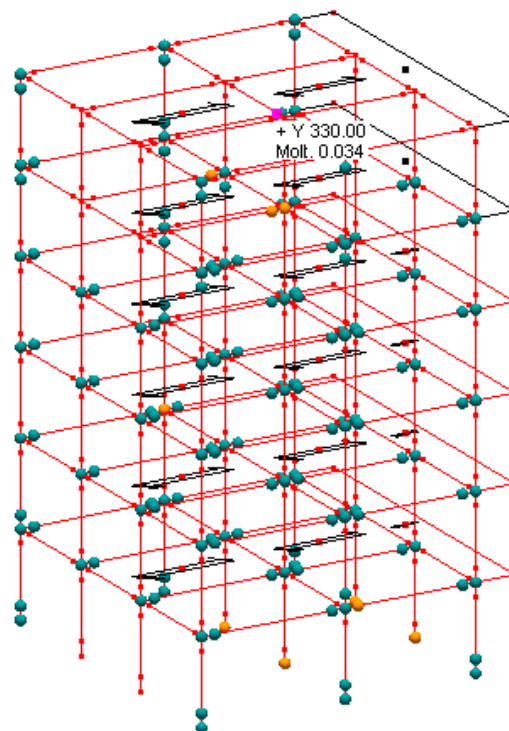
**Prime cerniere plastiche formatesi (step 3,  $\delta = 45$  mm)**



**Avanzamento delle cerniere (step 7,  $\delta = 105$  mm)**



Formazione della prima cerniere plastica in un pilastro (step 10,  $\delta = 150$  mm)



Situazione di massimo moltiplicatore (step 22,  $\delta = 330$  mm)

## 12.2 ESECUZIONE DELLE VERIFICHE

Data: 08/06/2015

Programma: CMP 28

Versione: 28.0.0.0 del 15/06/2015

File: [CMP: Esempio Telaio Ghersi]

**Scopo:** mostrare la bontà dei risultati delle verifiche di sicurezza condotte tramite CMP, svolgendo “a mano” le stesse verifiche per la travata 1-9-17 del modello.

### 12.2.1 DOMANDE

#### 12.2.1.1 Calcolo della bilineare

Il calcolo della bilineare equivalente condotto nel presente documento è coerente alle prescrizioni del DM 2008, cioè si applica il criterio di uguaglianza delle aree, facendo passare la bilineare in  $0.6 F_{bu}$  ed arrestandola in corrispondenza di un decremento di taglio del 15% di  $F_{bu}$ .



La curva di pushover ricavata per questa analisi non presenta tuttavia tale decremento, pertanto CMP considera come ultimo suo punto quello effettivamente calcolato, *non essendo stata attivata l'opzione di interrompere la curva di capacità al primo collasso*.

Si riporta il calcolo della bilineare relativo alla direzione Y, per il quale si valuta il fattore  $\Gamma$  relativamente al modo di vibrare principale in tale direzione. Risultano:

- fattore di partecipazione:  $\Gamma = 1.3164$
- Massa sism. sistema n-dofs:  $M = 677.86 \text{ ton}$
- Massa sism. sistema s-dofs:  $M^* = M / \Gamma = 514.94 \text{ ton}$
- Taglio massimo sistema n-dofs:  $F_{bu} = 299.908 \text{ KN}$
- Taglio massimo sistema s-dofs:  $F_{bu}^* = F_{bu} / \Gamma = 227.824 \text{ KN}$
- Punto di passaggio della bilineare:  $y = 0.6 F_{bu}^* = 136.694 \text{ KN}$
- Ascissa ultima della bilineare:  $x (0.85 F_{bu}^*) = 60.00 \text{ cm}$

Applicando il criterio dell'uguaglianza delle aree, si ricava la  $F_y^*$ , quindi il  $K^*$  e il  $T^*$ :

- Forza di "snervamento" del sistema s-dof:  $F_y^* = 213.559 \text{ KN}$
- Ascissa corrispondente:  $x (F_y^*) = 9.11 \text{ cm}$
- Rigidezza del sistema s-dof:  $K^* = F_y^* / x = 2343 \text{ N/mm}$
- Periodo del sistema s-dof:  $T^* = 2\pi \sqrt{(M^* / K^*)} = 2.946 \text{ s}$

L'esempio utilizza i seguenti parametri per definire gli spettri di risposta:

$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T^*_C$ [s]	$S_s$	$C_C$	$S_T$	$S$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
50	0.082	2.316	0.292	1.20	1.41	1.00	1.20	0.137	0.411	1.928
475	0.25	2.41	0.36	1.16	1.35	1.00	1.16	0.162	0.486	2.600
975	0.339	2.445	0.383	1.07	1.33	1.00	1.07	0.170	0.510	2.956

da cui il calcolo delle domande, relativamente agli stati limite di danno ( $T_R = 50$  anni), di salvaguardia della vita ( $T_R = 475$  anni), di collasso ( $T_R = 975$  anni). Si ricordano le formule utilizzate nel calcolo, cioè quelle al capitolo C7.3.4.1 della Circolare 02/02/2009:

$$\text{se } T^* \geq T_C: \quad d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*) \quad (C7.3.7)$$

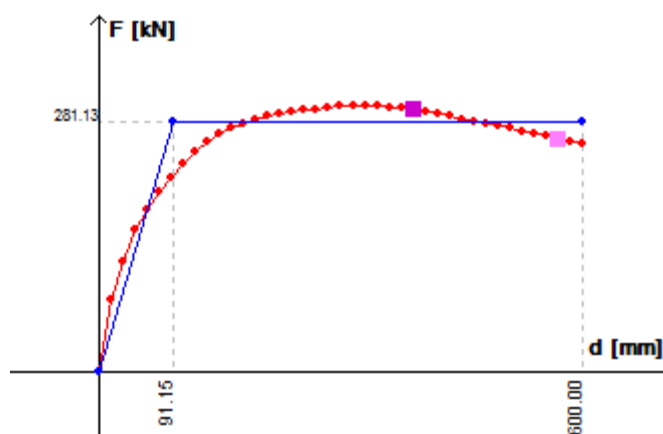
$$\text{se } T^* < T_C: \quad d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \quad (C7.3.8)$$

dove  $q^* = S_e(T^*) M^* / F_y$  viene valutato soltanto se è soddisfatta la condizione  $T^* < T_C$ .

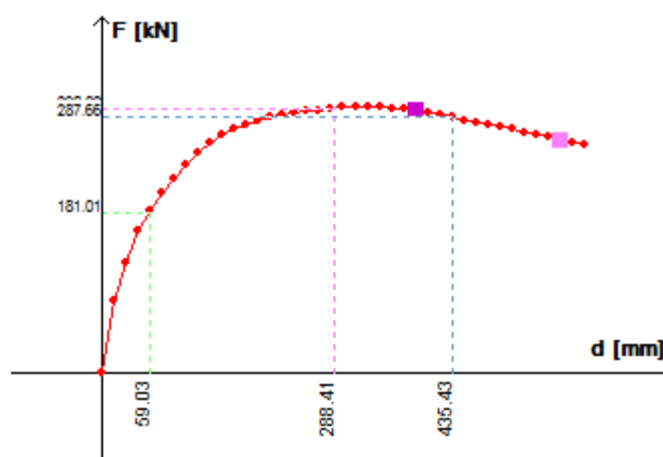


$T_R$ [anni]	$T_c$ [s]	$T^*$ [s]	$S_e$ [g]	$S_d$ [m]	$q^*$	$d^*$ [mm]	$d$ [mm]
50	0.4109	2.946	0.4109	0.204	0.0448	0.49	44.84
475	0.4858	“	0.4858	0.997	0.2190	2.40	219.08
975	0.5104	“	0.5104	1.505	0.3307	3.63	330.77

I risultati sono identici a quelli ricavati con CMP, come mostrato dalla seguente immagine.



Bilineare e curva di pushover del lancio 2 (direzione Y)



Rappresentazione grafica delle domande per il lancio 2 (direzione Y)

### 12.2.2 VERIFICHE DI ROTAZIONE ALLA CORDA

CMP conduce le verifiche di rotazione alla corda per gli stati limite ultimi SLC e SLV. La domanda dipende sia dagli spostamenti e dalle rotazioni derivanti dal calcolo, sia dalla luce di taglio, mentre la capacità è data dalla C8A6.1 delle Appendici della circolare 02/02/2009, cioè:



$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{EI}} 0.016 \cdot (0.3^v) \cdot \left[ \frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} \cdot \left( \frac{L_v}{h} \right)^{0.35} \cdot 25^{\left( \alpha p_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot (1.25^{100 p_d}) \quad (C8A.6.1)$$

La versione attuale di CMP agisce con le seguenti limitazioni:

- non è gestita la parte del coefficiente di confinamento  $\alpha$ , cioè delle armature a taglio; le Appendici C8A della Circolare 02/02/2009 affermano tuttavia che, se i ganci delle staffe non sono risvoltati a 135°, si deve assumere comunque  $\alpha = 0$ : ne deriva che, nonostante questa limitazione, viene comunque coperta la maggioranza delle situazioni reali;
- la presenza di dettagli di tipo antisismico è valutata automaticamente da CMP, sulla base delle armature assegnate alla sezione;
- la presenza dei ganci ad uncino e il numero di diametri di sovrapposizione possono essere assegnati a livello globale, e non sul singolo beam;
- non viene gestito il contributo delle armature diagonali;
- TUTTI gli elementi sottoposti a verifica sono considerati primari, pertanto  $\gamma_{EI} = 1.5$ ;

di conseguenza, la C8A.6.1 può essere semplificata (in sicurezza) con:

$$\theta_u = 0.01067 \cdot (0.3^v) \cdot \left[ \frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} \cdot \left( \frac{L_v}{h} \right)^{0.35} \quad (C8A.6.1, \text{CMP})$$

### 12.2.2.1 Verifica della travata 17-9-1, piano terra

Si riporta il calcolo manuale delle luci di taglio e della capacità di rotazione alla corda per gli elementi che compongono la travata 17-9-1, allo step 30 della pushover condotta in direzione x.

*Nota:* lo step 30, corrispondente a  $\delta = 450$  cm, è il primo step a maggiorare la domanda di spostamento dello stato limite di collasso SLC. L'attuale versione di CMP considera soddisfatta una verifica associata ad un certo stato limite se, in corrispondenza dello step che maggiora la domanda in spostamento per lo stesso stato limite, tale verifica risulta soddisfatta. Per tale ragione, essendo la domanda in spostamento associata allo stato limite di collasso SLC pari a  $d = 437$  mm, la verifica di rotazione alla corda SLC è considerata soddisfatta se lo è in corrispondenza dello step 30, essendo

$$\delta_{step\ 29} = 435 \text{ cm} < d_{SLC} = 437 \text{ mm}$$

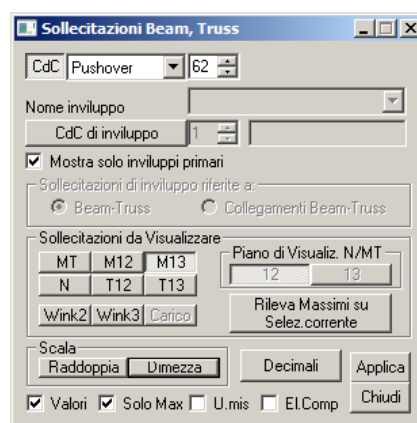
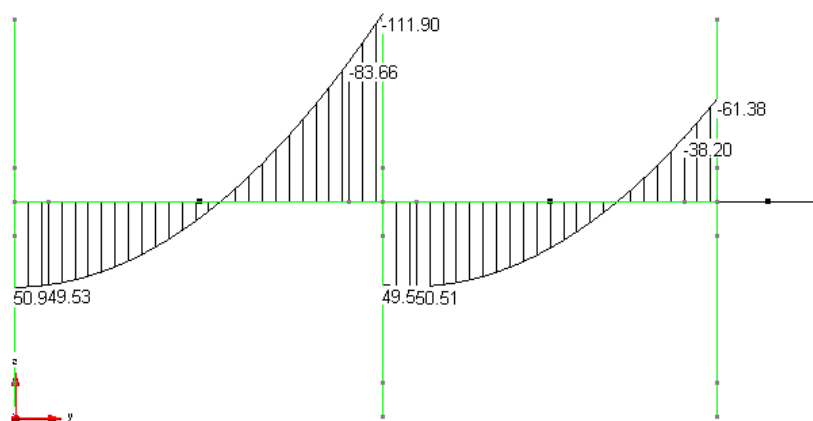
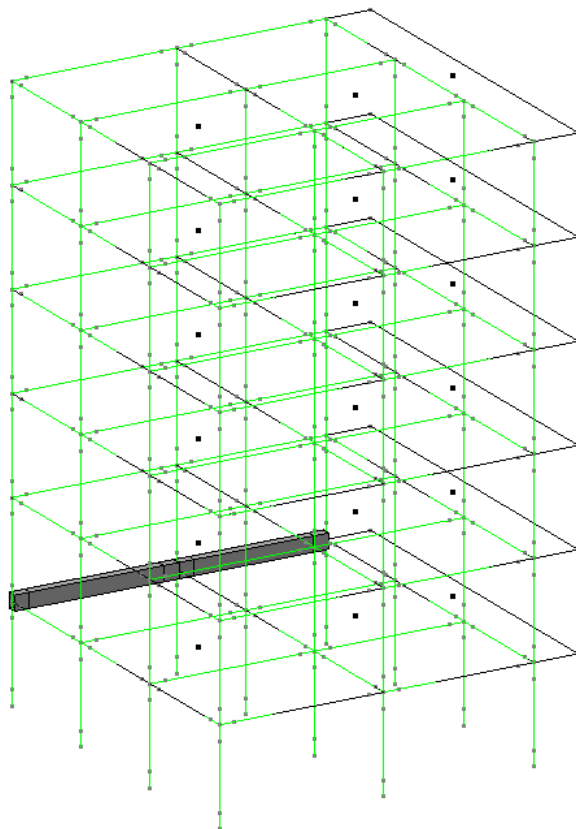
$$\delta_{step\ 30} = 450 \text{ cm} > d_{SLC} = 437 \text{ mm}$$

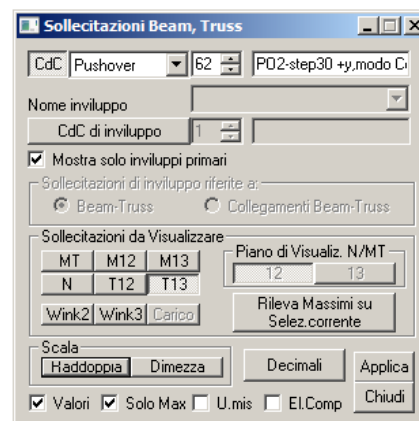
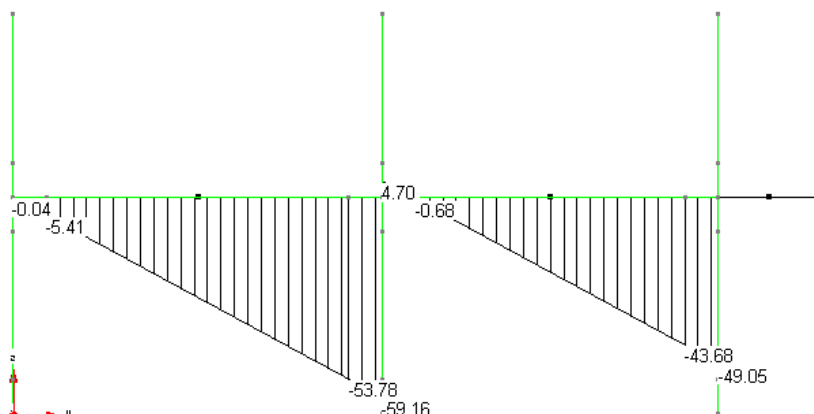
Si conducono le verifiche di rotazione alla corda solamente quando assumono significato fisico, cioè quando:

- $M / V < 0$  per l'estremo iniziale del beam;
- $M / V > 0$  per l'estremo finale del beam;



L'andamento dei momenti e dei tagli sulla travata è rappresentato indicativamente nelle immagini a seguire, mentre è descritto in maniera dettagliata in tabella. Il calcolo viene eseguito nel piano 13 dei beam.





trave	pil	estremo	L[mm]	N [KN]	M [KNm]	V [KN]	q[KN/m]	ver. necess.?
17-9	17	ini	5500	0.000	50.906	-0.035	-10.75	si
17-9	9, sx	fin	5500	0.000	-111.895	-59.158	-10.75	si
9-1	9 dx	ini	5000	0.000	50.504	4.696	-10.75	no
9-1	1	fin	5000	0.000	-61.385	-49.052	-10.75	si

CMP valuta la capacità di rotazione rispetto alla corda solamente sugli elementi per i quali la verifica assume significato fisico. Pertanto:

trave	pil	b[mm]	h[mm]	n[-]	$\phi$ [mm]	$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	n'[-]	$\phi'$ [mm]	$A_s'$ [mm <sup>2</sup> ]	$\omega$ [-]	$\omega'$ [-]
17-9	17	300	500	2	14	308	2	14	308	0.045	0.045
17-9	9, sx	300	500	2	14	308	4	14	616	0.091	0.045
9-1	9 dx	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9-1	1	300	500	2	14	308	2	14	308	0.045	0.045

Nella presente relazione si considerano tutti i 3 tipi di calcolo di luce di taglio, cioè:

- Metodo 1 ( $L_{v1}$ ): criterio di  $M = 0$ ;
- Metodo 2 ( $L_{v2}$ ): criterio di  $M/V$
- Metodo 3 ( $L_{v3}$ ): criterio di  $L / 2$ , dove L rappresenta la lunghezza della campata associata al punto da verificare.

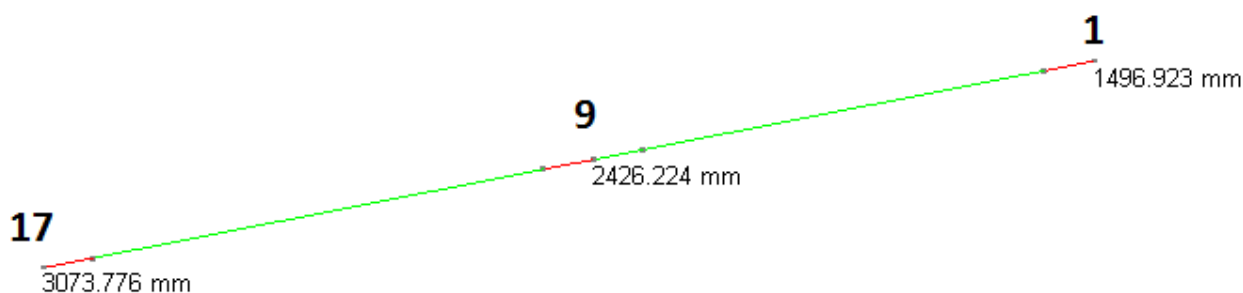
L'applicazione dei 3 metodi e della C8A.6.1 conduce ai risultati in tabella, coerenti a quelli leggibili da CMP.

*Nota di calcolo:* sulla trave 17-9, pilastro 17,  $L_v$  calcolato con il criterio  $M/V$  fornisce un valore maggiore della luce di tutta la travata (si ha infatti un taglio  $V \cong 0$ ). Poiché in tale punto è necessario eseguire comunque la verifica di rotazione alla corda, CMP prende un valore di luce di

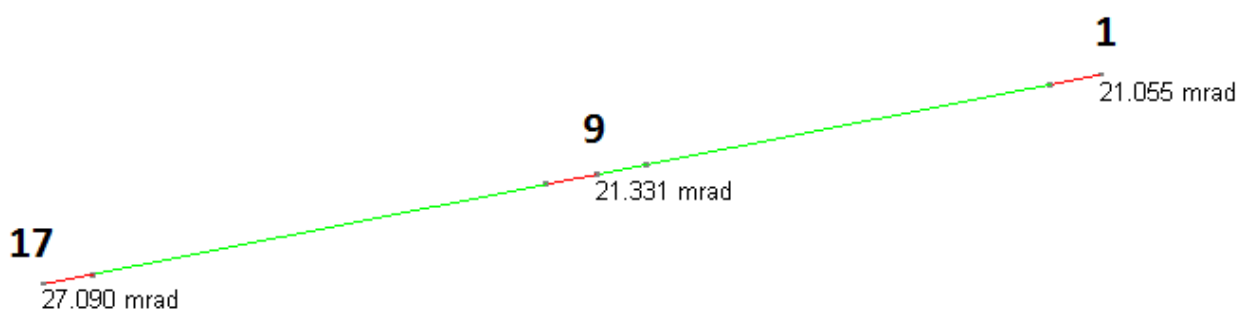


taglio che abbia significato fisico, cioè prende la massima lunghezza disponibile possibile: in questo caso, 10500 mm, cioè la distanza tra il punto da verificare ed il punto finale della travata.

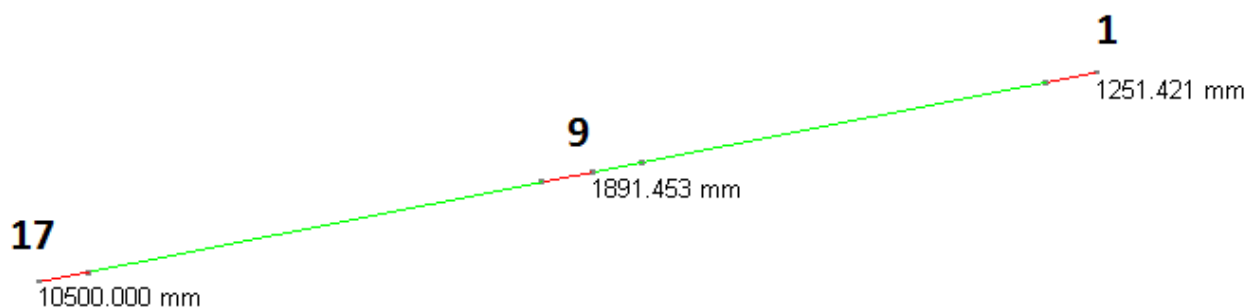
trave	pil	$L_{v1}$ [mm]	$\theta_{u1}$ [mRad]	$L_{v2}$ [mm]	$\theta_{u2}$ [mRad]	$L_{v3}$ [mm]	$\theta_{u3}$ [mRad]
17-9	17	3074.2	27.090	10500.0	41.642	2750.0	26.054
17-9	9, sx	2426.3	21.336	1891.5	19.555	2750.0	22.292
9-1	9 dx	-	-	-	-	-	-
9-1	1	1497.0	21.059	1251.4	19.779	2500.0	25.199



Luci di taglio con criterio  $M = 0$  (valori in mm)

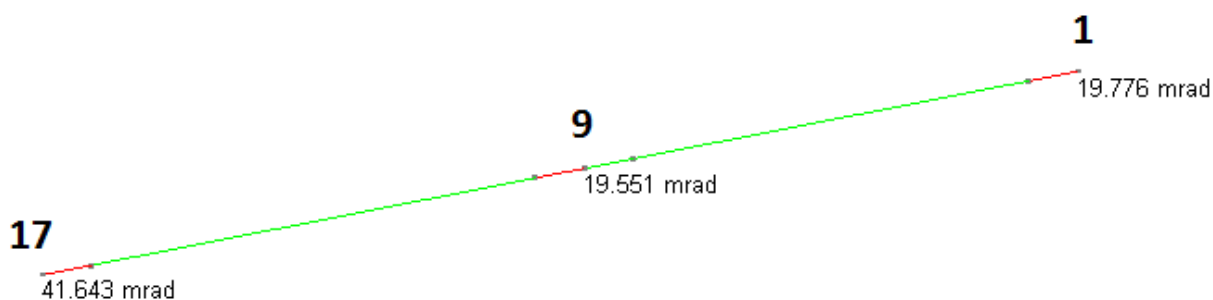


Capacità SLC ( $\theta_u$ ) derivanti da luce di taglio da criterio  $M = 0$

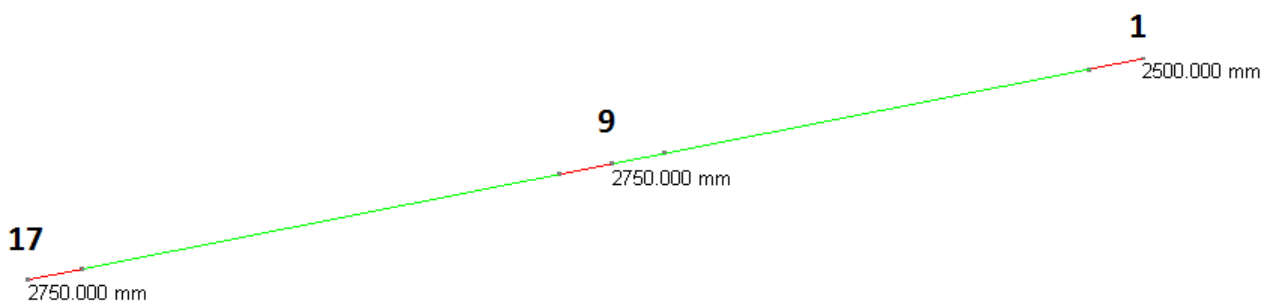


Luci di taglio con criterio  $M / V$  (valori in mm)

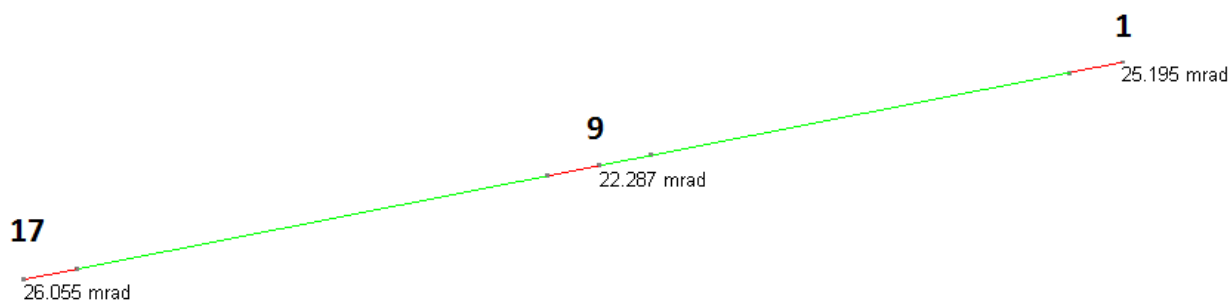




Capacità SLC ( $\theta_u$ ) derivanti da luce di taglio da criterio M / V



Luci di taglio con criterio  $L_v = L / 2$  (valori in mm)

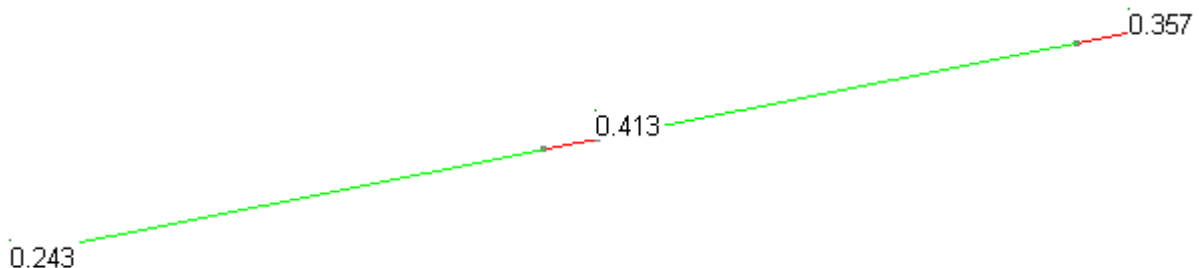


Capacità SLC ( $\theta_u$ ) derivanti da luce di taglio da criterio  $L_v = L / 2$  (valori in mm)

Illustrare il calcolo manuale delle domande è invece più complicato: CMP lo esegue risolvendo le equazioni della linea elastica, dove vengono considerati sia gli svincolamenti che le plasticizzazioni. Per tale ragione, ci si limita a riportare i risultati di CMP:



A questo punto è immediato eseguire le verifiche: il coefficiente di verifica è semplicemente dal rapporto tra domanda e capacità. Una verifica si considera poi soddisfatta se il coefficiente risulta minore di quello massimo accettabile, in questo caso 1. Risultano i valori riportati nell'immagine a seguire.



Si conclude che, per la travata 17-9-1, le verifiche di rotazione alla corda SLC sono soddisfatte, con coefficiente massimo di 0.413.

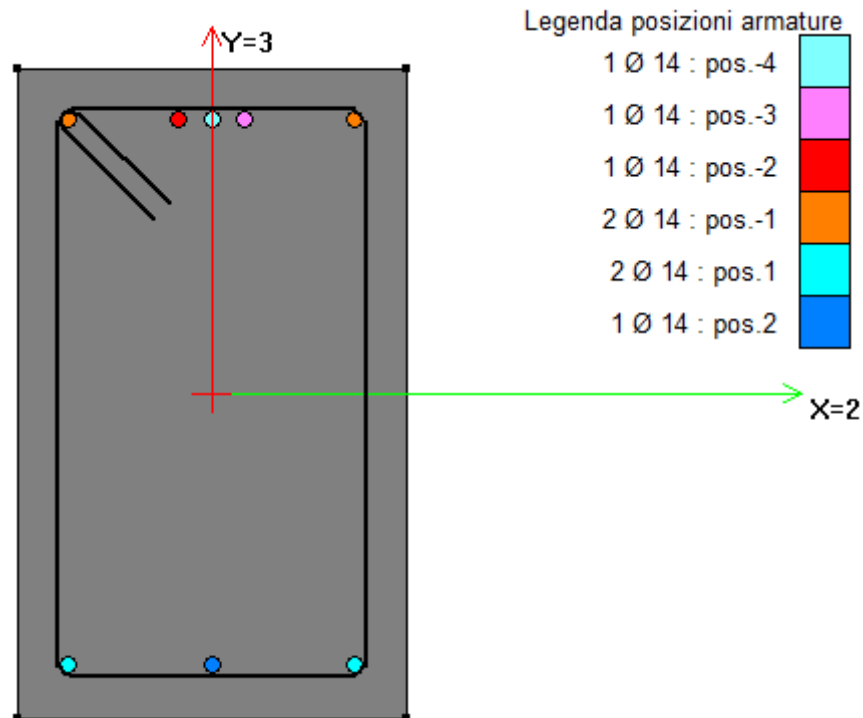
### 12.2.3 VERIFICHE A TAGLIO

Le verifiche a taglio devono essere soddisfatte allo stato limite di salvaguardia della vita SLV; la domanda in spostamento in corrispondenza di tale stato è  $D = 288.4$  mm. Ne deriva che le verifiche a taglio devono essere soddisfatte in corrispondenza dello step 20, per il quale si ha

$$\delta_{SLV} = 300 \text{ mm} > D_{SLV} = 288.4 \text{ mm}$$

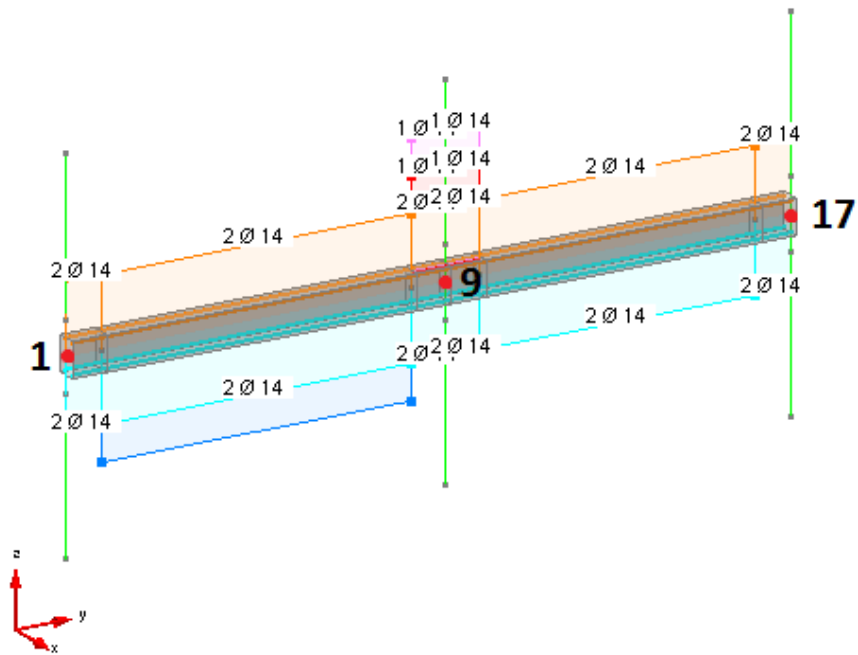
#### 12.2.3.1 Verifica della travata 17-9-1

Si procede con la verifica della travata 17-9-1, caratterizzata dall'aver sezione "Trave 30x50" e arm. 1, le cui posizioni dei ferri sono di seguito rappresentate.

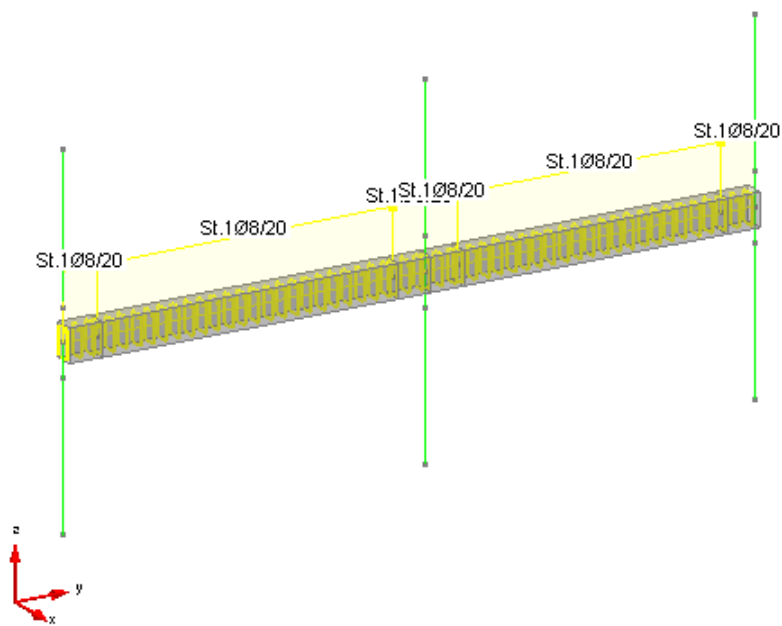


Lungo lo sviluppo della travata, le barre di armatura sono le stesse rappresentate nelle immagini a seguire, dove:

- tratto attorno al pilastro 9:  $A_{inf} = 2\phi 14$ ,  $A_{sup} = 4\phi 14$ ,  $staffe_{sup} = \phi 8/20$
- campata tra pilastri 1 e 9:  $A_{inf} = 3\phi 14$ ,  $A_{sup} = 2\phi 14$ ,  $staffe_{sup} = \phi 8/20$
- rimanenti tratti:  $A_{inf} = 2\phi 14$ ,  $A_{sup} = 2\phi 14$ ,  $staffe_{sup} = \phi 8/20$

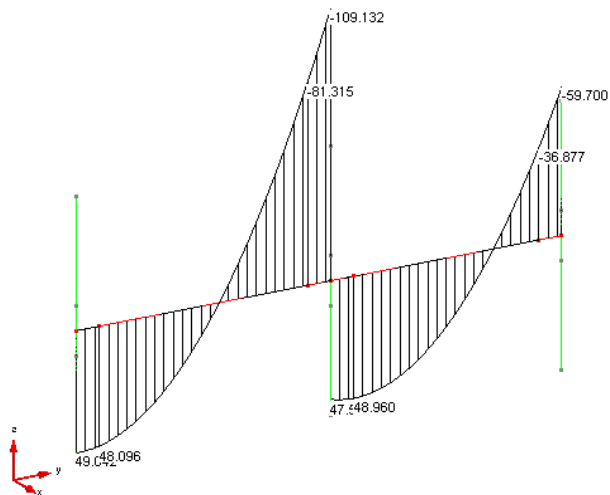


Armature longitudinali della travata

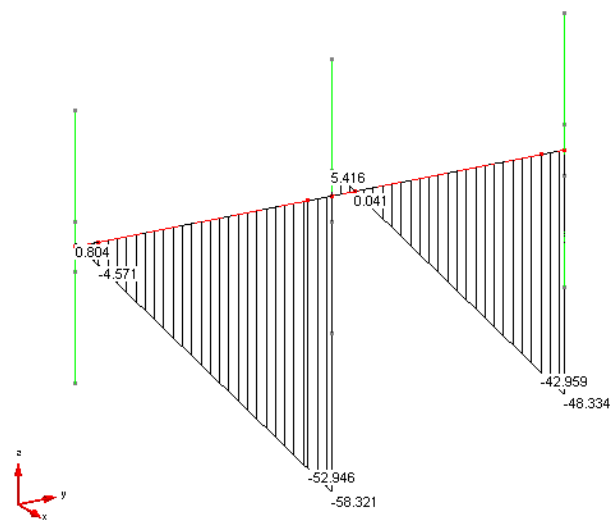


Armature trasversali della travata

Le sollecitazioni in corrispondenza dello step 20 di pushover sono invece:

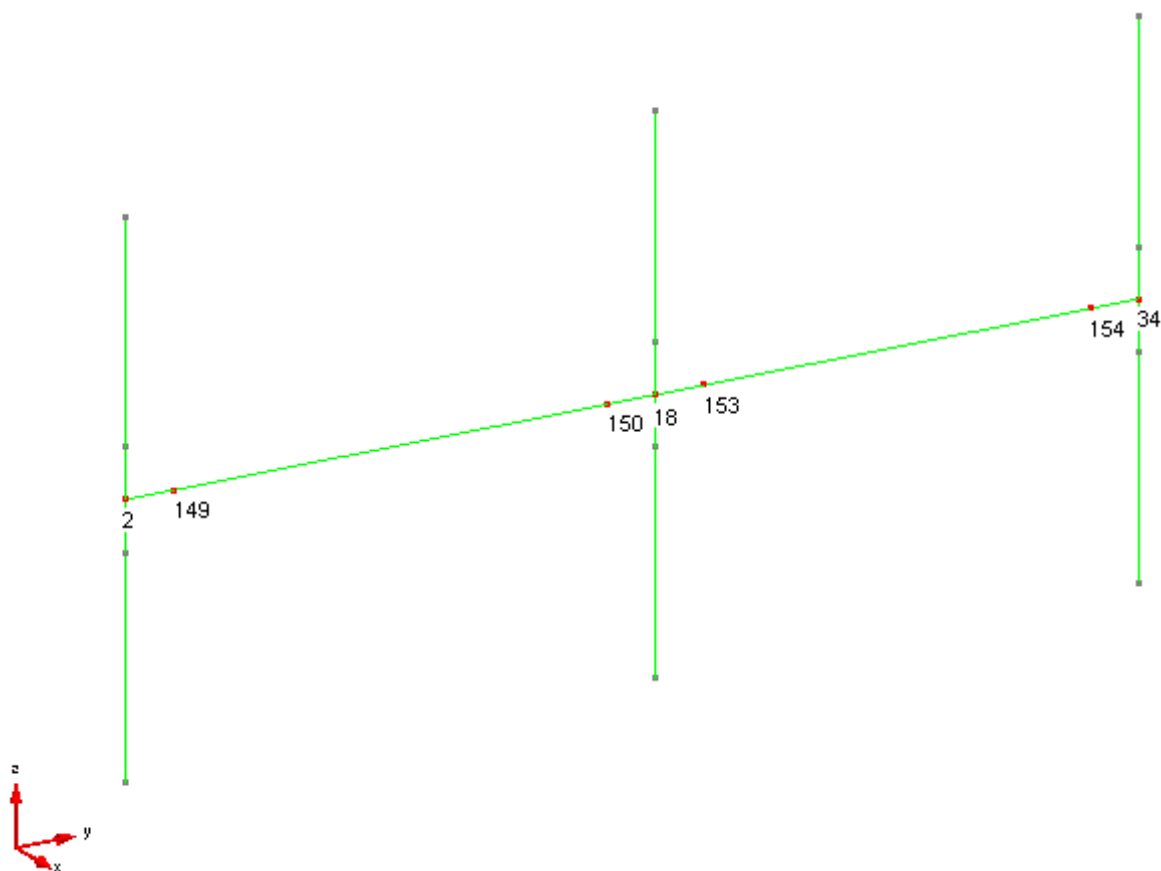


**Momento flettente13 sulla travata**



**Taglio V13 sulla travata**

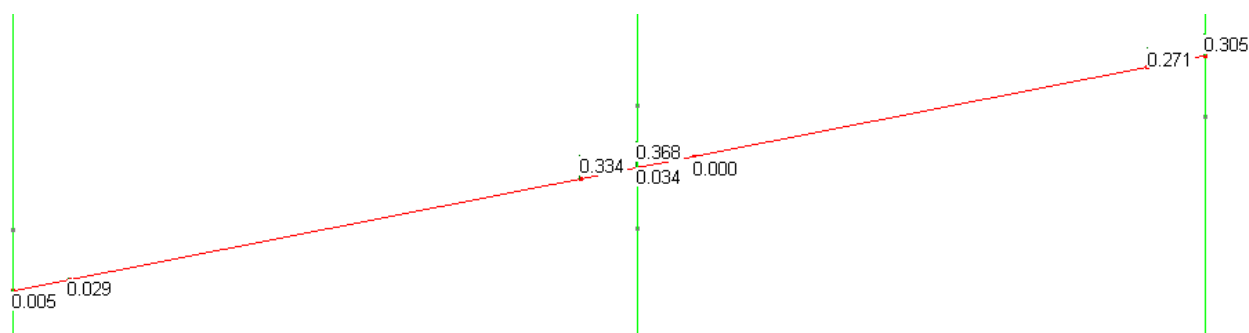
Per agevolare la lettura, si riporta la numerazione dei nodi della travata 1-9-17 nel modello numerico. Le verifiche fanno riferimento ad essa e vengono eseguite due volte: la prima tramite il comando “Verifica sezione singola TA/SL” dell’ambiente sezioni; la seconda con la procedura utilizzata dalle verifiche di pushover.



**Numerazione dei nodi nel modello**

num. verif.	nodo modello	N [KN]	M13 [KNm]	T13 [KNm]	Coeff T13 [-]	T13R [KN]
n.1	2	0	49.042	0.804	0.005078	158.336
n.2	149	0	48.096	-4.571	0.028869	158.336
n.3	150,sx	0	-81.315	-52.946	0.33439	158.336
n.4	150,dx	0	-81.315	-52.946	0.33439	158.336
n.5	18,sx	0	-109.132	-58.321	0.368336	158.336
n.6	18,dx	0	47.59	5.416	0.034206	158.336
n.7	153,sx	0	48.96	0.041	0.000259	158.336
n.8	153,dx	0	48.96	0.041	0.000259	158.336
n.9	154	0	-36.877	-42.959	0.271315	158.336
n.10	34	0	-59.7	-48.334	0.305262	158.336

Com'è possibile notare dall'output di CMP, i risultati delle verifiche in tabella coincidono con quelli a video del software, relativamente alle procedure legate alle analisi di pushover.



Coefficienti di verifica a taglio, lancio 2, step 20

### 12.2.4 RESOCONTO DELLE VERIFICHE PER IL LANCIO 2 (DIR. Y)

Le verifiche condotte sul presente modello sono state:

- rotazione rispetto alla corda SLV (denominate r12 e r13 SLV);
- rotazione rispetto alla corda SLC (denominate r12 e r13 SLC);
- taglio SLV (denominate V12 e V13 SLV).

Si riporta l'evoluzione dei coefficienti di verifica al variare dello spostamento del nodo di controllo. Le prime 3 righe sono riassuntive, in particolare:

- step dom.: indica lo step che maggiore la domanda in spostamento per un certo stato limite;
- I step out: indica il primo step della curva per il quale un certo tipo di verifica risulta non soddisfatto;
- stato: indica il soddisfacimento della verifica; se il I step out è successivo allo step dom., la verifica è soddisfatta.

Le restanti celle contengono il valore del peggior coefficiente di verifica riscontrato nel relativo step e, tra parentesi, il numero di elementi beam / INFRM non verificati.

	r12 SLV	r13 SLV	r12 SLC	r13 SLC	V12 SLV	V13 SLV	
<b>step dom.:</b>	n. 20	n. 20	n.30	n.30	n.20	n.20	
<b>I step out:</b>	-	n. 38	-	-	n.26	-	
<b>stato:</b>	ok	ok	ok	ok	ok	ok	
<b>step 1</b>	0.07 (0)	0.05 (0)	0.05 (0)	0.04 (0)	0.15 (0)	0.96 (0)	
<b>step 2</b>	0.07 (0)	0.10 (0)	0.05 (0)	0.08 (0)	0.14 (0)	0.96 (0)	
<b>step 3</b>	0.07 (0)	0.13 (0)	0.05 (0)	0.10 (0)	0.14 (0)	0.96 (0)	
<b>step 4</b>	0.07 (0)	0.16 (0)	0.05 (0)	0.12 (0)	0.17 (0)	0.97 (0)	(dom. SLD)
<b>step 5</b>	0.07 (0)	0.19 (0)	0.05 (0)	0.15 (0)	0.21 (0)	0.97 (0)	
<b>step 6</b>	0.07 (0)	0.23 (0)	0.05 (0)	0.17 (0)	0.25 (0)	0.97 (0)	
<b>step 7</b>	0.07 (0)	0.26 (0)	0.05 (0)	0.20 (0)	0.29 (0)	0.97 (0)	
<b>step 8</b>	0.07 (0)	0.29 (0)	0.05 (0)	0.22 (0)	0.34 (0)	0.97 (0)	



step 9	0.07 (0)	0.34 (0)	0.05 (0)	0.26 (0)	0.38 (0)	0.97 (0)	
step 10	0.07 (0)	0.37 (0)	0.05 (0)	0.28 (0)	0.42 (0)	0.97 (0)	
step 11	0.07 (0)	0.40 (0)	0.05 (0)	0.30 (0)	0.45 (0)	0.97 (0)	
step 12	0.07 (0)	0.48 (0)	0.05 (0)	0.36 (0)	0.49 (0)	0.97 (0)	
step 13	0.07 (0)	0.51 (0)	0.06 (0)	0.38 (0)	0.53 (0)	0.97 (0)	
step 14	0.07 (0)	0.54 (0)	0.06 (0)	0.41 (0)	0.57 (0)	0.98 (0)	
step 15	0.08 (0)	0.57 (0)	0.06 (0)	0.43 (0)	0.62 (0)	0.98 (0)	
step 16	0.08 (0)	0.61 (0)	0.06 (0)	0.45 (0)	0.65 (0)	0.98 (0)	
step 17	0.08 (0)	0.64 (0)	0.06 (0)	0.48 (0)	0.69 (0)	0.98 (0)	
step 18	0.08 (0)	0.67 (0)	0.06 (0)	0.50 (0)	0.73 (0)	0.98 (0)	
step 19	0.08 (0)	0.70 (0)	0.06 (0)	0.52 (0)	0.76 (0)	0.98 (0)	
step 20	0.08 (0)	0.73 (0)	0.06 (0)	0.55 (0)	0.80 (0)	0.98 (0)	(dom. SLV)
step 21	0.08 (0)	0.75 (0)	0.06 (0)	0.57 (0)	0.84 (0)	0.98 (0)	
step 22	0.08 (0)	0.78 (0)	0.06 (0)	0.58 (0)	0.87 (0)	0.98 (0)	
step 23	0.08 (0)	0.79 (0)	0.06 (0)	0.59 (0)	0.90 (0)	0.98 (0)	
step 24	0.08 (0)	0.80 (0)	0.06 (0)	0.60 (0)	0.94 (0)	0.98 (0)	
step 25	0.08 (0)	0.81 (0)	0.06 (0)	0.61 (0)	0.98 (0)	0.98 (0)	
step 26	0.08 (0)	0.82 (0)	0.06 (0)	0.61 (0)	1.02 (1)	0.99 (0)	out V13 SLV
step 27	0.08 (0)	0.82 (0)	0.06 (0)	0.62 (0)	1.05 (1)	0.99 (0)	
step 28	0.08 (0)	0.83 (0)	0.06 (0)	0.62 (0)	1.09 (2)	0.99 (0)	
step 29	0.08 (0)	0.75 (0)	0.06 (0)	0.56 (0)	1.12 (2)	0.99 (0)	
step 30	0.08 (0)	0.78 (0)	0.06 (0)	0.58 (0)	1.15 (3)	0.99 (0)	(dom. SLC)
step 31	0.08 (0)	0.81 (0)	0.06 (0)	0.61 (0)	1.19 (3)	0.99 (0)	
step 32	0.08 (0)	0.84 (0)	0.06 (0)	0.63 (0)	1.21 (3)	0.99 (0)	
step 33	0.08 (0)	0.87 (0)	0.06 (0)	0.65 (0)	1.24 (3)	0.99 (0)	
step 34	0.08 (0)	0.89 (0)	0.06 (0)	0.67 (0)	1.26 (4)	0.99 (0)	
step 35	0.08 (0)	0.92 (0)	0.06 (0)	0.69 (0)	1.27 (4)	0.99 (0)	
step 36	0.08 (0)	0.95 (0)	0.06 (0)	0.71 (0)	1.28 (4)	0.99 (0)	
step 37	0.08 (0)	0.98 (0)	0.06 (0)	0.74 (0)	1.30 (4)	0.99 (0)	
step 38	0.08 (0)	1.01 (1)	0.06 (0)	0.76 (0)	1.31 (5)	0.99 (0)	out r13 SLV
step 39	0.07 (0)	1.04 (1)	0.06 (0)	0.78 (0)	1.33 (6)	0.99 (0)	
step 40	0.08 (0)	1.07 (1)	0.06 (0)	0.80 (0)	1.35 (6)	0.99 (0)	

*Nota: Le verifiche evidenziano il mancato soddisfacimento di una verifica a taglio (fragile) prima della fine della curva di pushover. È possibile interrompere la curva di capacità alla prima crisi per taglio o per rotazione di corda SLC, attivando l'opzione corrispondente nei parametri avanzati di analisi pushover. Non si è fatto in questo paragrafo per poter analizzare l'intera curva.*





### 12.2.5 CALCOLO DELLE ACCELERAZIONI DI RIFERIMENTO

È possibile visualizzare i valori degli steps di pushover e delle domande non solo in termini di spostamenti, ma anche come accelerazioni adimensionalizzate rispetto a quella di gravità; la relazione tra le due quantità è data dalla relazione

$$\frac{a_g}{g} = d \cdot \frac{4\pi^2}{T^2}$$

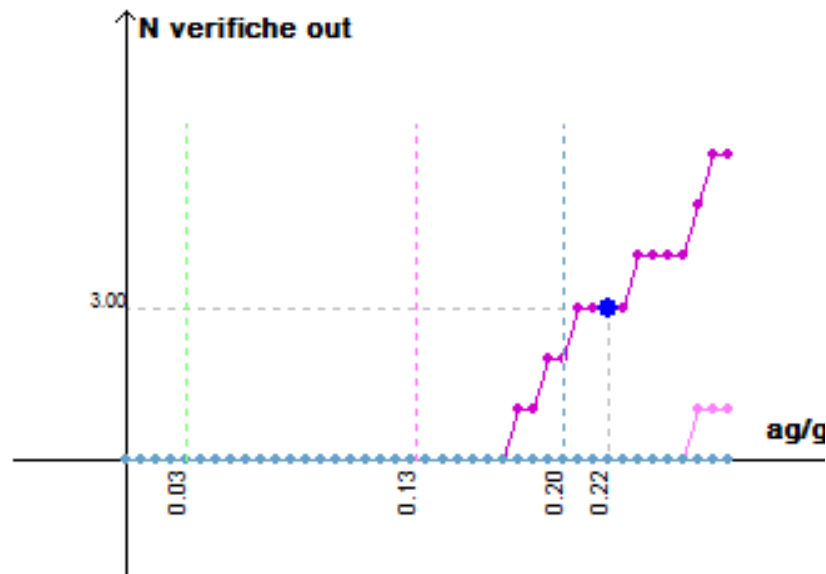
dove T è il periodo dell'oscillatore associato all'intera curva di pushover, cioè T\*. Ricordando che il T\* relativo al lancio n.2 è pari a 2.9456 s, si può convertire la curva di capacità in termini di spostamento in quella in termini di accelerazione. Risulta:

Step [-]	$\delta$ [mm]	a [-]	F [KN]
0	0	0.000 g	0
1	15	0.007 g	80.6535
2	30	0.014 g	124.537
3	45	0.021 g	159.384
4	60	0.028 g	182.499
5	75	0.035 g	202.105
6	90	0.042 g	218.595
7	105	0.049 g	234.648
8	120	0.056 g	248.335
9	135	0.063 g	259.395
10	150	0.070 g	268.328
11	165	0.077 g	275.083
12	180	0.084 g	280.038
13	195	0.090 g	284.139
14	210	0.097 g	287.61
15	225	0.104 g	290.503
16	240	0.111 g	292.664
17	255	0.118 g	294.697
18	270	0.125 g	296.379
19	285	0.132 g	297.751
20	300	0.139 g	298.917

Step [-]	$\delta$ [mm]	a [-]	F [KN]
21	315	0.146 g	299.559
22	330	0.153 g	299.908
23	345	0.160 g	299.384
24	360	0.167 g	298.199
25	375	0.174 g	296.605
26	390	0.181 g	294.673
27	405	0.188 g	292.475
28	420	0.195 g	290.181
29	435	0.202 g	287.737
30	450	0.209 g	285.231
31	465	0.216 g	282.622
32	480	0.223 g	279.945
33	495	0.230 g	277.201
34	510	0.237 g	274.409
35	525	0.244 g	271.536
36	540	0.251 g	268.611
37	555	0.257 g	265.624
38	570	0.264 g	262.691
39	585	0.271 g	259.736
40	600	0.278 g	256.853

### 12.2.6 CURVA DI VULNERABILITÀ

Raccogliendo il numero di verifiche non soddisfatte in ciascuno step ed esprimendo gli steps della curva in termini di accelerazioni, è possibile ottenere la curva di vulnerabilità della struttura per il lancio corrente.



Curva di vulnerabilità per il lancio 2. In azzurro le verifiche di rotazione alla corda SLC, in rosa quelle SLV, in violetto le verifiche a taglio SLV.

La curva permette una visione rapida dello stato di verifica della struttura: la domanda tratteggiata è relativa allo stato limite di salvaguardia della vita, così come le curve in rosa e in violetto (relative rispettivamente alle verifiche a rotazione alla corda SLV e a taglio SLV); poiché i primi elementi non verificati si presentano in steps successivi a quelli della domanda di interesse, è immediato capire che le verifiche risultano soddisfatte.

### 12.2.7 RESOCONTO FINALE

Per capire se la struttura soddisfa tutte le verifiche di pushover, bisogna tuttavia analizzare tutti i lanci eseguiti. Procedendo con le medesime operazioni svolte finora anche per il lancio 1 (dir. X), è possibile capire:

- quale sia l'accelerazione più bassa in corrispondenza della quale una certa tipologia di verifica manda in crisi il primo elemento strutturale del modello;
- quali siano il lancio e lo step relativi a tale valore di accelerazione;
- come sia lo stato di verifica della struttura, relativamente a tutti i lanci studiati.

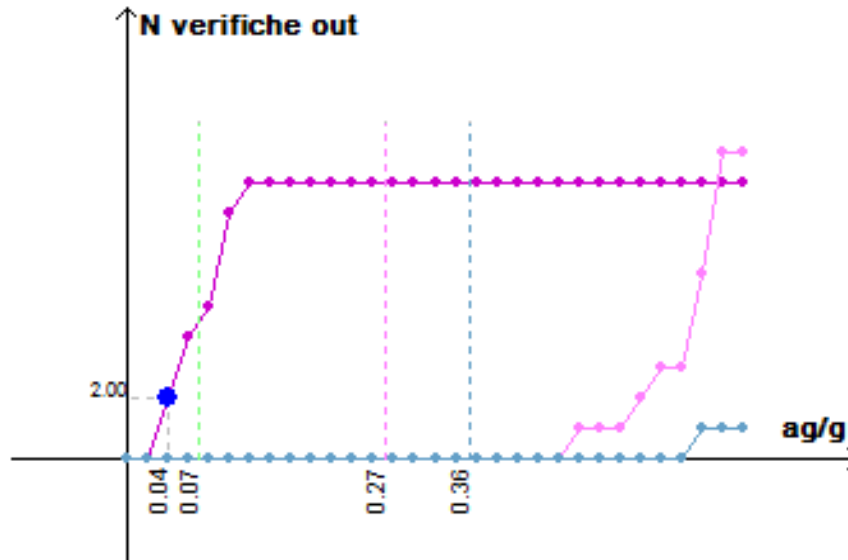
Tali valori sono leggibili dalla tabella delle verifiche totali, nel dialogo dei risultati di pushover. Per la struttura qui analizzata, risultano in particolare i seguenti valori.

	ag / g I non verif.	Lancio	Step	Stato
SLV Rot. Corda	0.264	2	38	ok
SLC Rot. Corda	0.278	2	41	ok
SLV Taglio	0.043	1	2	xxx

Le verifiche di rotazione alla corda risultano globalmente (cioè con riferimento a tutti i lanci calcolati) soddisfatte, mentre le verifiche a taglio no: in particolare, in corrispondenza di  $a_g / g = 0.043$ , cioè dello step 2, si ha un coefficiente di verifica maggiore dell'unità nel lancio 1 in almeno un elemento.



Visualizzando la curva di vulnerabilità del lancio 1, è immediato osservare come in corrispondenza dello step 2, cioè di  $a_g / g = 0.043$ , risultino 2 elementi non soddisfatti.



Curva di vulnerabilità per il lancio 2. In azzurro le verifiche di rotazione alla corda SLC, in rosa quelle SLV, in violetto le verifiche a taglio SLV.





## 13 CALCOLO ACCELERAZIONI DI PIANO SU ELEMENTI NON STRUTTURALI

**Data:** 12/02/2024

**Programma:** CMP 35

**Versione:** 35.0.0.0 del 12/02/2024

**File:** [CMP: ValidazioneNSE.cmp] [Excel: Validazione\_Spettri di piano.xlsx]

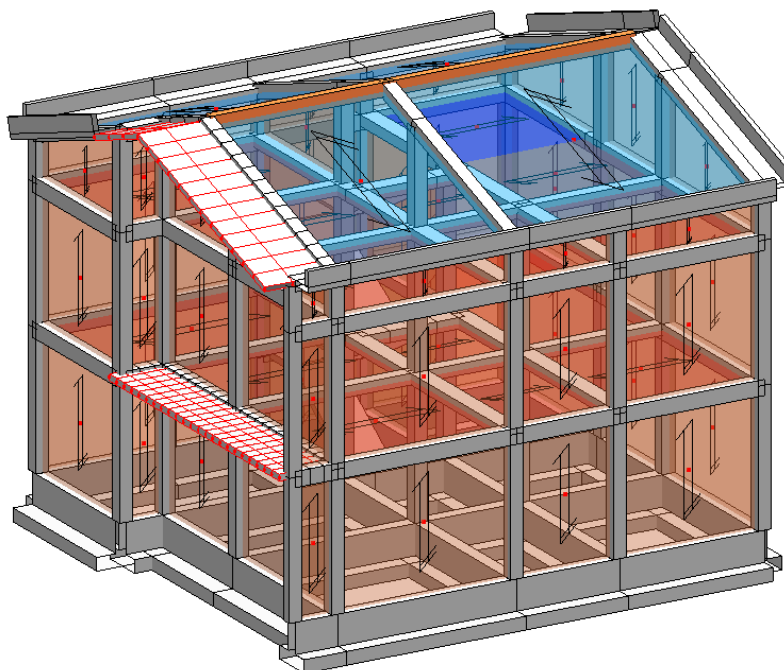
Scopo: validare i risultati del calcolo delle accelerazioni di piano agenti sugli elementi non strutturali secondo i metodi proposti dalla normativa NTC2018: Formulazione Generale, Formulazione Semplificata e Formulazione Semplificata per strutture a Telaio.

Il presente capitolo illustra le procedure di calcolo delle accelerazioni di piano agenti sugli elementi non strutturali posizionati all'interno di una struttura, ai sensi del par. 7.2.3 del DM 17/01/2018 e del par. C7.2.3 relativi ai criteri di progettazioni degli elementi costruttivi non strutturali.

Per chiarimenti sulle formule e sulle simbologie utilizzate nei paragrafi a seguire, si rimanda alle suddette norme; per chiarimenti sulle convenzioni utilizzate da CMP, si rimanda al manuale per l'utente.

### 13.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO NUMERICO

Il modello in esame rappresenta un edificio a telaio, costituito da elementi strutturali in calcestruzzo:



**Figura 1:** vista solida del modello numerico



Il modello strutturale è stato calcolato attraverso il solutore ad elementi finiti XFinest; mediante tale calcolo è stato possibile estrarre i risultati relativi all'analisi modale, necessari al calcolo delle accelerazioni di piano sugli elementi non strutturali secondo le formulazioni previste dalla Circolare 2019 al DM 17/01/2019 (par C7.2.3, formulazione generale [C7.2.3] e formulazione semplificata [C7.2.5]).

Nel suddetto modello, si è deciso di calcolare le accelerazioni di piano per le condizioni di carico sismiche in direzione X di un paramento murario esterno.

In seguito si riportano le caratteristiche dell'elemento non strutturale inserito all'interno del modello:

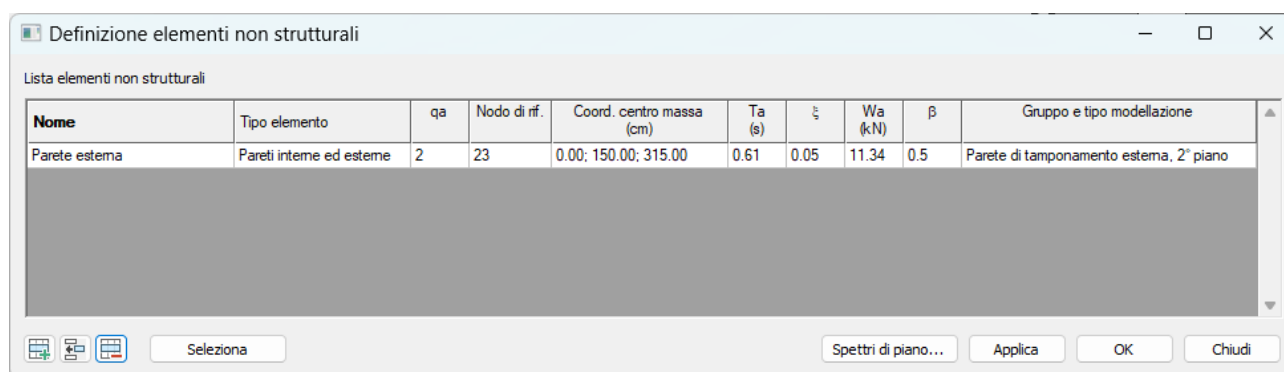


Figura 2: dialogo definizione elementi non strutturali

## 13.2 CALCOLO DELLE ACCELERAZIONI DI PIANO

Nei successivi paragrafi verranno svolti i passaggi fondamentali del calcolo delle accelerazioni di piano agenti in direzione X sul paramento murario esterno, utilizzando le formulazioni di calcolo proposte dalla normativa italiana. Una volta note le accelerazioni di piano saranno determinate le relative domande sismiche sugli elementi non strutturali:

$$F_a = (S_a \cdot W_A) / q_a \quad [7.2.1]$$

### 13.2.1 FORMULAZIONE GENERALE [C7.2.3]

In accordo alla Formulazione Generale del cap. C7.2.3 della Circolare al DM17/01/2018 si calcolano le accelerazioni di piano agenti in sommità ad un paramento murario in direzione X (direzione in cui può avvenire il ribaltamento di tale paramento murario).

Secondo quanto riportato sulla Circolare 2019 al suddetto paragrafo, si calcolano le accelerazioni al piano relative agli i-esimi modi di vibrare della struttura, i quali saranno opportunamente combinati in un secondo momento.

Nel caso specifico del paramento murario esterno verranno valutate le condizioni di carico sismiche in direzione X:

- Sisma SLD X
- Sisma SLV X



Poiché è stato assegnato un valore al coefficiente di eccentricità accidentale del centro di massa, le CdC sismiche impostate per l'analisi modale vengono sdoppiate:

- 1L Sisma SLD X Dx
- 2L Sisma SLD X Sx
- 1L Sisma SLV X Dx
- 2L Sisma SLV Y Sx

Infine, saranno valutate le accelerazioni di piano agenti sull'elemento non strutturale in posizione j-esima, per ognuno dei modi di vibrare i-esimi caratterizzanti un determinato lancio:

$$S_{a,ij}(T_a) = \varphi_{ij} \cdot \Gamma_i \cdot S_i(T_i) \cdot R\left(\frac{T_a}{T_i}; \xi_a\right) \quad [C7.2.3]$$

Dove:

- R fattore di amplificazione dell'elemento non strutturale;
- $S_{ij}$  accelerazione sull'elemento non strutturale relativa alla posizione j-esima dell'elemento non strutturale ed al modo di vibrare i-esimo;

Di seguito sono riportate le tabelle riassuntive dei calcoli svolti per ognuna delle condizioni di carico; per il dettaglio al calcolo si rimanda al foglio di calcolo excel indicato all'inizio del capitolo.

### 13.2.1.1 1L Sisma SLD X Dx

N° Modo	$T_i$ s	$S_{ij}$ m/s <sup>2</sup>	$R\left(\frac{T_a}{T_i}; \xi_a\right)$	$S_{a,ij}(T_a)$ m/s <sup>2</sup>
1	0,71981	4,44E-01	1,00E+01	4,44E+00
2	0,66673	-6,61E-03	1,00E+01	-6,61E-02
3	0,54471	-8,85E-02	9,67E+00	-8,56E-01
4	0,2137	3,79E-01	6,19E-01	2,35E-01
5	0,21049	3,02E-01	6,04E-01	1,82E-01
6	0,17641	-1,19E-01	4,62E-01	-5,48E-02
7	0,1711	-1,59E-02	4,42E-01	-7,03E-03
8	0,16499	1,68E-03	4,19E-01	7,02E-04
9	0,15429	-3,21E-03	3,82E-01	-1,22E-03
10	0,14815	1,64E-03	3,61E-01	5,94E-04

### 13.2.1.2 2L Sisma SLD X Sx

N° Modo	$T_i$ s	$S_{ij}$ m/s <sup>2</sup>	$R\left(\frac{T_a}{T_i}; \xi_a\right)$	$S_{a,ij}(T_a)$ m/s <sup>2</sup>
1	0,71924	2,52E-01	1,00E+01	2,52E+00
2	0,66584	3,79E-02	1,00E+01	3,79E-01
3	0,55304	1,09E-01	9,97E+00	1,09E+00
4	0,21432	8,14E-02	6,22E-01	5,06E-02
5	0,20873	2,33E-01	5,96E-01	1,39E-01
6	0,17875	2,31E-01	4,71E-01	1,08E-01
7	0,16729	8,65E-04	4,28E-01	3,70E-04
8	0,16587	2,83E-03	4,22E-01	1,19E-03
9	0,15612	-3,33E-04	3,88E-01	-1,29E-04
10	0,15125	3,60E-03	3,72E-01	1,34E-03



### 13.2.1.3 1L Sisma SLV X dx

N° Modo	$T_i$ s	$S_{ij}$ m/s <sup>2</sup>	$R\left(\frac{T_a}{T_i}; \xi_a\right)$	$S_{a,ij}(T_a)$ m/s <sup>2</sup>
1	0,71981	5,23E-01	1,00E+01	5,23E+00
2	0,66673	-7,78E-03	1,00E+01	-7,78E-02
3	0,54471	-1,04E-01	9,67E+00	-1,01E+00
4	0,2137	4,19E-01	6,19E-01	2,60E-01
5	0,21049	3,34E-01	6,04E-01	2,02E-01
6	0,17641	-1,31E-01	4,62E-01	-6,05E-02
7	0,1711	-1,76E-02	4,42E-01	-7,77E-03
8	0,16499	1,85E-03	4,19E-01	7,76E-04
9	0,15429	-3,54E-03	3,82E-01	-1,35E-03
10	0,14815	1,82E-03	3,61E-01	6,56E-04

### 13.2.1.4 2L Sisma SLV X Sx

N° Modo	$T_i$ s	$S_{ij}$ m/s <sup>2</sup>	$R\left(\frac{T_a}{T_i}; \xi_a\right)$	$S_{a,ij}(T_a)$ m/s <sup>2</sup>
1	0,71924	2,96E-01	1,00E+01	2,96E+00
2	0,66584	4,46E-02	1,00E+01	4,46E-01
3	0,55304	1,29E-01	9,97E+00	1,28E+00
4	0,21432	9,00E-02	6,22E-01	5,59E-02
5	0,20873	2,58E-01	5,96E-01	1,54E-01
6	0,17875	2,55E-01	4,71E-01	1,20E-01
7	0,16729	9,57E-04	4,28E-01	4,09E-04
8	0,16587	3,12E-03	4,22E-01	1,32E-03
9	0,15612	-3,68E-04	3,88E-01	-1,43E-04
10	0,15125	3,97E-03	3,72E-01	1,48E-03

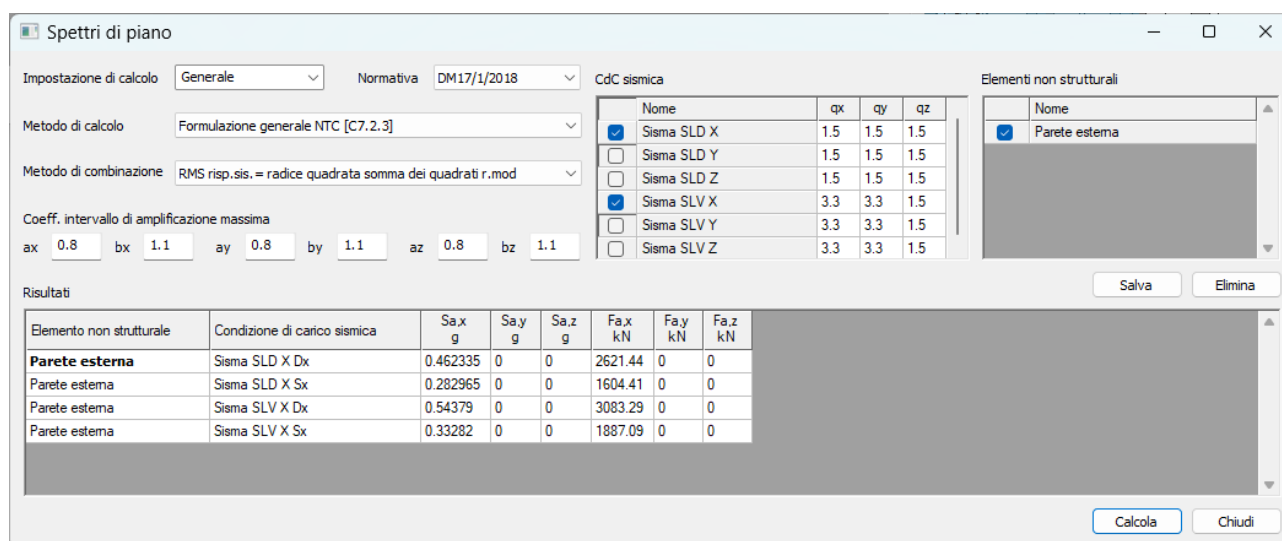
### 13.2.1.5 Risultati formulazione generale

Infine, i risultati ottenuti per le diverse condizioni di carico e per i diversi modi di vibrare verranno combinati secondo il metodo di combinazione SRSS o ABS: saranno così determinati i valori delle accelerazioni di piano in direzione X e le relative domande sismiche.

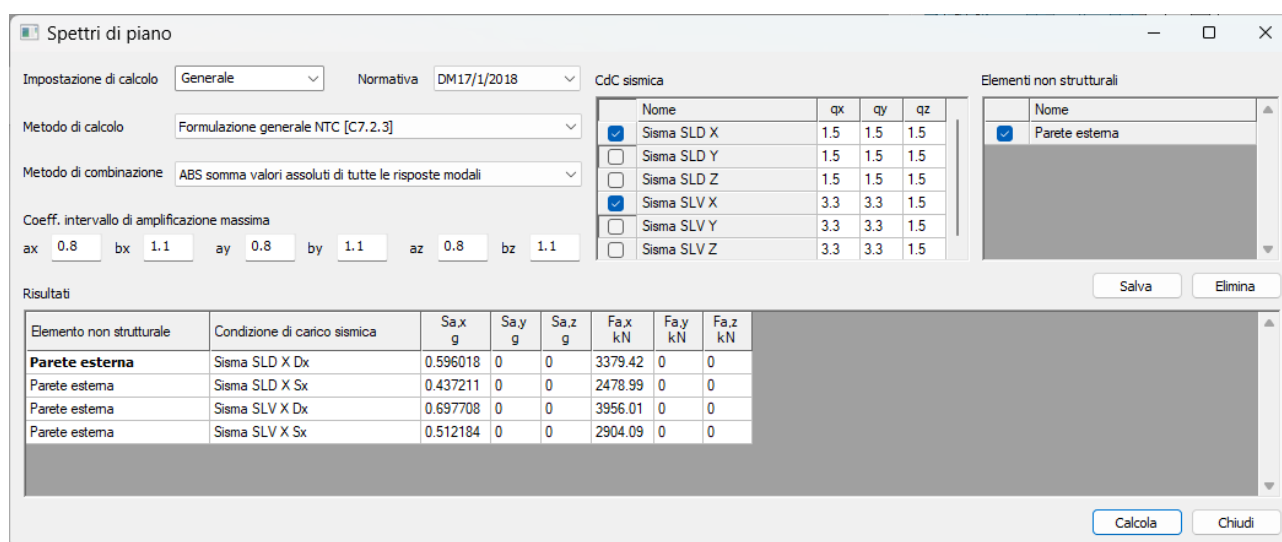
Elemento non strutturale	Condizione di carico sismica	$S_{a,X}$ SRSS m/s <sup>2</sup>	$F_{a,X}$ SRSS N	$S_{a,X}$ ABS m/s <sup>2</sup>	$F_{a,X}$ ABS N
Paramento murario esterno	Sisma SLD X dx	4,536	2621	5,847	3379
	Sisma SLD X sx	2,776	1604	4,289	2479
	Sisma SLV X dx	5,335	3083	6,845	3956
	Sisma SLV X sx	3,265	1887	5,025	2904

Di seguito vengono mostrati i risultati ottenuti in CMP con il tool per il calcolo delle accelerazioni di piano:





**Figura 3:** risultati formulazione generale con metodo di combinazione RMS



**Figura 4:** risultati formulazione generale con metodo di combinazione ABS

Per i dettagli relativamente al calcolo si rimanda al foglio di calcolo excel indicato all'inizio del capitolo.

### 13.2.2 FORMULAZIONE SEMPLIFICATA [C7.2.5]

In accordo alla Formulazione Semplificata del cap. C7.2.3 della Circolare al DM17/01/2018 si calcolano le accelerazioni di piano agenti in sommità ad un paramento murario in direzione X (direzione in cui può avvenire il ribaltamento di tale paramento murario).

Secondo quanto riportato sulla Circolare al suddetto paragrafo, si calcolano le accelerazioni al piano relative agli i-esimi modi di vibrare della struttura, i quali saranno opportunamente combinati in un secondo momento.



Come svolto per la formulazione generale, anche per la formulazione semplificata vengono valutate le condizioni sismiche in direzione X, le quali, come visto sopra, risultano sdoppiate in seguito al calcolo modale:

- 1L Sisma SLD X Dx
- 2L Sisma SLD X Sx
- 1L Sisma SLV X Dx
- 2L Sisma SLV Y Sx

Pertanto, saranno valutate le accelerazioni di piano agenti sull'elemento non strutturale in posizione j-esima, per ognuno dei modi di vibrare i-esimi caratterizzanti un determinato lancio:

$$S_{eZ,k} = (T, \xi, z) = \begin{cases} \frac{1.1 \xi_k^{-0.5} \eta(\xi) a_{Z,k}(z)}{1 + [1.1 \xi_k^{-0.5} \eta(\xi) - 1] \left(1 - \frac{T}{aT_k}\right)^{1.6}} & \text{per } T < aT_k \\ 1.1 \xi_k^{-0.5} \eta(\xi) a_{Z,k}(z) & \text{per } aT_k \leq T < bT_k \\ \frac{1.1 \xi_k^{-0.5} \eta(\xi) a_{Z,k}(z)}{1 + [1.1 \xi_k^{-0.5} \eta(\xi) - 1] \left(\frac{T}{bT_k} - 1\right)^1} & \text{per } T < bT_k \end{cases} \quad [C7.2.5]$$

Dove  $a_{Z,k}$  può essere calcolato come segue, dove i valori di  $\xi_k$  sono espressi come coefficiente:

$$a_{Z,k}(z) = S_e(T_k, \xi_k) |\gamma_k \psi_k| \sqrt{1 + 4\xi_k^2}$$

### 13.2.2.1 1L Sisma SLD X Dx

N° Modo	$T_i$ s	$a_{Z,k}$ m/s <sup>2</sup>	$S_{a,ij}(T_a)$ m/s <sup>2</sup>
1	0,71981	6,70E-01	3,30E+00
2	0,66673	9,97E-03	4,90E-02
3	0,54471	1,33E-01	6,36E-01
4	0,2137	5,72E-01	3,58E-01
5	0,21049	4,55E-01	2,78E-01
6	0,17641	1,79E-01	8,12E-02
7	0,1711	2,40E-02	1,04E-02
8	0,16499	2,53E-03	1,04E-03
9	0,15429	4,83E-03	1,79E-03
10	0,14815	2,48E-03	8,61E-04

### 13.2.2.2 2L Sisma SLD X Sx

N° Modo	$T_i$ s	$a_{Z,k}$ m/s <sup>2</sup>	$S_{a,ij}(T_a)$ m/s <sup>2</sup>
1	0,71924	3,80E-01	1,87E+00
2	0,66584	5,72E-02	2,81E-01
3	0,55304	1,65E-01	8,09E-01
4	0,21432	1,23E-01	7,72E-02
5	0,20873	3,52E-01	2,12E-01
6	0,17875	3,48E-01	1,62E-01



7	0,16729	1,30E-03	5,47E-04
8	0,16587	4,26E-03	1,76E-03
9	0,15612	5,02E-04	1,89E-04
10	0,15125	5,42E-03	1,94E-03

### 13.2.2.1 1L Sisma SLV X Dx

N° Modo	$T_i$ s	$a_{z,k}$ m/s <sup>2</sup>	$S_{a,ij}(T_a)$ m/s <sup>2</sup>
1	0,71981	1,73E+00	8,53E+00
2	0,66673	2,58E-02	1,27E-01
3	0,54471	3,45E-01	1,65E+00
4	0,2137	1,39E+00	8,70E-01
5	0,21049	1,11E+00	6,75E-01
6	0,17641	4,35E-01	1,98E-01
7	0,1711	5,83E-02	2,53E-02
8	0,16499	6,14E-03	2,52E-03
9	0,15429	1,17E-02	4,34E-03
10	0,14815	6,03E-03	2,09E-03

### 13.2.2.2 2L Sisma SLV X Sx

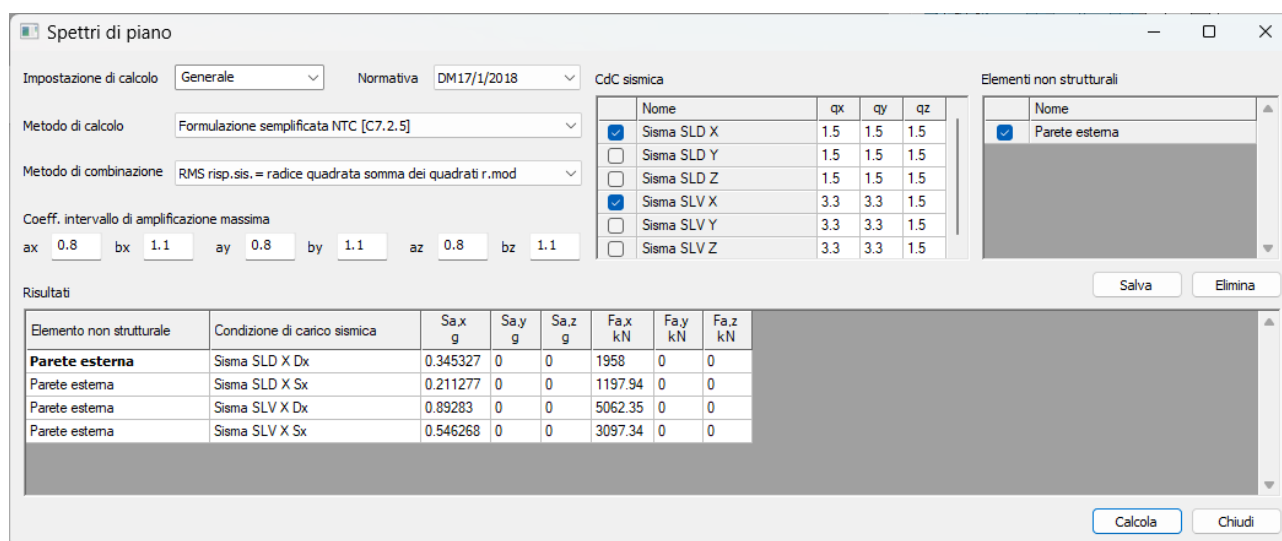
N° Modo	$T_i$ s	$a_{z,k}$ m/s <sup>2</sup>	$S_{a,ij}(T_a)$ m/s <sup>2</sup>
1	0,71924	9,77E-01	4,83E+00
2	0,66584	1,47E-01	7,28E-01
3	0,55304	4,25E-01	2,09E+00
4	0,21432	2,97E-01	1,88E-01
5	0,20873	8,51E-01	5,14E-01
6	0,17875	8,41E-01	3,94E-01
7	0,16729	3,16E-03	1,33E-03
8	0,16587	1,03E-02	4,29E-03
9	0,15612	1,21E-03	4,60E-04
10	0,15125	1,31E-02	4,73E-03

### 13.2.2.3 Risultati Formulazione Semplificata

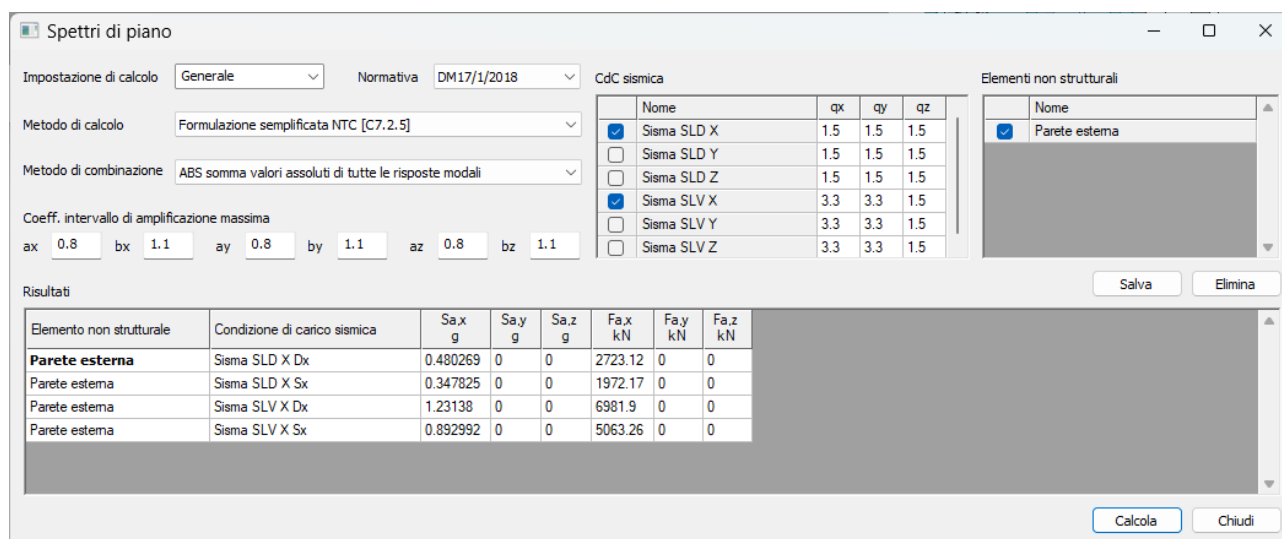
Infine, i risultati ottenuti per le diverse condizioni di carico e per i diversi modi di vibrare verranno combinati secondo il metodo di combinazione SRSS o ABS: saranno così determinati i valori delle accelerazioni di piano in direzione X e le relative domande sismiche.

Elemento non strutturale	Condizione di carico sismica	$S_{a,X\_SRSS}$ m/s <sup>2</sup>	$F_{a,X\_SRSS}$ N	$S_{a,X\_ABS}$ m/s <sup>2</sup>	$F_{a,X\_ABS}$ N
Paramento esterno murario	Sisma SLD X dx	3,388	1958	4,711	2723
	Sisma SLD X sx	2,073	1198	3,412	1972
	Sisma SLV X dx	8,759	5062	12,080	6982
	Sisma SLV X sx	5,359	3097	8,760	5063

Di seguito vengono mostrati i risultati ottenuti in CMP con il tool per il calcolo delle accelerazioni di piano:



**Figura 5:** risultati formulazione semplificata con metodo di combinazione RMS



**Figura 6:** risultati formulazione semplificata con metodo di combinazione ABS

Per i dettagli relativamente al calcolo si rimanda al foglio di calcolo excel indicato all'inizio del capitolo.

### 13.2.3 FORMULAZIONE SEMPLIFICATA PER STRUTTURE A TELAIO [C7.2.11]

In accordo alla Formulazione Semplificata per strutture a Telaio del cap. C7.2.3 della Circolare al DM17/01/2018 si calcolano le accelerazioni di piano agenti in sommità ad un paramento murario in direzione X (direzione in cui può avvenire il ribaltamento di tale paramento murario).

Nel caso specifico del paramento murario esterno verranno valutate le condizioni di carico sismiche in direzione X:

- Sisma SLD X
- Sisma SLV X



Tale formulazione è estremamente semplificata rispetto alle precedenti, infatti non necessita di un calcolo modale.

L'accelerazione di piano viene calcolata secondo la seguente formulazione:

$$S_a(T_a) = \begin{cases} \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[ \frac{a_p}{1+(a_p-1)\left(1-\frac{T_a}{aT_1}\right)^2} \right] \geq \alpha S & \text{per } T_a \leq aT_1 \\ \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) a_p & \text{per } aT_1 \leq T_a \leq bT_1 \\ \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[ \frac{a_p}{1+(a_p-1)\left(1-\frac{T_a}{bT_1}\right)^2} \right] \geq \alpha S & \text{per } T_a \geq bT_1 \end{cases} \quad [C7.2.11]$$

In tal caso il calcolo è stato svolto assumendo come periodo il periodo fondamentale risultato dell'analisi modale, poiché quest'ultima risultava già svolta per il calcolo delle accelerazioni di piano con le metodologie prima proposte (si ricorda che per questo tipo di calcolo non è richiesta la conoscenza dei parametri modali e quindi di un calcolo modale).

Il valore del periodo fondamentale in direzione X è:

$$T_1 = 0,71277 \text{ s}$$

### 13.2.3.1 Risultati Formulazione Semplificata per strutture a Telaio

Infine, vengono di seguito riportati i risultati del calcolo delle accelerazioni di piano per le condizioni di carico considerate e le relative domande sismiche:

Elemento non strutturale	Condizione di carico sismica	S <sub>a,x</sub> m/s <sup>2</sup>	F <sub>a,x</sub> N
Paramento murario esterno	Sisma SLD X dx	4,050	2340,77
	Sisma SLD X sx	10,376	5997,09

Di seguito vengono mostrati i risultati ottenuti in CMP con il tool per il calcolo delle accelerazioni di piano:

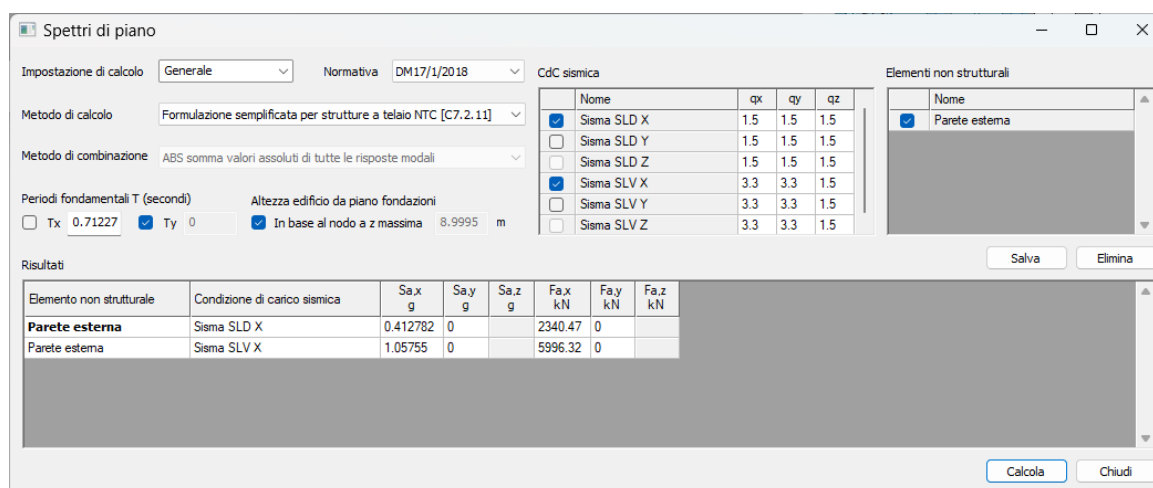


Figura 7: risultati formulazione semplificata per strutture a telaio

Per i dettagli relativamente al calcolo si rimanda al foglio di calcolo excel indicato all'inizio del capitolo.



### 13.3 CONFRONTO RISULTATI

	CALCOLO MANUALE	CMP	Differenza %
<b>Formulazione generale [C7.2.3]</b>			
$S_{a,X}$ (Sisma SLD X sx – RMS) m/s <sup>2</sup>	4,5355061	4,5355064	0,000006%
$S_{a,X}$ (Sisma SLD X sx – RMS) m/s <sup>2</sup>	2,7758871	2,7758867	0,000016%
$S_{a,X}$ (Sisma SLV X dx – RMS) m/s <sup>2</sup>	5,3345782	5,3345799	0,000032%
$S_{a,X}$ (Sisma SLV X sx – RMS) m/s <sup>2</sup>	3,2649613	3,2649642	0,000089%
$S_{a,X}$ (Sisma SLD X sx – ABS) m/s <sup>2</sup>	5,8469323	5,8469366	0,000074%
$S_{a,X}$ (Sisma SLD X sx – ABS) m/s <sup>2</sup>	4,2890361	4,2890399	0,000089%
$S_{a,X}$ (Sisma SLV X dx – ABS) m/s <sup>2</sup>	6,8445153	6,8445155	0,000002%
$S_{a,X}$ (Sisma SLV X sx – ABS) m/s <sup>2</sup>	5,0245249	5,0245250	0,000003%
<b>Formulazione semplificata [C7.2.5]</b>			
$S_{a,X}$ (Sisma SLD X sx – RMS) m/s <sup>2</sup>	3,3876505	3,3876579	0,000218%
$S_{a,X}$ (Sisma SLD X sx – RMS) m/s <sup>2</sup>	2,0726266	2,0726274	0,000036%
$S_{a,X}$ (Sisma SLV X dx – RMS) m/s <sup>2</sup>	8,7586532	8,7586623	0,000104%
$S_{a,X}$ (Sisma SLV X sx – RMS) m/s <sup>2</sup>	5,3588813	5,3588891	0,000146%
$S_{a,X}$ (Sisma SLD X sx – ABS) m/s <sup>2</sup>	4,7114326	4,7114389	0,000133%
$S_{a,X}$ (Sisma SLD X sx – ABS) m/s <sup>2</sup>	3,4121633	3,4121633	0,000002%
$S_{a,X}$ (Sisma SLV X dx – ABS) m/s <sup>2</sup>	12,0797911	12,0798378	0,000387%
$S_{a,X}$ (Sisma SLV X sx – ABS) m/s <sup>2</sup>	8,7602429	8,7602515	0,000098%
<b>Formulazione semplificata per telai [C7.2.11]</b>			
$S_{a,X}$ (Sisma SLD X sx – RMS) m/s <sup>2</sup>	4,0493909	4,0493914	0,000013%
$S_{a,X}$ (Sisma SLD X sx – RMS) m/s <sup>2</sup>	10,3745776	10,3745655	0,000117%





## 14 CALCOLO DELLE RIGIDEZZA DI PIANO E VERIFICA DELLA DEFORMABILITÀ TORSIONALE

**Data:** 03/07/2017

**Programma:** CMP 29

**Versione:** 29.0.0.0 del 18/07/2017

**File:** [CMP: Palazzina\_ValidazioneCalcoloRigidezze]

**Scopo:** validare i risultati prodotti dalla procedura di calcolo automatico della rigidezza degli impalcati e le conseguenti verifiche di deformabilità torsionale.

A partire dalla versione 29, CMP permette il calcolo della rigidezza degli impalcati che compongono un certo edificio e la conseguente verifica in termini di deformabilità torsionale della tipologia di struttura in c.a. separatamente per le direzioni x e y; come prescritto dal par. 7.4.3.1 del DM 14/01/2008, verifica quindi la condizione

$$r / I_s > 0.8$$

dove  $r^2$  rappresenta il rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano;  $I_s^2 = (L^2 + B^2) / 12$ , dove L e B sono le dimensioni in pianta del piano. Tale formulazione di  $I_s^2$  coincide con il caso particolare, per geometrie rettangolari, del rapporto tra momento di inerzia polare della massa del piano in pianta rispetto al suo baricentro e la massa piano stesso; tale caso più generico è riportato esplicitamente al paragrafo 4.2.3.2 dell'Eurocodice 8.

Scopo del presente capitolo è quello di ripercorrere e validare i risultati che CMP produce in automatico per il calcolo delle rigidezze degli impalcati e per la verifica della condizione sopra descritta.

### 14.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO NUMERICO

**Data:** 03/07/2017

**Programma:** CMP 29

**Versione:** 29.0.0.0 del 18/07/2017

**File:** [CMP: Palazzina\_ValidazioneCalcoloRigidezze]

**Scopo:** descrivere il modello numerico calcolato e verificato.

Il modello in esame rappresenta un edificio a 6 piani in cemento armato: il piano interrato presenta un'altezza utile di 2.8 m ed una planimetria diversa da quella degli altri piani, che sono invece uguali tra loro e di altezza utile pari a 3.1 m.

Tutti i piani sono simmetrici rispetto all'asse y del modello, mentre non lo sono rispetto all'asse x.





Sono presenti 4 tipologie di pilastri (30x30, 40x40, 30x50, 50x30) aventi sezione costante per tutto il loro sviluppo in altezza. Le travi sono costituite da 13 tipologie sezionali, 4 riguardanti la fondazione (60x30, 100x30, 120x30, sezione a “T rovescio” 100x30+25x70), 9 presenti nella parte in elevazione (25x50, 25x60, 25x60 fittizia, trave ad “L” 25x60+17.5x25, trave ad “L” fittizia 25x60+17.5x25, 30x50, 50x25, trave fittizia che schematizza la rigidezza derivante dai solai 50x25, 60x25) e un cordolo situato in corrispondenza della sommità del muro di cantina (30x25).

All'interno del telaio sono alloggiati i vani scale e ascensore costituiti da pareti in c.a. aventi spessore pari a 25 cm. Il piano interrato è parzialmente delimitato da muri in c.a. aventi spessore pari a 30 cm. La copertura è costituita da falde piane.

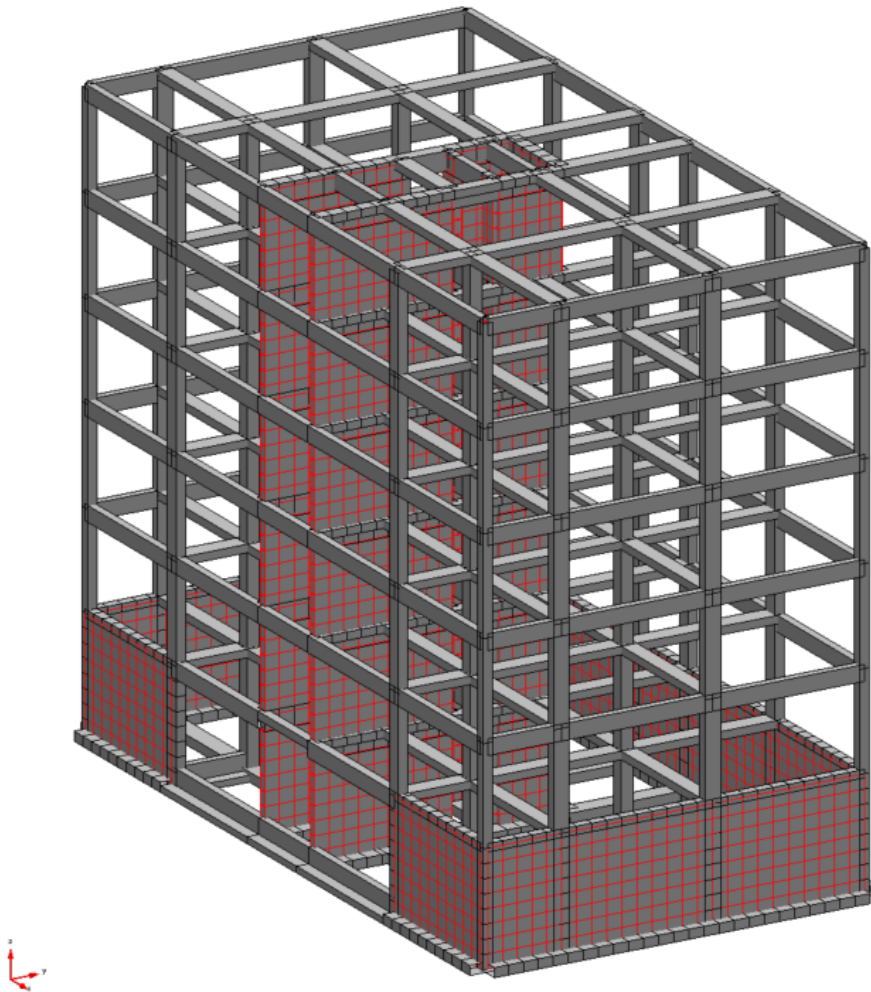
Si considera come materiale per la costruzione un calcestruzzo C25/30, con modulo elastico  $E = 314471.6 \text{ daN/cm}^2$  e modulo tangenziale  $G = E / 2 * (1 + \nu) = 131029.8 \text{ daN/cm}^2$ .

Si assume un comportamento infinitamente rigido dei piani, associando ad ogni loro nodo i seguenti nodi master:

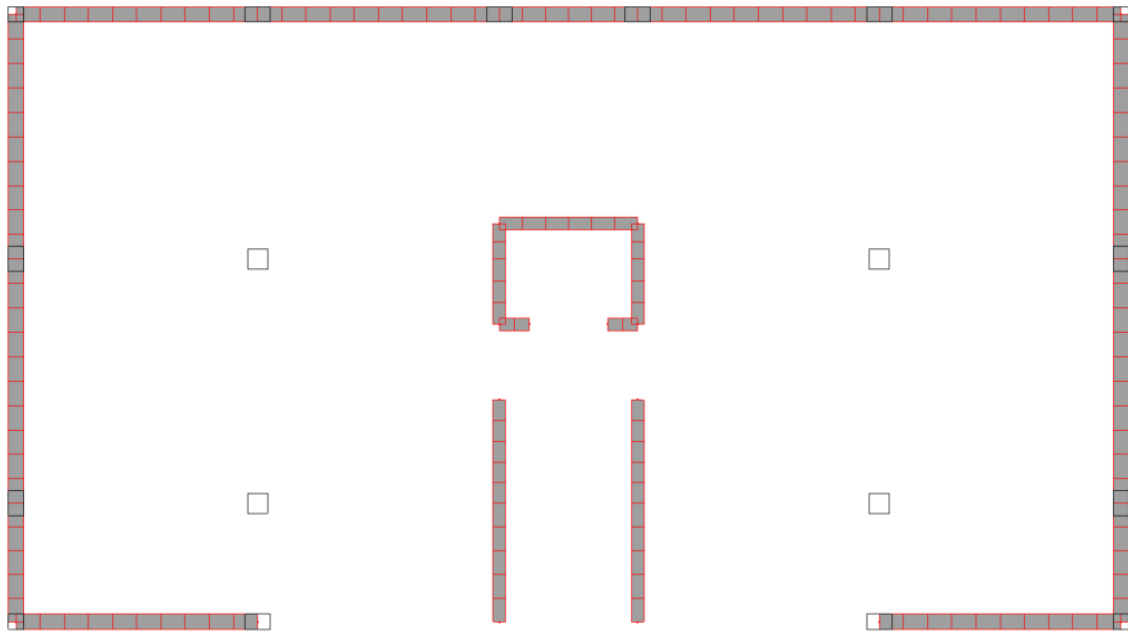
- Nodo master piano copertura: nodo 168;
- Nodo master Piano quarto: nodo 167;
- Nodo master Piano terzo: nodo 166;
- Nodo master Piano secondo: nodo 165;
- Nodo master Piano primo: nodo 164;
- Nodo master Piano terra: nodo 163.

La struttura è incastrata alla base.

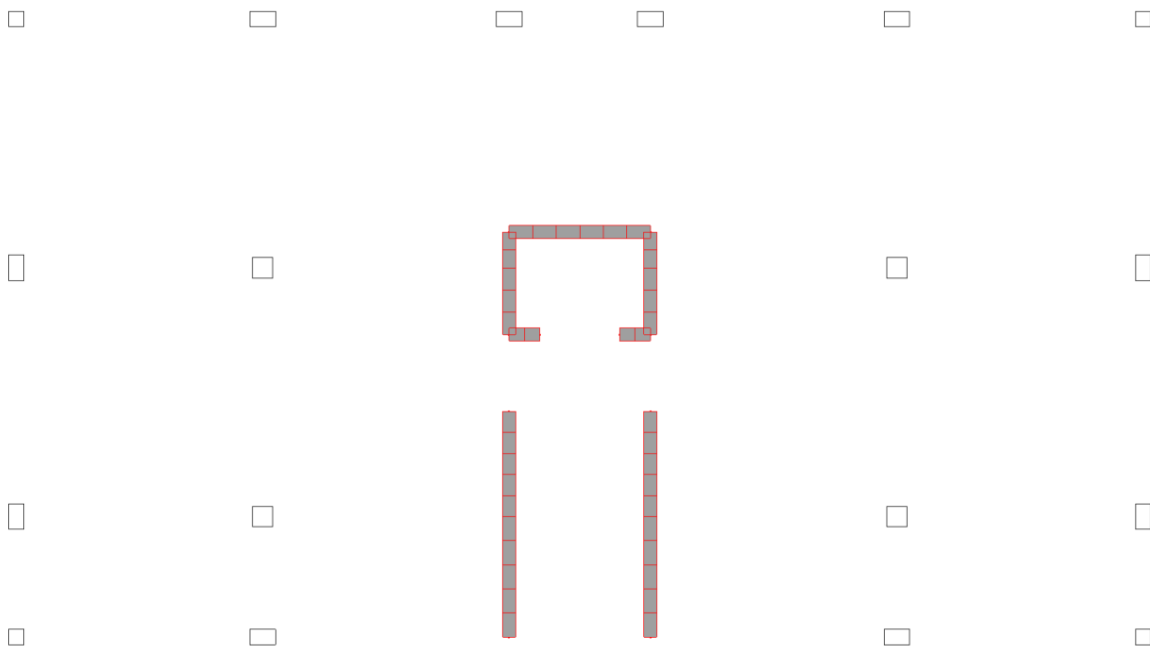
I paragrafi a seguire illustrano il calcolo delle rigidezze di piano con due diverse procedure: la prima, di calcolo “manuale”, stima la rigidezza degli elementi verticali valutando i contributi flessionali e taglianti; la seconda, invece, è quella utilizzata da CMP, della quale percorreremo ogni singolo passaggio.



**Vista solida del modello numerico**



Vista in pianta del piano interrato



Vista in pianta dei piani fuori terra



## 14.2 CALCOLO MANUALE DELLE RIGIDEZZE DI PIANO

**Data:** 03/07/2017

**Programma:** calcolo manuale

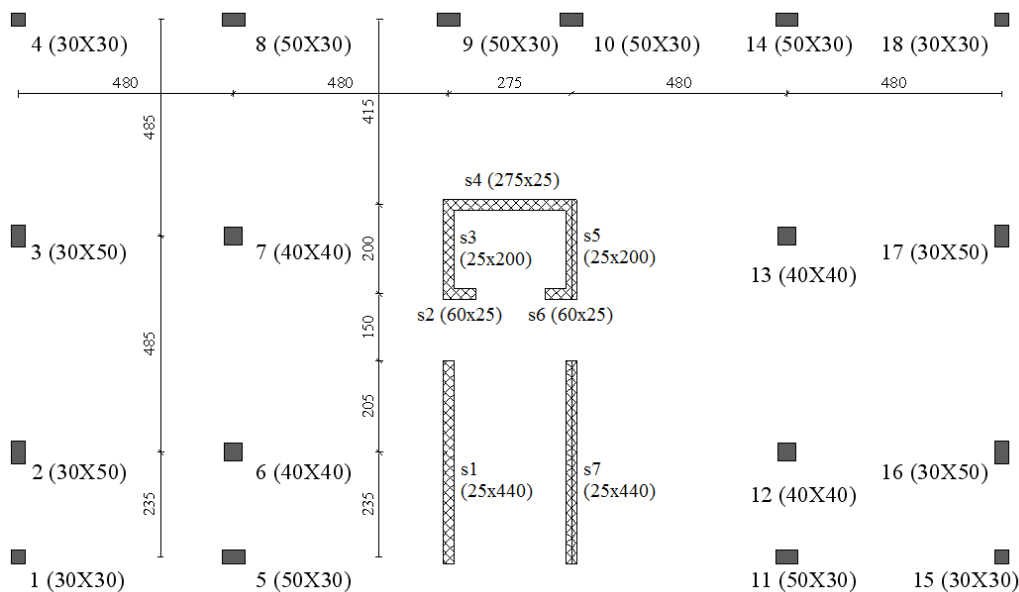
**Versione:** 29.0.0.0 del 18/07/2017

**File:** [CMP: Palazzina\_ValidazioneCalcoloRigidezze]

**Scopo:** valutare le rigidezze di piano mediante procedura manuale per ottenere un confronto numerico per i risultati prodotti automaticamente da CMP.

Il presente paragrafo illustra il calcolo delle rigidezze di piano mediante una procedura di calcolo manuale, che stima le rigidezze valutando i contributi flessionali e taglianti dei singoli elementi verticali ed ipotizzando un comportamento di piano del tipo shear type, cioè con vincoli alle rotazioni attorno agli assi x e y e alla traslazione in direzione z.

Con tale assunzione è possibile ricondurre il comportamento dei 5 piani a quello di un piano “tipo”, del quale si illustrano la posizione e le caratteristiche degli elementi che partecipano nella definizione della rigidezza del piano.



**Rappresentazione del piano “tipo” calcolato e numerazione degli elementi strutturali verticali**



### 14.2.1 CALCOLO DELLA RIGIDEZZA FLESSIONALE

Il sistema di riferimento del modello è collocato in corrispondenza del pilastro P1 (guardando il modello in pianta, il punto in basso a sinistra): con riferimento ad esso, si riportano le coordinate dei baricentri degli elementi verticali del piano, insieme alle aree e ai momenti di inerzia degli stessi.

Elemento	Tipo Sezione	X (cm)	Y (cm)	Area (cm <sup>2</sup> )	Jx (cm <sup>4</sup> )	Jy (cm <sup>4</sup> )
P1	Sez 30x30	0	0	900	67500	67500
P2	Sez 30x50	0	235	1500	312500	112500
P3	Sez 30x50	0	720	1500	312500	112500
P4	Sez 30x30	0	1205	900	67500	67500
P5	Sez 50x30	480	0	1500	112500	312500
P6	Sez 40x40	480	235	1600	213333.333	213333.333
P7	Sez 40x40	480	720	1600	213333.333	213333.333
P8	Sez 50x30	480	1205	1500	112500	312500
P9	Sez 50x30	960	1205	1500	112500	312500
P10	Sez 50x30	1235	1205	1500	112500	312500
P11	Sez 50x30	1715	0	1500	112500	312500
P12	Sez 40x40	1715	235	1600	213333.333	213333.333
P13	Sez 40x40	1715	720	1600	213333.333	213333.333
P14	Sez 50x30	1715	1205	1500	112500	312500
P15	Sez 30x30	2195	0	900	67500	67500
P16	Sez 30x50	2195	235	1500	312500	112500
P17	Sez 30x50	2195	720	1500	312500	112500
P18	Sez 30x30	2195	1205	900	67500	67500
Setto 1	Sez 25x440	960	220	11000	177466666.7	572916.667
Setto 2	Sez 60x25	990	590	1500	78125	450000
Setto 3	Sez 25x200	960	690	5000	16666666.7	260416.667
Setto 4	Sez 275x25	1097.5	790	6875	358072.917	43326822.92
Setto 5	Sez 25x200	1235	690	5000	16666666.7	260416.6667
Setto 6	Sez 60x25	1205	590	1500	78125	450000
Setto 7	Sez 25x440	1235	220	11000	177466666.7	572916.667

Ipotizzando allora un comportamento di tipo shear type per pilastri e setti, con possibilità di unica traslazione orizzontale in sommità dei degli stessi, si possono calcolare le rigidezze flessionali e taglianti con le seguenti espressioni:

$$K_{X,Fles} = \frac{12 \cdot E \cdot J_Y}{L^3} \quad K_{Y,Fles} = \frac{12 \cdot E \cdot J_X}{L^3} \quad K_{Taglio} = \frac{G \cdot A}{\chi \cdot h}$$

Si assume che: per i pilastri, la rigidezza totale in una direzione coincide con la rigidezza flessionale; per le pareti, si assume invece che la rigidezza nel piano coincida con quella tagliante, mentre quella fuori piano con quella flessionale. I valori delle rigidezze sono riportati nella tabella a seguire.

Elemento	K <sub>x, fles</sub> (N/cm)	K <sub>y, fles</sub> (N/cm)	K <sub>taglio</sub> (N/cm)	K <sub>x</sub> (N/cm)	K <sub>y</sub> (N/cm)
P1	8.5581E+04	8.5581E+04	3.1730E+06	8.558E+04	8.558E+04
P2	1.4263E+05	3.9621E+05	5.2883E+06	1.426E+05	3.962E+05
P3	1.4263E+05	3.9621E+05	5.2883E+06	1.426E+05	3.962E+05



P4	8.5581E+04	8.5581E+04	3.1730E+06	8.558E+04	8.558E+04
P5	3.9621E+05	1.4263E+05	5.2883E+06	3.962E+05	1.426E+05
P6	2.7048E+05	2.7048E+05	5.6408E+06	2.705E+05	2.705E+05
P7	2.7048E+05	2.7048E+05	5.6408E+06	2.705E+05	2.705E+05
P8	3.9621E+05	1.4263E+05	5.2883E+06	3.962E+05	1.426E+05
P9	3.9621E+05	1.4263E+05	5.2883E+06	3.962E+05	1.426E+05
P10	3.9621E+05	1.4263E+05	5.2883E+06	3.962E+05	1.426E+05
P11	3.9621E+05	1.4263E+05	5.2883E+06	3.962E+05	1.426E+05
P12	2.7048E+05	2.7048E+05	5.6408E+06	2.705E+05	2.705E+05
P13	2.7048E+05	2.7048E+05	5.6408E+06	2.705E+05	2.705E+05
P14	3.9621E+05	1.4263E+05	5.2883E+06	3.962E+05	1.426E+05
P15	8.5581E+04	8.5581E+04	3.1730E+06	8.558E+04	8.558E+04
P16	1.4263E+05	3.9621E+05	5.2883E+06	1.426E+05	3.962E+05
P17	1.4263E+05	3.9621E+05	5.2883E+06	1.426E+05	3.962E+05
P18	8.5581E+04	8.5581E+04	3.1730E+06	8.558E+04	8.558E+04
Setto 1	7.2638E+05	2.2500E+08	3.8781E+07	7.264E+05	3.878E+07
Setto 2	5.7054E+05	9.9052E+04	5.2883E+06	5.705E+05	9.905E+04
Setto 3	3.3017E+05	2.1131E+07	1.7628E+07	3.302E+05	1.763E+07
Setto 4	5.4933E+07	4.5399E+05	2.4238E+07	2.424E+07	4.540E+05
Setto 5	3.3017E+05	2.1131E+07	1.7628E+07	3.302E+05	1.763E+07
Setto 6	5.7054E+05	9.9052E+04	5.2883E+06	5.705E+05	9.905E+04
Setto 7	7.2638E+05	2.2500E+08	3.8781E+07	7.264E+05	3.878E+07

#### 14.2.2 CALCOLO DELLA RIGIDEEZZA TORSIONALE

Dai valori delle rigidezze flessionali è possibile ricavare la posizione del centro di taglio dell'impalcato, essendo:

$$X_C = \frac{\sum K_Y \cdot X}{\sum K_Y} \quad Y_C = \frac{\sum K_X \cdot Y}{\sum K_X}$$

dove le sommatorie sono relative alle rigidezze totali nelle direzioni x e y per ciascun elemento coinvolto nel calcolo. La posizione del centro di taglio è quindi uguale a:

$$X_C = 1097.50 \text{ cm}$$

$$Y_C = 737.55 \text{ cm}$$

da cui possiamo calcolare la rigidezza torsionale degli elementi:

$$K_{Tor,i} = K_{Y,i} \cdot d_{x,i}^2 + K_{X,i} \cdot d_{y,i}^2$$

dove  $d_{x,i}$  e  $d_{y,i}$  rappresentano le distanze x e y tra i baricentri dell'i-esimo elemento e il centro di taglio ( $X_C$ ,  $Y_C$ ) calcolato in precedenza; la rigidezza torsionale dell'impalcato è quindi uguale a:

$$K_{Tor} = \sum K_{Tor,i}$$

Nel caso in oggetto risultano i seguenti valori.



Elemento	$K_x \cdot Y$ (N)	$K_y \cdot X$ (cm)	xC (cm)	yC (cm)	$K_{tor}$ (Ncm/rad)
P1	0.00E+00	0.00E+00	-1097.5	-744.7	1.5055E+11
P2	3.35E+07	0.00E+00	-1097.5	-509.7	5.1429E+11
P3	1.03E+08	0.00E+00	-1097.5	-24.7	4.7732E+11
P4	1.03E+08	0.00E+00	-1097.5	460.3	1.2121E+11
P5	0.00E+00	6.85E+07	-617.5	-744.7	2.7412E+11
P6	6.36E+07	1.30E+08	-617.5	-509.7	1.7341E+11
P7	1.95E+08	1.30E+08	-617.5	-24.7	1.0330E+11
P8	4.77E+08	6.85E+07	-617.5	460.3	1.3833E+11
P9	4.77E+08	1.37E+08	-137.5	460.3	8.6638E+10
P10	4.77E+08	1.76E+08	137.5	460.3	8.6638E+10
P11	0.00E+00	2.45E+08	617.5	-744.7	2.7412E+11
P12	6.36E+07	4.64E+08	617.5	-509.7	1.7341E+11
P13	1.95E+08	4.64E+08	617.5	-24.7	1.0330E+11
P14	4.77E+08	2.45E+08	617.5	460.3	1.3833E+11
P15	0.00E+00	1.88E+08	1097.5	-744.7	1.5055E+11
P16	3.35E+07	8.70E+08	1097.5	-509.7	5.1429E+11
P17	1.03E+08	8.70E+08	1097.5	-24.7	4.7732E+11
P18	1.03E+08	1.88E+08	1097.5	460.3	1.2121E+11
Setto 1	1.60E+08	3.72E+10	-137.5	-524.7	9.3319E+11
Setto 2	5.65E+08	9.81E+07	-107.5	245.3	3.5471E+10
Setto 3	2.28E+08	1.69E+10	-137.5	-54.7	3.3426E+11
Setto 4	1.91E+10	4.98E+08	0.0	45.3	4.9707E+10
Setto 5	2.28E+08	2.18E+10	137.5	-54.7	3.3426E+11
Setto 6	3.37E+08	1.19E+08	107.5	-154.7	1.4801E+10
Setto 7	1.60E+08	4.79E+10	137.5	-524.7	9.3319E+11

### 14.2.3 CALCOLO DEL RAPPORTO $r/l_s$

L'impalcato è caratterizzato dai seguenti valori di rigidezza flessionale e torsionale:

$$K_x = 3186 \text{ KN/mm}, K_y = 11733 \text{ KN/mm}, K_{tor} = 6.713 \cdot 10^{10} \text{ KNmm/rad};$$

dalle quali risulta il rapporto tra le rigidezze torsionali e flessionali secondo la 7.4.3.1 del DM 14/01/2008:

$$r_x^2 = 2.107 \cdot 10^7 \text{ mm}^2, r_y^2 = 5.721 \cdot 10^6;$$

L'impalcato ha forma rettangolare, di dimensioni  $L=2195$  cm e  $B = 1205$  cm, pertanto:

$$I^2 = (L^2 + B^2)/12 = 5.225 \cdot 10^7 \text{ mm}^2;$$

da cui il rapporto  $r/l_s$  nelle direzioni x e y:

$$r_x/l_s = 0.635$$

$$r_y/l_s = 0.331$$



## 14.3 CALCOLO DELLE RIGIDEZZE DI PIANO CON CMP

**Data:** 03/07/2017

**Programma:** CMP 29

**Versione:** 29.0.0.0 del 18/07/2017

**File:** [CMP: Palazzina\_ValidazioneCalcoloRigidezze]

**Scopo:** descrivere la procedura automatica utilizzata da CMP per il calcolo delle rigidezze di piano e validarne i risultati.

CMP è in grado di riprodurre i risultati ottenuti al paragrafo precedente mediante procedure di tipo automatico, che vengono qui illustrate nel dettaglio e che si basano sulla creazione di un'apposita fase di calcolo, denominata "Calcolo rigidezze", dove vengono applicati determinati vincoli e spostamenti impressi al modello originale (senza che quest'ultimo venga alterato).

Il modello è caratterizzato da un'unica verticale, denominata "a": il calcolo sarà riferito a tutti gli impalcati in essa definiti.

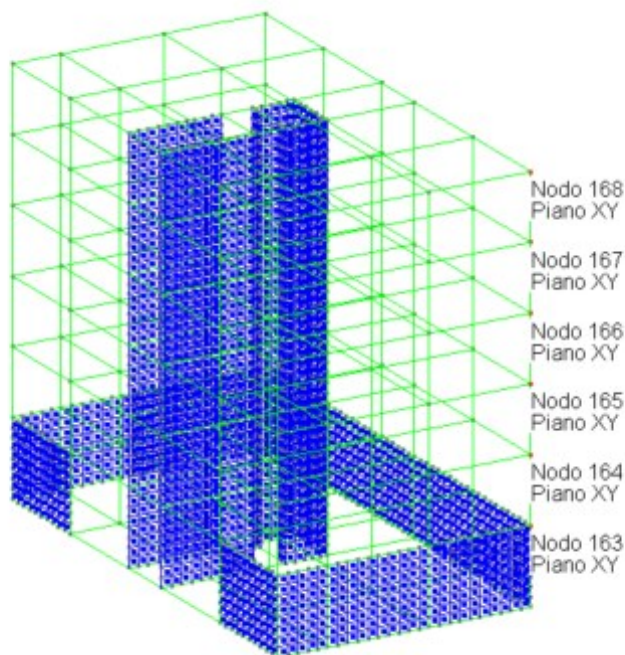
Nome Impalcato	Verticali	Quota (mm)	Piano rigido	Nodo rif.	Shear type	Calcolo Ls	xR (mm)	yR (mm)	Is <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	rx / Is	ry / Is
PT	a	0.0	<input checked="" type="checkbox"/>	163	<input checked="" type="checkbox"/>	Geometrico	10975.001	8550.859	52250416.7	1.510	1.538
P1	a	3100.0	<input checked="" type="checkbox"/>	164	<input checked="" type="checkbox"/>	Geometrico	10975.000	7425.198	52250416.7	0.630	0.350
P2	a	6200.0	<input checked="" type="checkbox"/>	165	<input checked="" type="checkbox"/>	Geometrico	10975.000	7425.198	52250416.7	0.630	0.350
P3	a	9300.0	<input checked="" type="checkbox"/>	166	<input checked="" type="checkbox"/>	Geometrico	10975.000	7425.198	52250416.7	0.630	0.350
P4	a	12400.0	<input checked="" type="checkbox"/>	167	<input checked="" type="checkbox"/>	Geometrico	10975.000	7425.198	52250416.7	0.630	0.350
P5	a	15500.0	<input checked="" type="checkbox"/>	168	<input checked="" type="checkbox"/>	Geometrico	10975.000	7425.198	52250416.7	0.630	0.350

**Dettagli degli impalcati oggetto di valutazione**

Con riferimento alle opzioni elencate in tabella, CMP esegue le seguenti operazioni, confinate alla fase "Calcolo rigidezze":

- assegnazione di vincoli alla rotazione z e alle traslazioni x e y ai nodi di riferimento di ciascun impalcato;
- assegnazione, a tutti i nodi di impalcato, dei vincoli alle rotazioni x e y e alla traslazione z (comportamento tipo shear type): tale opzione è stata specificata nelle opzioni di calcolo;
- per ogni impalcato da calcolare, generazione di tre condizioni di carico contenenti rispettivamente uno spostamento impresso in direzione x, uno spostamento impresso in direzione y e una rotazione attorno all'asse z unitari, tutti e tre applicati ai nodi di riferimento dell'impalcato corrente e degli impalcati al di sopra di esso, secondo le indicazioni contenute nella verticale di riferimento.





Vista dei nodi di riferimento a cui si applicano gli spostamenti impressi

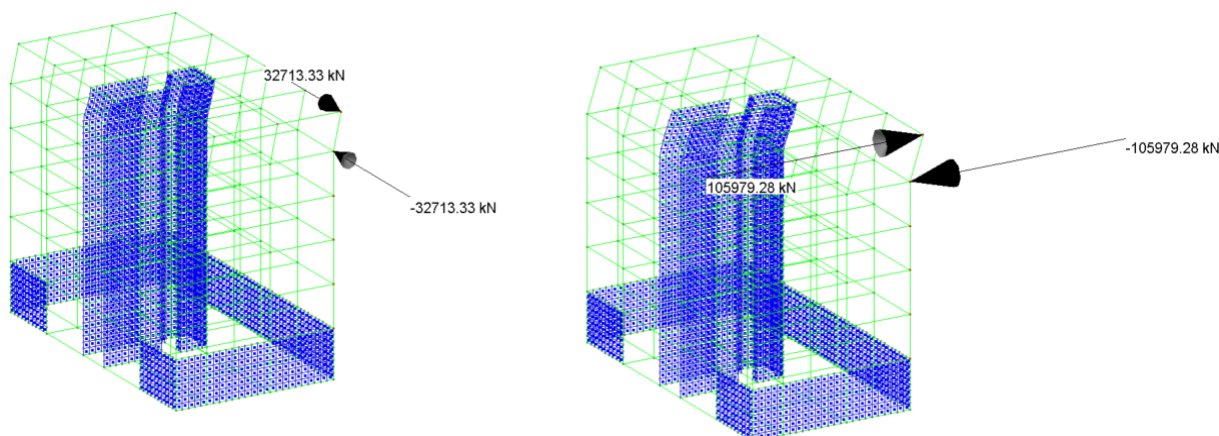
Risultano così le seguenti condizioni di carico. Si noti come, applicando uno spostamento ad un nodo di riferimento di un impalcato, vengono coinvolti dal medesimo spostamento anche i nodi degli impalcati superiori: in tal modo si ottiene sempre una traslazione rigida degli impalcati al di sopra di quello di riferimento.

Condiz. di carico	Spostamento impresso	Entità spostamento	Nodi rif. coinvolti
1 - Sx PT	Spostamento lungo X	sx=1 cm	164/165/166/167/168
2 - Sy PT	Spostamento lungo Y	sy=1 cm	164/165/166/167/168
3 - Rz PT	Rotazione attorno a Z	rz=0.1 rad	164/165/166/167/168
4 - Sx P1	Spostamento lungo X	sx=1 cm	164/165/166/167/168
5 - Sy P1	Spostamento lungo Y	sy=1 cm	164/165/166/167/168
6 - Rz P1	Rotazione attorno a Z	rz=0.1 rad	164/165/166/167/168
7 - Sx P2	Spostamento lungo X	sx=1 cm	165/166/167/168
8 - Sy P2	Spostamento lungo Y	sy=1 cm	165/166/167/168
9 - Rz P2	Rotazione attorno a Z	rz=0.1 rad	165/166/167/168
10 - Sx P3	Spostamento lungo X	sx=1 cm	166/167/168
11 - Sy P3	Spostamento lungo Y	sy=1 cm	166/167/168
12 - Rz P3	Rotazione attorno a Z	rz=0.1 rad	166/167/168
13 - Sx P4	Spostamento lungo X	sx=1 cm	167/168
14 - Sy P4	Spostamento lungo Y	sy=1 cm	167/168
15 - Rz P4	Rotazione attorno a Z	rz=0.1 rad	167/168
16 - Sx P5	Spostamento lungo X	sx=1 cm	168
17 - Sy P5	Spostamento lungo Y	sy=1 cm	168
18 - Rz P5	Rotazione attorno a Z	rz=0.1 rad	168



Dopo aver eseguito l'analisi di queste condizioni di carico, CMP legge le reazioni vincolari nei nodi di riferimento. Si riportano in tabella i valori per l'impalcato di terra e per il piano tipo, cioè quello analizzato con il calcolo manuale al capitolo precedente.

CdC	Nodo	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	M <sub>z</sub> (kNm)
1 - S <sub>x</sub> PT	163	362148.3	0	1267208.3
2 - S <sub>y</sub> PT	163	0	348058.0	-3.81E+6
3 - R <sub>z</sub> PT	163	126720.8	-383091.0	8.96E+06
...				
16 - S <sub>x</sub> P5	168	32713.3	0	151293
17 - S <sub>y</sub> P5	168	0	105979.3	-1.16E+06
18 - R <sub>z</sub> P5	168	15129.3	-116312.3	1.41E+08



**Reazioni vincolari nelle condizioni di spostamento x e spostamento y imposti**

Si procede valutando la posizione del centro di rigidezza rispetto al punto di applicazione degli spostamenti impressi. Relativamente al piano tipo, la distanza X e la distanza Y del centro di rigidezza rispetto al punto di applicazione degli spostamenti impressi assume il seguente valore:

$$e_x = -M_{z(y)} / F_y = 1.16E09 / 105979.3 = 10975mm$$

$$e_y = M_{z(x)} / F_x = 151293000 / 32713.3 = 4625mm$$

dove  $F_y$  rappresenta la forza lungo y che nasce nel nodo master all'applicazione dello spostamento impresso  $S_y$ ;  $F_x$  è invece la forza lungo x che nasce nel nodo master all'applicazione dello spostamento impresso  $S_x$ .  $M_{z(y)}$  è il momento attorno all'asse z che nasce nel nodo master all'applicazione dello spostamento impresso  $S_y$ ;  $M_{z(x)}$  è il momento attorno all'asse z che nasce nel nodo master all'applicazione dello spostamento impresso  $S_x$ .

La posizione del centro di taglio risulta uguale a:

$$X_C = X_M - e_x = 10975mm$$

$$Y_C = Y_M - e_y = 7425mm$$



dove  $X_M$  e  $Y_M$  rappresentano le coordinate del nodo di riferimento. Risultano le rigidezze flessionali nelle direzioni x e y e la rigidezza torsionale dell'impalcato:

$$K_{Fles,X} = \frac{F_x}{S_x} = 3271 \text{KN} / \text{mm}$$

$$K_{Fles,Y} = \frac{F_y}{S_y} = 10598 \text{KN} / \text{mm}$$

$$K_{Tors} = \frac{M_z(R_z) + (F_y(R_z) \cdot e_x - F_x(R_z) \cdot e_y)}{R_z} = 6780351927 \text{KNm} / \text{rad}$$

dove  $S_x$  e  $S_y$  sono gli spostamenti impressi nelle direzioni x e y;  $M_z$ ,  $F_x$  e  $F_y$  sono il momento attorno all'asse z e le forze nelle direzioni x e y che nascono a seguito dell'applicazione della rotazione  $R_z$ .

Le dimensioni in pianta dell'impalcato sono uguali a  $B = 21950 \text{ mm}$  e  $H = 12050 \text{ mm}$ , pertanto

$$I_s^2 = 52250417 \text{ mm}^2$$

e i rapporti tra rigidezze torsionali e taglianti:

$$r_x^2 = 2.073 \cdot 10^7 \text{ mm}^2, r_y^2 = 6.397 \cdot 10^6;$$

da cui:

$$\text{dir.x: } \frac{r}{I_s} = 0.630$$

$$\text{dir.y: } \frac{r}{I_s} = 0.350$$

I risultati ottenuti da CMP sono pertanto analoghi a quelli derivanti dal calcolo manuale, come si può riscontrare anche dalla seguente tabella.

Nome Impalcato	xR-GM (mm)	yR-GM (mm)	Kx (kN/mm)	Ky (kN/mm)	Ktor (kN/mm)	xR (mm)	yR (mm)	I <sub>s</sub> <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	r <sub>x</sub> / I <sub>s</sub>	r <sub>y</sub> / I <sub>s</sub>
PT	0.001	2525.859	3.621E+004	3.491E+004	4.312E+012	10975.001	8550.859	52250416.7	1.510	1.538
P1	0.000	1400.198	3.271E+003	1.060E+004	6.780E+010	10975.000	7425.198	52250416.7	<b>0.630</b>	<b>0.350</b>
P2	0.000	1400.198	3.271E+003	1.060E+004	6.780E+010	10975.000	7425.198	52250416.7	0.630	0.350
P3	0.000	1400.198	3.271E+003	1.060E+004	6.780E+010	10975.000	7425.198	52250416.7	0.630	0.350
P4	0.000	1400.198	3.271E+003	1.060E+004	6.780E+010	10975.000	7425.198	52250416.7	0.630	0.350
P5	0.000	1400.198	3.271E+003	1.060E+004	6.780E+010	10975.000	7425.198	52250416.7	0.630	0.350

**Tabella dei risultati ottenuti con la procedura automatica di CMP**





## 15 VERIFICHE DI DUTTILITÀ

**Data:** 28/02/2018

**Programma:** CMP 30

**Versione:** 30.0.0.0 del 19/03/2018

**File:** [CMP: Telaio\_ ValidazioneVerificheDuttilità]

**Scopo:** validare i risultati prodotti dalla procedura di determinazione dei coefficienti di verifica, relativamente alle verifiche di duttilità ai sensi del DM 17/01/2018.

A partire dalla versione 30, CMP permette di eseguire le verifiche di duttilità ai sensi delle NTC 17/01/2018, secondo le quali la domanda in duttilità di curvatura allo SLC nelle zone dissipative, espressa mediante il fattore di duttilità in curvatura  $\mu_\phi$ , nel caso di analisi lineare, è data da (espressione 7.4.3 del DM 2018):

$$\mu_{\phi,d} = 1.2 \cdot (2 \cdot q_0 - 1) \text{ se } T_1 \geq T_C;$$

$$\mu_{\phi,d} = 1.2 \cdot (1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot T_C / T_1) \text{ se } T_1 < T_C;$$

dove  $T_1$  è il periodo fondamentale della struttura. La capacità in duttilità è invece calcolata ai sensi del paragrafo 4.1.2.3.4.2, secondo cui:

$$\mu_{\phi,c} = M_{yd} / M_{Rd} \cdot \phi_{ud} / \phi_{yd}$$

dove  $\phi_{ud}$  è la più piccola tra la curvatura cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione e quella a cui corrisponde il raggiungimento della deformazione ultima di uno dei materiali della sezione;  $\phi_{yd}$  è la minore tra la curvatura calcolata in corrispondenza dello snervamento dell'armatura tesa e la curvatura calcolata in corrispondenza della deformazione di picco del calcestruzzo compresso;  $M_{Rd}$  e  $M_{yd}$  sono i momenti associati a detti valori di curvatura.

Le verifiche di duttilità tengono conto, se presente, dell'effetto del confinamento delle staffe sul nucleo di calcestruzzo confinato: tale effetto si traduce in un miglioramento delle proprietà meccaniche del materiale.

CMP esegue le verifiche di duttilità valutando il contributo benefico del confinamento sulle proprietà meccaniche del calcestruzzo di cui è composta la sezione sottoposta a verifica.



## 15.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO NUMERICO

**Data:** 19/03/2018

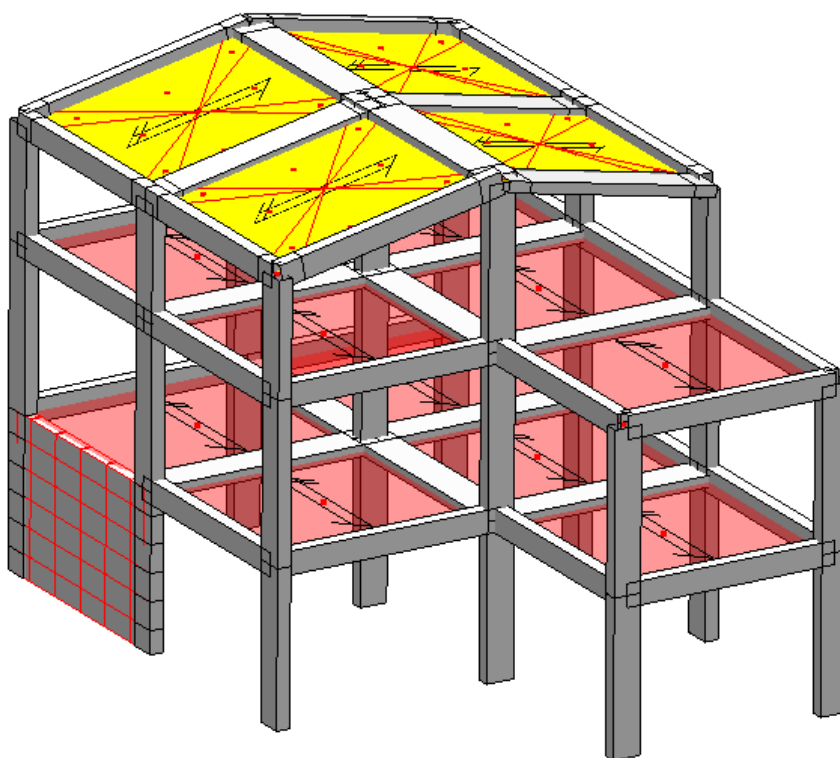
**Programma:** CMP 30

**Versione:** 30.0.0.0 del 19/03/2018

**File:** [CMP: Telaio\_ValidazioneVerificheDuttilità]

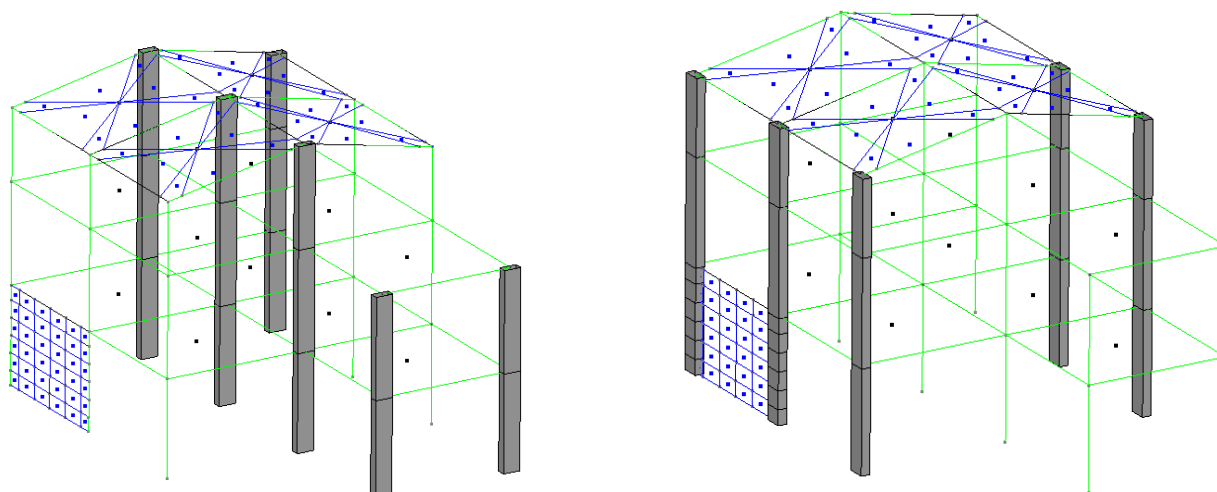
**Scopo:** descrivere il modello numerico calcolato e sottoposto all'esecuzione delle verifiche di duttilità.

Il modello in esame rappresenta un edificio a telaio composto da 3 impalcati. Ha dimensioni in pianta di 14.40x9.70m, mentre la quota della falda è di 10.38m.



**Vista solida del modello numerico**

I pilastri presentano tutti la medesima sezione P1 (rettangolare, 30x60 cm), tuttavia alcuni di essi presentano un orientamento di 90° rispetto all'asse x del modello. Le travi di bordo presentano sezione TE1 (rettangolare, 30x50 cm), mentre internamente sono presenti piattabande di sezione TE2 (rettangolare, 80x24 cm). Tra la quota delle fondazioni e il primo impalcato è presente una parete in c.a. di spessore 25 cm, modellata mediante elementi shell a 4 nodi.



**Pilastri con asse sez. 12 parallelo ad asse X modello e pilastri con asse 12 ortogonale ad asse X modello**

Le fondazioni sono incastrate alla base; il primo e il secondo impalcato presentano un comportamento di piano rigido, mentre il solaio di copertura è modellato mediante elementi di tipo shell.

Sono state condotte analisi lineari statiche e dinamiche, queste ultime considerando l'eccentricità accidentale della massa. Sulla base dei risultati così prodotti, si conducono le verifiche di duttilità ai sensi del DM 17/01/2018.

## 15.2 ESECUZIONE DELLE VERIFICHE DI DUTTILITÀ

**Data:** 19/03/2018

**Programma:** CMP 30

**Versione:** 30.0.0.0 del 19/03/2018

**File:** [CMP: Telaio\_ValidazioneVerificheDuttilità]

**Scopo:** calcolare manualmente il confinamento esercitato dalle staffe sulla sezione in c.a.

### 15.2.1 CALCOLO DEL CONFINAMENTO

Si calcolano i valori dei coefficienti di efficienza  $\alpha$  e della pressione laterale di confinamento  $\sigma_1$  delle posizioni di armature utilizzate nel modello numerico e sottoposte a verifica, relativamente al pilastro P1.

Si distinguono le staffe tipo 1 dalle staffe tipo 2: le staffe tipo 1 presentano entrambe le geometrie, rettangolari, visualizzate in figura; le staffe tipo 2 presentano invece la sola geometria rettangolare esterna.

Si assume un copriferro  $c = 4$  cm.



Parametri Verifiche Taglio c.a.

Tratto di Staffatura 1

Geom.	Bracci utili	Ø (mm)	Passo (cm)
1	dir.2=2 dir.3=2	10	20
2	dir.2=2 dir.3=0	10	20

d2: 26 cm     bw2: 60 cm  
 d3: 56 cm     bw3: 30 cm  
 Lungh. lato min. per controllo normativo: 30 cm  
 bst2: 24.4 cm  
 bst3: 54.4 cm

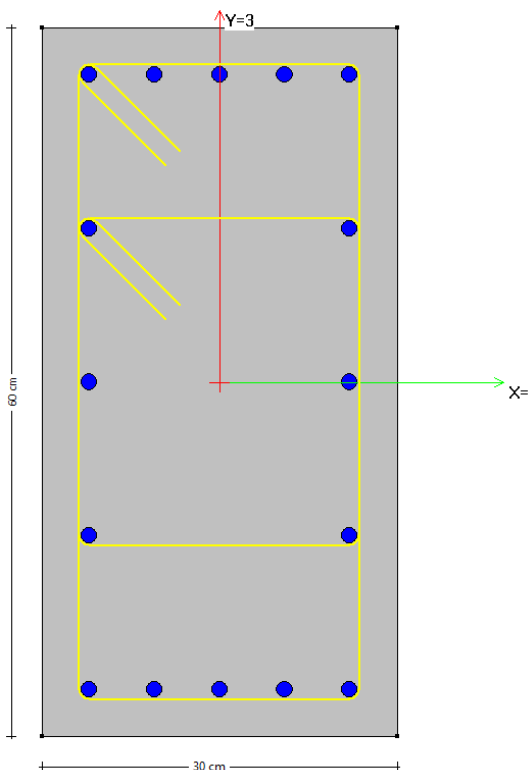
Coeff. riduttivo resistenza taglio staffe: 1

per Tensioni Ammissibili

Tag.resistente da  $\tau_{co}$

Inserisci Staffe  
Parametri DM'18

Applica    Chiudi



Parametri Verifiche Taglio c.a.

Tratto di Staffatura 2

Geom.	Bracci utili	Ø (mm)	Passo (cm)
1	dir.2=2 dir.3=2	10	10

d2: 26 cm     bw2: 60 cm  
 d3: 56 cm     bw3: 30 cm  
 Lungh. lato min. per controllo normativo: 30 cm  
 bst2: 24.4 cm  
 bst3: 54.4 cm

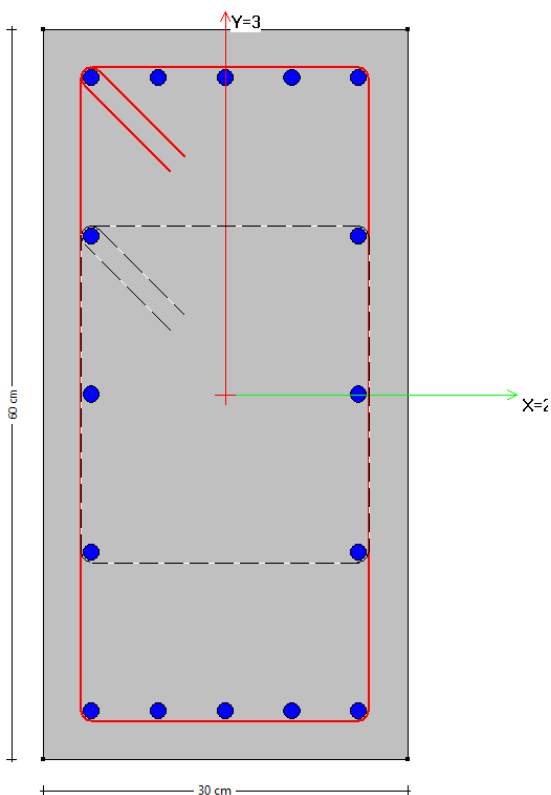
Coeff. riduttivo resistenza taglio staffe: 1

per Tensioni Ammissibili

Tag.resistente da  $\tau_{co}$

Inserisci Staffe  
Parametri DM'18

Applica    Chiudi







La sezione è costituita da calcestruzzo di classe C25/30, mentre l'acciaio delle staffe è del tipo B450C. I materiali presentano pertanto le seguenti proprietà meccaniche:

$$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2; f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{yk} = f_{yk,st} = 450 \text{ N/mm}^2;$$

Il calcolo del confinamento prevede, per prima cosa, la determinazione del coefficiente di efficienza  $\alpha$ , che è il prodotto di un termine relativo alla disposizione delle armature trasversali nel piano della sezione e di un termine relativo al passo delle staffe. Il DM 17/01/2018 propone le seguenti espressioni:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \quad (\text{formula 4.1.12e})$$

$$\alpha_n = 1 - \Sigma b_i^2 / (6 \cdot b_x \cdot b_y) \quad (\text{formula 4.1.12f})$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_x)] \cdot [1 - s / (2 \cdot b_y)] \quad (\text{formula 4.1.12g});$$

dove  $b_x$  e  $b_y$  sono le dimensioni del nucleo confinato nelle direzioni corrispondenti (con riferimento alla linea media delle staffe),  $s$  è il passo delle staffe,  $b_i$  rappresenta la distanza tra due barre longitudinali consecutive.

Si deve poi calcolare la pressione di confinamento esercitata dalle armature trasversali che, per poligonali confinate rettangolari, dette  $x$  e  $y$  le direzioni principali della sezione, risulta uguale a:

$$\sigma_{l,x} = A_{st,x} \cdot f_{yk,st} / (b_y \cdot s), \quad \sigma_{l,y} = A_{st,y} \cdot f_{yk,st} / (b_x \cdot s) \quad (\text{formula 4.1.12b})$$

$$\sigma_l = (\sigma_{l,x} \cdot \sigma_{l,y})^{0.5} \quad (\text{formula 4.1.12c})$$

La pressione efficace di confinamento,  $\sigma_2$ , è data dal prodotto di  $\alpha$  e  $\sigma_l$ :

$$\sigma_l = (\sigma_{l,x} \cdot \sigma_{l,y})^{0.5} \quad (\text{formula 4.1.12c})$$

Si possono ora valutare le proprietà meccaniche del calcestruzzo confinato:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1.0 + 5.0 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) \text{ se } \sigma_2 \leq 0.05 \cdot f_{ck} \quad (\text{formula 4.1.8})$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot (1.125 + 2.5 \cdot \sigma_2 / f_{ck}) \text{ se } \sigma_2 > 0.05 \cdot f_{ck} \quad (\text{formula 4.1.9})$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \quad (\text{formula 4.1.10})$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu} + 0.2 \cdot \sigma_2 / f_{ck} \quad (\text{formula 4.1.11})$$

$$f_{cd,c} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck,c} / \gamma_c \quad (\text{formula 4.1.12})$$

Le staffe rettangolari esterne presentano 2 bracci in entrambe le direzioni 12 e 13; quelle interne, invece, presentano solo 2 bracci in direzione 12. Entrambe sono costituite da acciaio del tipo B450C.

Per il tratto di staffatura 1 risulta:

$$b_x = B - 2c + \phi_{long} + \phi_{staffe} = 30 - 8 + 1.40 + 1.00 = 24.40 \text{ cm};$$

$$h_x = H - 2c + \phi_{long} + \phi_{staffe} = 60 - 8 + 1.40 + 1.00 = 54.40 \text{ cm};$$



$$\begin{aligned} \Sigma b_i^2 &= 2 \cdot (22^2 + 13^2 + 26^2 + 13^2) = 2996 \text{ cm}^2; \\ \alpha_n &= 1 - 2996 / (6 \cdot 24.4 \cdot 54.4) = 0.623815; \\ \alpha_s &= [1 - 20 / (2 \cdot 24.4)] \cdot [1 - 20 / (2 \cdot 54.4)] = 0.4817 \\ \alpha &= 0.6238 \cdot 0.4817 = 0.3005 \\ A_{st,x} &= A_{st,y} = 2 \cdot 2 \cdot \pi (10/2)^2 = 3.142 \text{ cm}^2 \\ A_{st,y} &= 2 \cdot \pi (10/2)^2 = 1.571 \text{ cm}^2 \\ \sigma_{l,x} &= 314.2 \cdot 450 / (544 \cdot 200) = 1.2993 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{l,y} &= 157.1 \cdot 450 / (244 \cdot 200) = 1.4484 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_2 &= 0.3005 \cdot (1.2993 \cdot 1.4484)^{0.5} = 0.4122 \text{ N/mm}^2 \\ 0.05 f_{ck} &= 1.25 > \sigma_2 \\ f_{ck,c} &= 25 \cdot (1 + 5 \cdot 0.4122 / 25) = 27.061 \text{ N/mm}^2 \\ \varepsilon_{c2,c} &= 0.002 \cdot (27.061 / 25)^2 = 0.002343 \\ \varepsilon_{cu2,c} &= \varepsilon_{cu} + 0.2 \cdot \sigma_2 / f_{ck} = 0.0035 + 0.2 \cdot 0.4122 / 25 = 0.006798 \end{aligned}$$

Il calcolo prodotto da CMP è in accordo con i risultati appena trovati. Dal comando Verifica sezione singola TA/SL si può immediatamente verificare quanto affermato:

Poligonalì confinate considerate nel calcolo:

Polig. (-)	L (cm)	$\alpha$ (-)	fck,c (N/mm <sup>2</sup> )	ec2,c (-)	ecu,c (-)
Poligonale n.1	157.6	0.300478	27.0611	0.00234338	0.00679781

Per il tratto di staffatura 2 risulta:

$$\begin{aligned} b_x &= B - 2c + \phi_{long} + \phi_{staffe} = 30 - 8 + 1.40 + 1.00 = 24.40 \text{ cm}; \\ h_x &= H - 2c + \phi_{long} + \phi_{staffe} = 60 - 8 + 1.40 + 1.00 = 54.40 \text{ cm}; \\ \Sigma b_i^2 &= 2 \cdot (22^2 + 52^2) = 6376 \text{ cm}^2; \\ \alpha_n &= 1 - 6376 / (6 \cdot 24.4 \cdot 54.4) = 0.1994; \\ \alpha_s &= [1 - 10 / (2 \cdot 24.4)] \cdot [1 - 10 / (2 \cdot 54.4)] = 0.7220 \\ \alpha &= 0.1994 \cdot 0.7220 = 0.1440 \\ A_{st,x} &= A_{st,y} = 2 \cdot \pi (10/2)^2 = 1.571 \text{ cm}^2 \\ \sigma_{l,x} &= 157.1 \cdot 450 / (544 \cdot 100) = 1.299 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{l,y} &= 157.1 \cdot 450 / (244 \cdot 100) = 2.897 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_2 &= 0.1440 \cdot (1.299 \cdot 2.897)^{0.5} = 0.279 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$



$$0.05 f_{ck} = 1.25 > \sigma_2$$

$$f_{ck,c} = 25 \cdot (1 + 5 \cdot 0.279 / 25) = 26.397 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{c2,c} = 0.002 \cdot (26.396 / 25)^2 = 0.00229$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu} + 0.2 \cdot \sigma_2 / f_{ck} = 0.0035 + 0.2 \cdot 0.279 / 25 = 0.00573$$

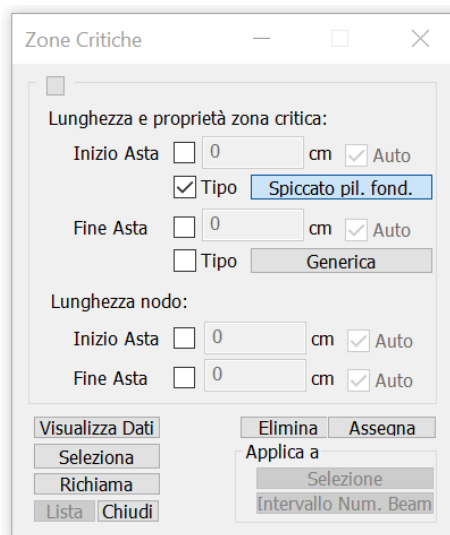
Poligonalì confinate considerate nel calcolo:

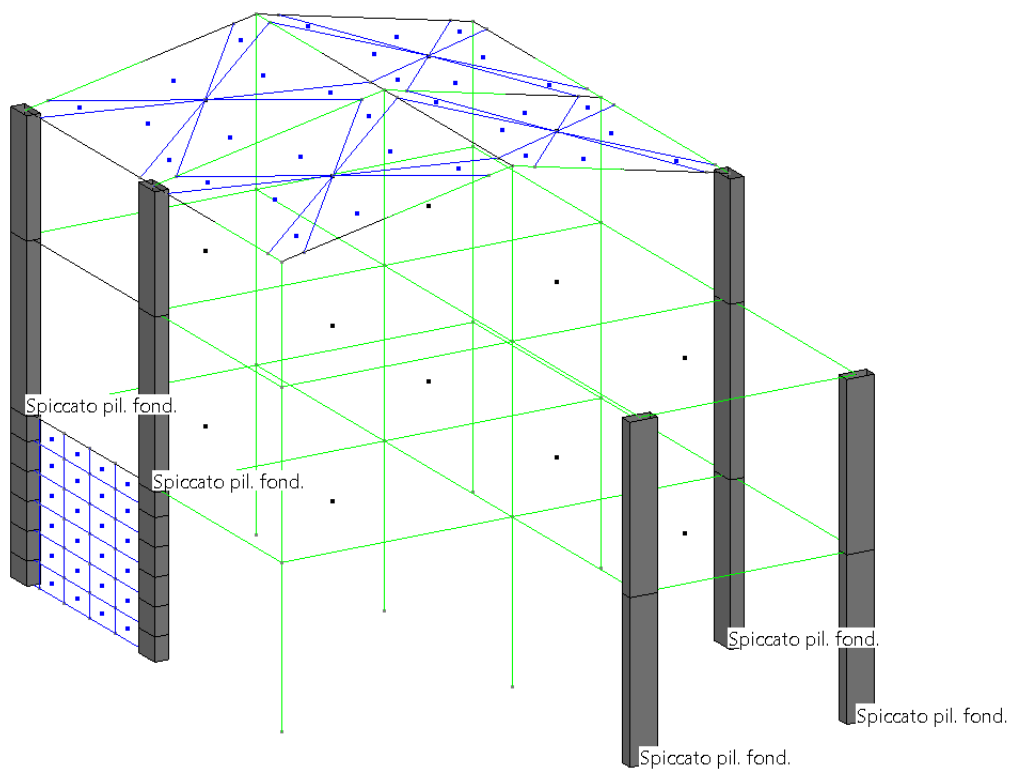
Polig. (-)	L (cm)	$\alpha$ (-)	fck,c (N/mm <sup>2</sup> )	ec2,c (-)	ecu,c (-)
Poligonale n.1	157.6	0.143977	26.3967	0.00222971	0.00573472

Si eseguono a questo punto le verifiche di duttilità sul modello, impostando come punti di verifica i soli relativi allo spiccato delle fondazioni (o delle strutture scatolari rigide).

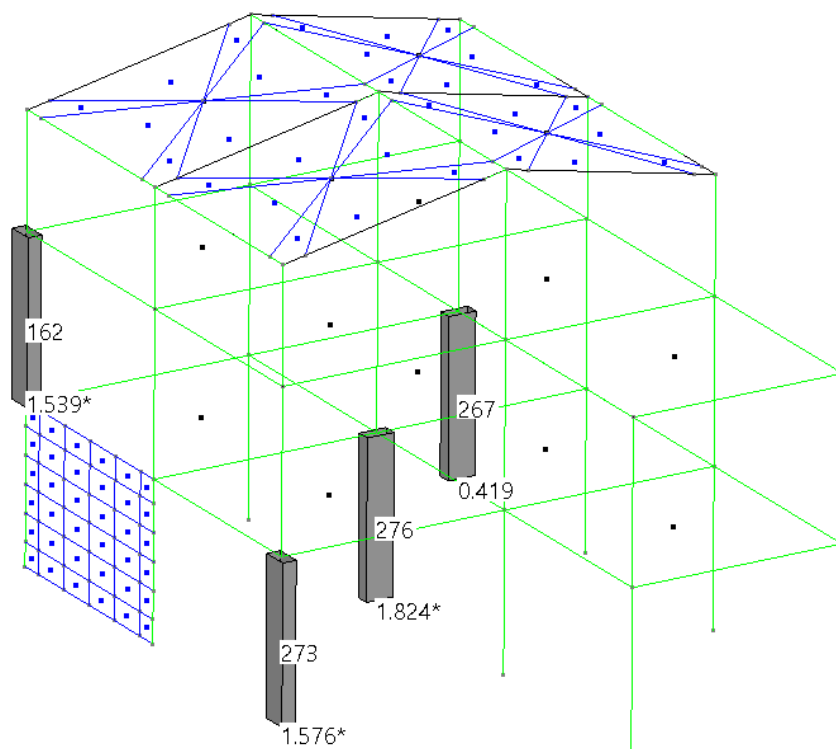
- Verifiche di duttilità
- verifica solo allo spiccato delle fondazioni

Affinché i risultati prodotti descrivano efficacemente tale impostazioni, si assegna manualmente alle aste al di sopra della parete in c.a. il dataset di zona critica, con tipologia “Spiccato pil. fond.”; per le rimanenti aste, si può utilizzare l’assegnazione automatica che CMP esegue. L’assegnazione del dataset è immediatamente verificabile attraverso la sua visualizzazione nel modello, riprodotta nell’immagine a seguire.





Risultano i valori riportati nella seguente figura, dove vengono evidenziati anche gli ID delle aste che producono i coefficienti di verifica.



Le aste di cui si leggono i coefficienti fanno riferimento alla seguente logica:

- si determinano tutte le sezioni e le posizioni di armatura che entrano nella selezione di verifica, limitatamente all'impostazione di zona critica allo spiccato delle fondazioni;
- si distinguono gli orientamenti delle sezioni rispetto agli assi x e y del modello di tali sezioni: il motivo è che la domanda di duttilità è distinta per tali direzioni, mentre le sezioni possono avere orientamento generico;
- si determinano gli sforzi assiali minimo e massimo agenti, nelle condizioni sismiche che concorrono nell'involuppo di verifica, per ciascuna delle accoppiate sezioni / posizioni / orientamenti precedentemente determinati: è infatti lecito ipotizzare che la capacità di duttilità più tassativa sia una tra quelle relative a tali valori di sforzo assiale.

Sulla base di ciò, si riporta la rappresentazione delle armature utilizzate nel modello, limitando la visualizzazione alle sole aste che producono i coefficienti di verifica (per ragioni di lettura). È evidente come le aste 276 e 267 presentino l'asse 12 parallelo all'asse x del modello; le rimanenti 2 aste, invece, presentano un tratto di staffatura tipo 1 relativamente alla n.273, tipo 2 per la 162. Queste ultime aste, 273 e 162, limitatamente alla loro "mappatura" (per la 273, sezione P1, staffatura tipo 1, asse 12 perpendicolare ad asse X modello; per la 162, sezione P1, staffatura tipo 2, asse 12 perpendicolare ad asse X modello), presentino contemporaneamente la N massima e la N minima: per tale ragione, risultano le uniche verificate. Risultano i seguenti valori:

Tratto di staffatura 1 - Pilastri con asse 12 parallelo ad asse x sisma:

$$N_{\min} = -597504 \text{ N} \rightarrow \text{asta n. 276}$$

$$N_{\min} = 170167 \text{ N} \rightarrow \text{asta n. 267}$$



Tratto di staffatura 1 - Pilastri con asse 12 perpendicolare ad asse x sisma:

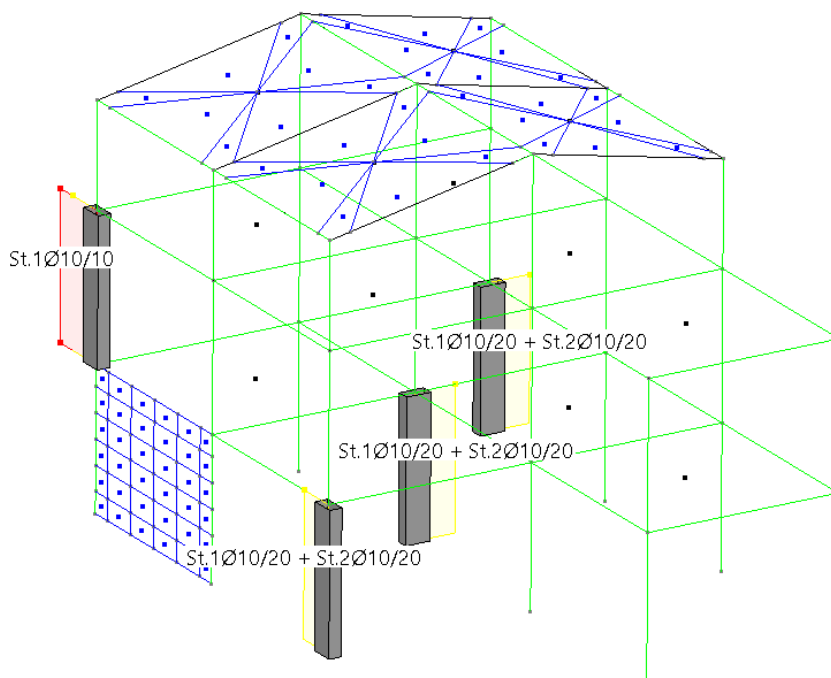
$$N_{\min} = -472613 \text{ N} \rightarrow \text{asta n. 273}$$

$$N_{\min} = 84146 \text{ N} \rightarrow \text{asta n. 273}$$

Tratto di staffatura 2 - Pilastri con asse 12 parallelo ad asse x sisma:

$$N_{\min} = -304995 \text{ N} \rightarrow \text{asta n. 162}$$

$$N_{\min} = 39618 \text{ N} \rightarrow \text{asta n. 162}$$



Si esegue manualmente la verifica di duttilità relativa alle aste 276 e 267.

### 15.2.2 CALCOLO DELLE DOMANDA DI DUTTILITÀ

Si calcola la domanda di duttilità in curvatura ai sensi dell'espressione 7.4.3 del DM 2018:

$$\mu_{\phi,d} = 1.2 \cdot (2 \cdot q_0 - 1) \text{ se } T_1 \geq T_C;$$

$$\mu_{\phi,d} = 1.2 \cdot (1 + 2 \cdot (q_0 - 1) \cdot T_C / T_1) \text{ se } T_1 < T_C;$$

Nel caso in esame:

$$T_{1,x} = 0.31847 \text{ s}, T_{1,y} = 0.41347 \text{ s}$$

$$T_{c,xy} = 0.4007 \text{ s}$$

$$q_{0,x} = 3.50 \text{ s}, q_{0,y} = 3.00 \text{ s}$$

$$\text{Direzione } x: T_1 < T_C: \mu_{\phi,d,x} = 1.2 \cdot (1 + 2 \cdot (3.50 - 1) \cdot 0.4007 / 0.3187) = 8.75;$$

$$\text{Direzione } y: T_1 \geq T_C: \mu_{\phi,d,y} = 1.2 \cdot (2 \cdot 3.50 - 1) = 6.00;$$

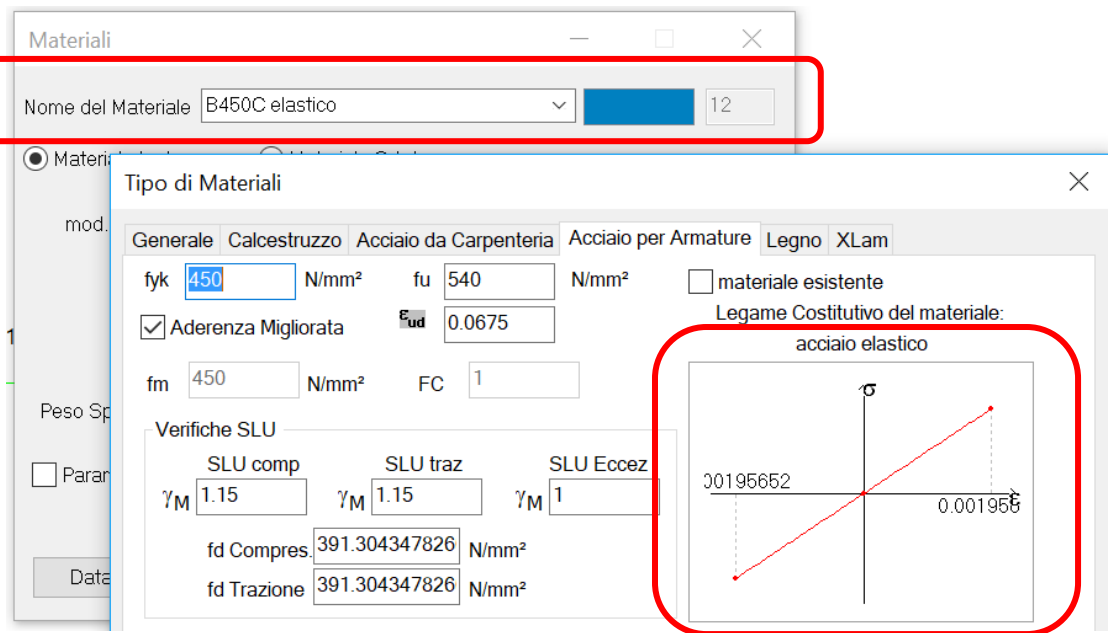


### 15.2.3 DETERMINAZIONE DELLE CAPACITÀ DELLA SEZIONE

Si calcola la capacità della sezione in termini di duttilità in curvatura: per calcolare la  $\phi_{yd}$ , definita come la minore tra la curvatura calcolata in corrispondenza dello snervamento dell'armatura tesa e la curvatura calcolata in corrispondenza della deformazione di picco del calcestruzzo compresso, occorre definire un materiale calcestruzzo che possa al più raggiungere la deformazione  $\epsilon = \epsilon_{c2} = 0.002$ ; operazione analoga è da eseguirsi per l'acciaio. In questo modo, eseguendo una normale verifica a pressoflessione della sezione, si ottiene il valore di  $M_{yd}$  (perché il momento ultimo della sezione costituita dai materiali elastici coincide proprio con tale valore); la  $\phi_{yd}$  è immediatamente calcolabile sulla base delle deformazioni dei materiali in condizioni di rottura. A tale scopo, sono stati definiti i materiali "C25/30 elastico" e "B450C elastico": nelle immagini a seguire, si riportano i dettagli dei legami costitutivi dei materiali.

The screenshot displays the software's material definition interface. The 'Materiali' window at the top shows the material name 'Clc C25/30 elastico' highlighted with a red box. Below it, the 'Tipo di Materiali' window is open, showing the 'Calcestruzzo' (Concrete) tab. The material properties are defined as follows:

- General Properties:**
  - Rck: 30 N/mm<sup>2</sup>
  - fctm: 2.56496392 N/mm<sup>2</sup>
  - fm: 33 N/mm<sup>2</sup>
  - fck: 25 N/mm<sup>2</sup>
  - fctk: 1.79547474 N/mm<sup>2</sup>
  - FC: 1
  - $\alpha_{cc}$ : 0.85
  - $\alpha_{ct}$ : 1
  - materiale esistente
- Legame Costitutivo del materiale:** ~Parabola Rettangolo
- Graph:** A stress-strain ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) graph showing a parabolic curve starting from the origin and reaching a peak at  $\epsilon = 0.002$ . The y-axis is labeled  $\sigma$  and the x-axis is labeled  $\epsilon$ . A red box highlights the graph area.
- Other Parameters:**
  - SLU comp:  $\gamma_M$  1.5
  - SLU traz:  $\gamma_M$  1.5
  - SLU Eceez:  $\gamma_M$  1
  - Coeff.per pressofless.: 1 x fcd
  - fcd: 14.1666666666 N/mm<sup>2</sup>
  - fctd: 1.19698316267 N/mm<sup>2</sup>
  - $\epsilon_{yd}$ : 0.002
  - $\epsilon_{ud}$ : 0.002

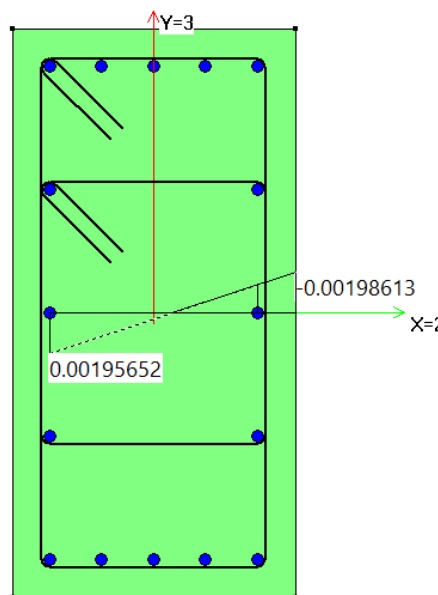


$$N = N_{min} = -597504 \text{ N (asta n. 276)}$$

$$M_{yd,12} = 13679.6 \text{ KNm}$$

$$\phi_{yd,12} = (0.00198613 + 0.00195652) / 26 = 0.0001516 \text{ cm}^{-1}$$

Lo stato deformativo della sezione al “limite elastico” è di seguito rappresentato: si noti come il materiale del calcestruzzo, di colore verde, sia proprio del tipo “C25/30 elastico” e come la deformazione nell’acciaio risulti uguale a quella ultima del “B450 elastico”, cioè a quella di snervamento del normale B450C.







La determinazione della curvatura ultima è invece più complessa: si deve infatti definire una sottosezione che rappresenti il nucleo di calcestruzzo confinato, con riferimento alla linea media delle staffe; la crosta esterna rappresenta invece il calcestruzzo non confinato, che può deformarsi indefinitamente. A tale scopo, si definiscono i materiali “C25/30 non conf.” e “C25/30 Conf.”, i cui legami costitutivi sono rappresentati nella figura seguente.

Materiali

Nome del Materiale: Cls C25/30 non conf

10

Tipo di Materiali

mod Generale Calcestruzzo Acciaio da Carpenteria Acciaio per Armature Legno XLam

Rck 30 N/mm<sup>2</sup> fck 25 N/mm<sup>2</sup>  $\alpha_{cc}$  0.85  materiale esistente

fctm 2.56496392 N/mm<sup>2</sup> fctk 1.79547474 N/mm<sup>2</sup>  $\alpha_{et}$  1

fm 33 N/mm<sup>2</sup> FC 1

Legame Costitutivo del materiale: non conf

SLU comp  $\gamma_M$  1.5 SLU traz  $\gamma_M$  1.5 SLU Eccez  $\gamma_M$  1

Coeff.per pressofless. 1 x fcd

fcd 14.1666666666 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{yd}$  0.002

fctd 1.19698316267 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{ud}$  0.0035

Resist.Traz.per PushOver  Auto FT 3.75 N/mm<sup>2</sup>

Modifica Legame Costitutivo

Materiali

Nome del Materiale: Cls C25/30 confinato

11

Tipo di Materiali

mod Generale Calcestruzzo Acciaio da Carpenteria Acciaio per Armature Legno XLam

Rck 30 N/mm<sup>2</sup> fck 27.0611 N/mm<sup>2</sup>  $\alpha_{cc}$  0.85  materiale esistente

fctm 2.70407179 N/mm<sup>2</sup> fctk 1.89285025 N/mm<sup>2</sup>  $\alpha_{et}$  1

fm 35.0611 N/mm<sup>2</sup> FC 1

Legame Costitutivo del materiale: ~Parabola Rettangolo

SLU comp  $\gamma_M$  1.5 SLU traz  $\gamma_M$  1.5 SLU Eccez  $\gamma_M$  1

Coeff.per pressofless. 1 x fcd

fcd 15.3346233333 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{yd}$  0.00234338

fctd 1.26190017266 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{ud}$  0.00679781

Resist.Traz.per PushOver  Auto FT 3.75 N/mm<sup>2</sup>

Modifica Legame Costitutivo



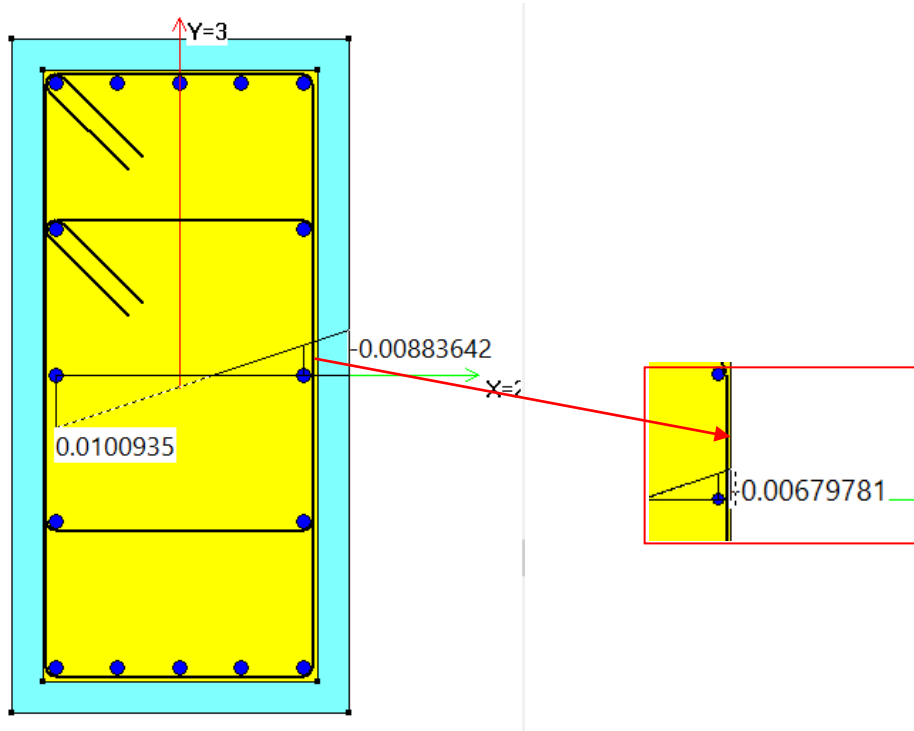
La verifica di resistenza della sezione conduce ai seguenti valori:

$$N = N_{min} = -597504 \text{ N (asta n. 276)}$$

$$M_{ud,12} = 13652 \text{ KNm}$$

$$\phi_{ud,12} = (0.0100935 + 0.00883642) / 26 = 0.000728 \text{ cm}^{-1}$$

*Nota: il valore di  $\epsilon_{u,c} = -0.00676981$  va letto in corrispondenza della linea media delle staffe, cioè al limite della sezione confinata. Nell'immagine a seguire si riporta lo stato deformativo della sezione a rottura, con il particolare della deformazione in corrispondenza della linea media delle staffe; si noti come la crosta esterna, non confinata, si deformi oltre il limite massimo consentivo dal suo materiale.*



È ora possibile calcolare la capacità di duttilità nella direzione 12:

$$\begin{aligned} \mu_{\phi,c,12} &= M_{yd,12} / M_{Rd,12} \cdot \phi_{ud,12} / \phi_{yd,12} \\ &= 13679.6 / 13652 \cdot 0.000728 / 0.0001516 = 4.80 \end{aligned}$$

#### 15.2.4 ESECUZIONE DELLE VERIFICHE DI DUTTILITÀ

Sulla base dei valori calcolati, è ora possibile determinare il coefficiente di verifica nella direzione 12 della sezione, parallela per l'asta in esame all'asse X del modello. Risulta:

$$coeff,12 = \mu_{\phi,d,12} / \mu_{\phi,c,12} = 8.75 / 4.81 = 1.82 (*)$$

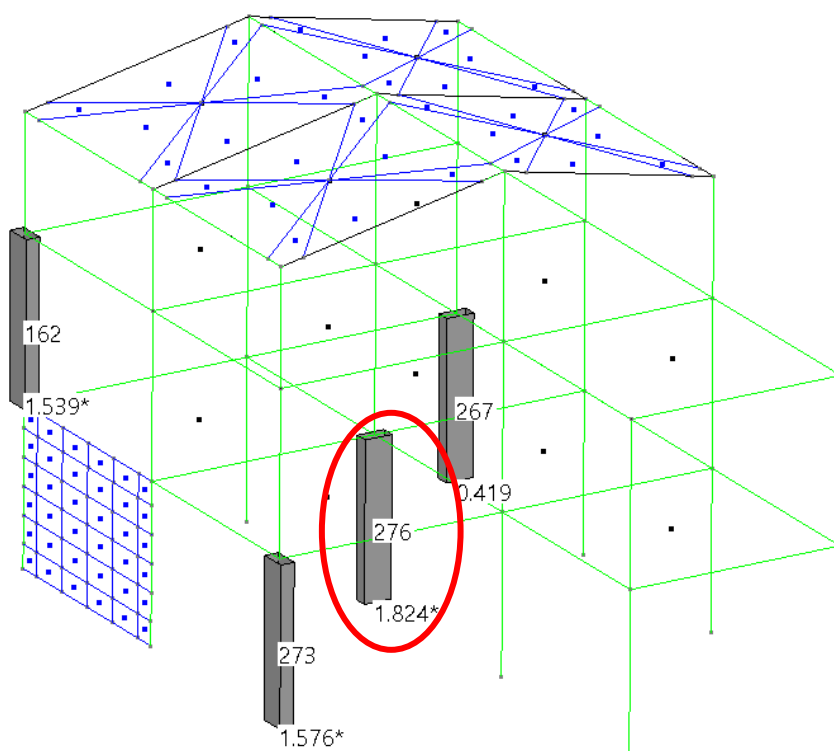


Ripetendo le operazioni descritte nei capitoli precedenti per la direzione 13, è immediato verificare anche la duttilità della sezione rispetto alla direzione Y del modello:

$$\mu_{\phi,c,13} = 4.79$$

$$coeff,13 = \mu_{\phi,d,13} / \mu_{\phi,c,13} = 6.00 / 4.79 = 1.25 (*)$$

La sezione P1, con asse 12 parallelo ad asse X modello e staffatura tipo 1, non risulta quindi verificata nei confronti dello stato limite di duttilità. Il coefficiente di 1.82 è lo stesso valore che si può leggere dalla vista modello.



*Nota importante: le operazioni elencate sono eseguite in automatico da CMP. Gli stessi valori possono essere ottenuti dal comando Verifica sezione singola TA / SL, impostato l'opzione "Sezione confinata" sulla sezione di interesse, senza quindi dover eseguire a mano tutto l'iter.*



Verifica Sezione

Generale Sollecitazioni Verifiche Duttilità M-chi Preview

	N (daN)	$\mu\theta_{12}$ (-)	$\mu\theta_{13}$ (-)	$\sigma_{y12}$ (1/cm)	$\sigma_{u12}$ (1/cm)	My12 (daNm)	Mu12 (daNm)	
<input checked="" type="checkbox"/>	-59750.4	4.7955	4.79046	0.000151771	0.000728076	13646.9	13651.7	6.69
<input type="checkbox"/>	17016.7	20.8705	20.7783	0.000106153	0.00274186	7064.12	8742.58	4.74

Poligoni confinati considerate nel calcolo:

Polig. (-)	L (cm)	$\alpha$ (-)	fck,c (N/mm <sup>2</sup> )	ec2,c (-)	ecu,c (-)
Poligonale n.1	157.6	0.300478	27.0611	0.00234338	0.00679781

Verifica di duttilità

Sez. confinata Asse 12:

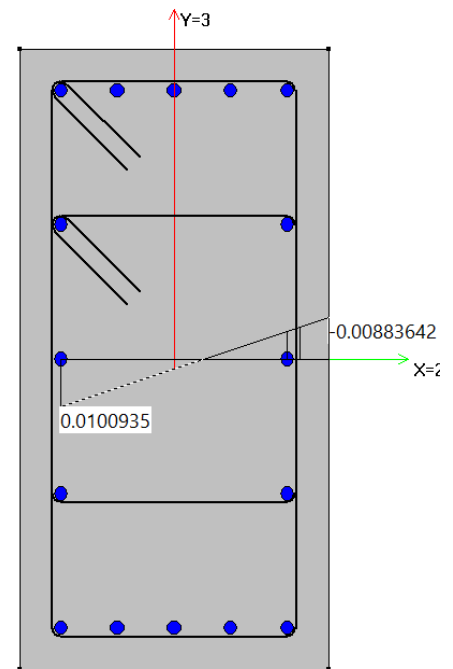
Mu >= 85% MMax  Asse fless. cost.

Dir 12: Cap. (4.79) < Dom. (8.75) (\*)

Dir 13: Cap. (4.79) < Dom. (6) (\*)

Mostra Verifiche  Non soddisfatte  Tutte

Esegui Verifiche Chiudi



Verifiche di duttilità eseguite con calcolo automatico del confinamento. Si ritrovano i valori prodotti dal calcolo manuale: si osservi come la deformata in condizioni di rottura della sezione presenti gli stessi valori di deformazione (0.0100935 per l'acciaio, -0.00883642 per il calcestruzzo non confinato) di quelli della sezione realizzata, manualmente, con i materiali "C25/30 confinato" e "C25/30 non conf."



## 16 VERIFICA DEI NODI TRAVE-PILASTRO IN C.A.

**Data:** 02/01/2025

**Programma:** CMP 36

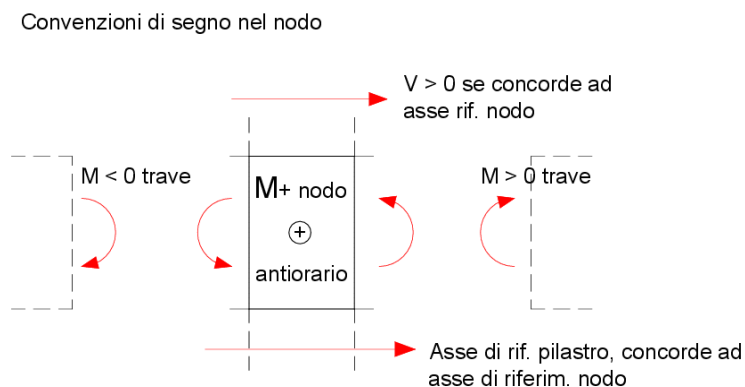
**Versione:** 36.0.0.0 del 02/01/2025

**Scopo:** validare i risultati prodotti dalle procedure di verifica dei nodi trave pilastro delle strutture in c.a., ai sensi del par. 7.4.4.3 del DM 17/01/2018.

A partire dalla versione 30.0.2.1, CMP esegue le verifiche dei nodi trave pilastro delle strutture in c.a., ai sensi del par. 7.4.4.3 del DM 17/01/2018 relativamente ai materiali di nuova costruzione, e del par. C8.7.2.3 della circolare n.7 del 21/01/2019 relativamente ai materiali esistenti.

Per chiarimenti sulle formule e sulle simbologie utilizzate nei paragrafi a seguire, si rimanda alle suddette norme; per chiarimenti sulle convenzioni utilizzate da CMP, si rimanda al manuale per l'utente.

È importante definire sin dall'inizio le convenzioni di segno nei nodi: si considerano positivi i momenti antiorari, mentre i tagli sul nodo sono positivi se concordi al verso dell'asse di riferimento del nodo, a sua volta coincidente con l'asse pilastro. Per tale ragione, il momento negativo nella trave "a sinistra" corrisponde ad un momento positivo sul nodo; il segno del momento nel nodo e nella trave "a destra" è invece coincidente.



**Convenzione di segno nei nodi**



## 16.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO NUMERICO

**Data:** 02/01/2025

**Programma:** CMP 36

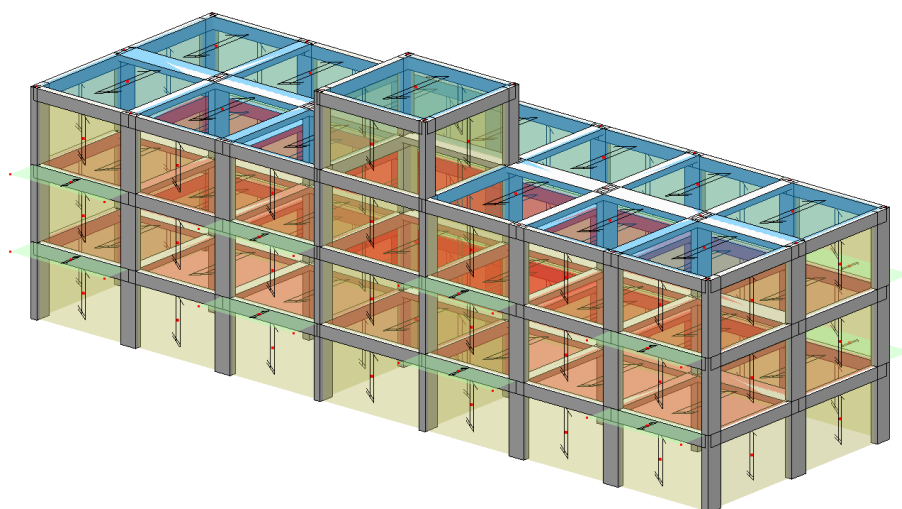
**Versione:** 36.0.0.0 del 02/01/2025

**File:** [CMP: Modello\_ValidazioneNodi\_CMP36]

**Scopo:** descrivere il modello numerico utilizzato per la validazione delle procedure di verifica dei nodi trave pilastro nelle strutture in c.a.

Il modello in esame rappresenta un edificio per civile abitazione con struttura intelaiata di c.a. avente una forma in pianta rettangolare di dimensioni 32x10m e un'altezza massima di 12m.

Viste le finalità di questa trattazione, si concentrerà l'attenzione sui nodi in c.a.



**Vista solida del modello numerico**

I pilastri in c.a. presentano sezioni rettangoli di 30x80cm, 30x70cm, 30x60cm; le travi in c.a. presentano sezioni 30x50cm, 100x24cm, 50x24cm.

Le sezioni presentano un copriferro di 4 cm, con riferimento al centro delle barre longitudinali.

Il calcestruzzo delle strutture in elevazione è di classe C25/30, mentre l'acciaio delle barre d'armatura è di classe B450C. Ne derivano le seguenti proprietà meccaniche dei materiali di nuova costruzione:

- resistenza caratteristica a compressione  $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ ;
- resistenza a compressione di progetto  $f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2$ ;
- tensione caratteristica di snervamento delle barre d'armatura:  $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ ;
- tensione di progetto delle barre d'armatura:  $f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$ .

La struttura è calcolata in classe di duttilità bassa (CD"B"): da ciò deriva l'utilizzo, nelle verifiche dei nodi, del fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd} = 1.1$  in accordo alla tabella 7.2.I del DM 17/01/2018, relativamente alle strutture in CD"B".



## 16.2 ESECUZIONE DELLE VERIFICHE PER NODI NUOVI

**Data:** 02/01/2025

**Programma:** CMP 36

**Versione:** 36.0.0.0 del 02/01/2025

**File:** [CMP: Modello\_ValidazioneNodi\_CMP36]

**Scopo:** validare i risultati prodotti da CMP mediante confronto con calcoli manuali.

Il presente capitolo illustra le procedure di calcolo relative ai nodi trave-pilastro di strutture in c.a. relativamente ad edifici di nuova costruzione, per i quali si applica quanto scritto al par. 7.4.4.3 del DM 17/01/2018.

Le procedure di calcolo analizzate riguardano il caso di nodo non interamente confinato e quello di nodo interamente confinato. Per il nodo interamente confinato sono analizzate tre opzioni di verifica: come per alta duttilità; controllo indiretto; con taglio da analisi con fattore  $q$ .

Secondo il paragrafo C7.4.4.3.1 della Circolare 2019 le verifiche di resistenza dei nodi si applicano alle strutture in classe di duttilità alta e ai nodi non confinati nelle strutture in classe di duttilità media, per cui di default la verifica di resistenza per nodi confinati in media duttilità e tutti i nodi in bassa duttilità non è attiva. In alternativa si possono applicare le opzioni seguenti:

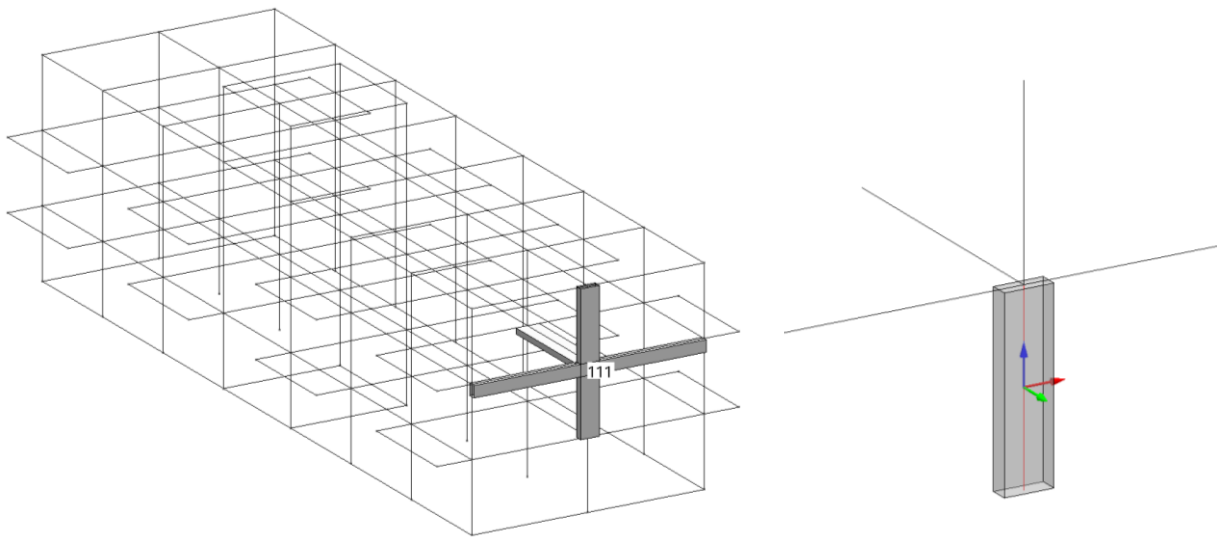
- come per alta duttilità: abilita le verifiche di resistenza di cui al paragrafo 7.4.4.3.1 delle NTC 2018 anche per i nodi confinati in media duttilità e di tutti i nodi in bassa duttilità;
- controllo indiretto: le verifiche dei nodi confinati in media duttilità e di tutti i nodi in bassa duttilità sono eseguite applicando la 7.4.29 delle NTC2018 e quanto indicato al §7.4.6.2.3 delle NTC2018;
- con taglio da analisi con fattore “ $q$ ”: abilita le verifiche di resistenza [7.4.4.3.1 NTC 2018] dei nodi confinati in media duttilità e di tutti i nodi in bassa duttilità utilizzando le sollecitazioni agenti amplificate del fattore di comportamento  $q$ .

Per il caso di nodo non interamente confinato si confronteranno i risultati ottenuti per i due casi seguenti: staffe effettive ottenute come prodotto tra area al metro per  $h_{jw}$  (in analogia alle procedure di verifica di travi e pilastri); numero intero di staffe effettivamente inseribili nel nodo nel rispetto del passo impostato.

### 16.2.1 NODO NON INTERAMENTE CONFINATO - VERIFICA NODO N.111 CON NUMERO DI STAFFE EFFETTIVO

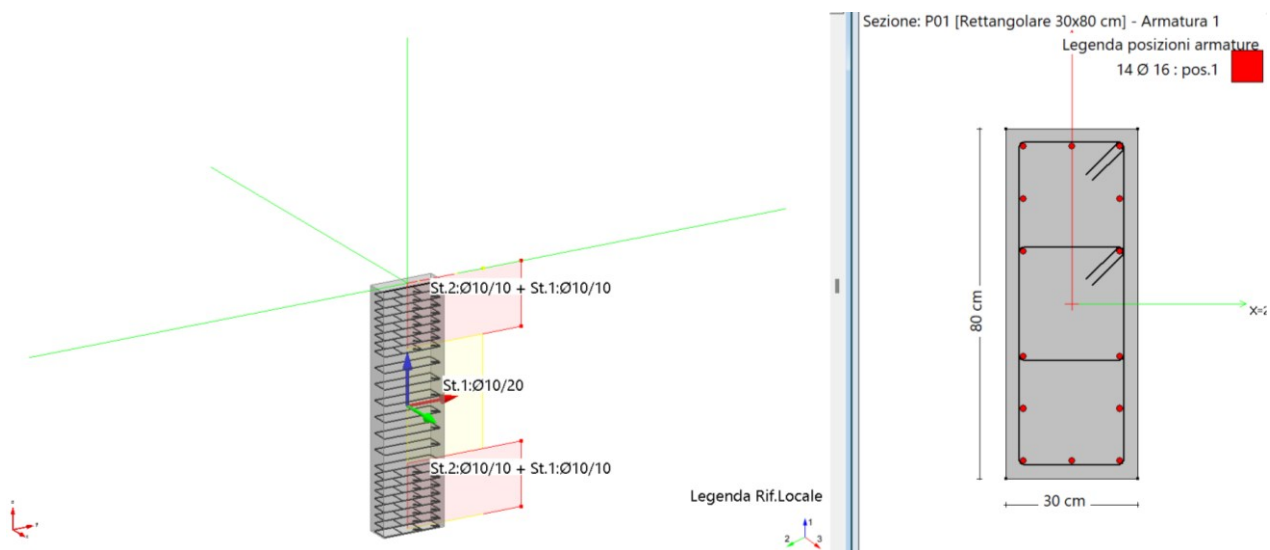
Si eseguono le verifiche sul pilastro n.235, il cui relativo nodo trave-pilastro è rappresentato nel modello dal nodo n.111, come nell'immagine a seguire.

Il nodo risulta esterno nel piano 12 del pilastro e interno nel piano 13.



**Pilastro 235 sottoposto a verifica e relativo nodo 111**

Il pilastro ha una sezione rettangolare di 30x80cm, ha un'armatura longitudinale costituita da n.14 $\phi$ 16 e un'armatura trasversale di  $\phi$ 10/10 in corrispondenza delle zone critiche con quattro braccia in direzione 2 e due braccia in direzione 3.

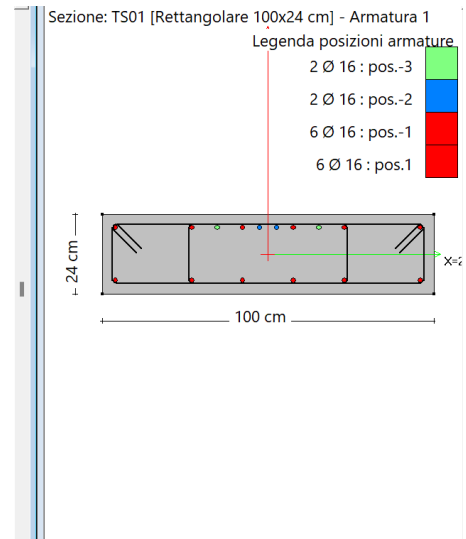
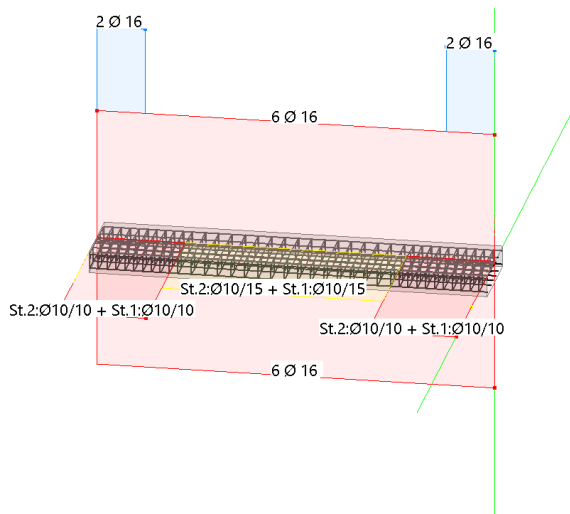


**Pilastro 235 sottoposto a verifica: armature e sezione di verifica**

Le travi convergenti nel nodo sono:

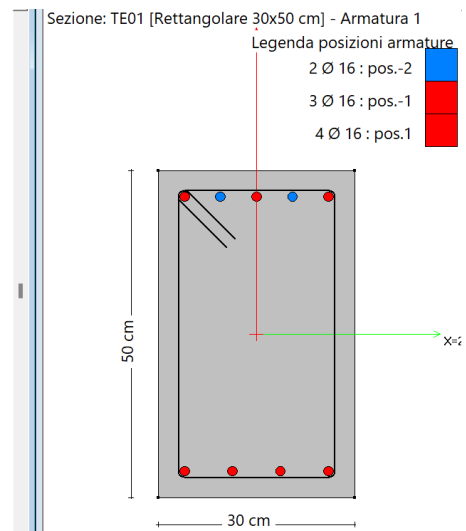
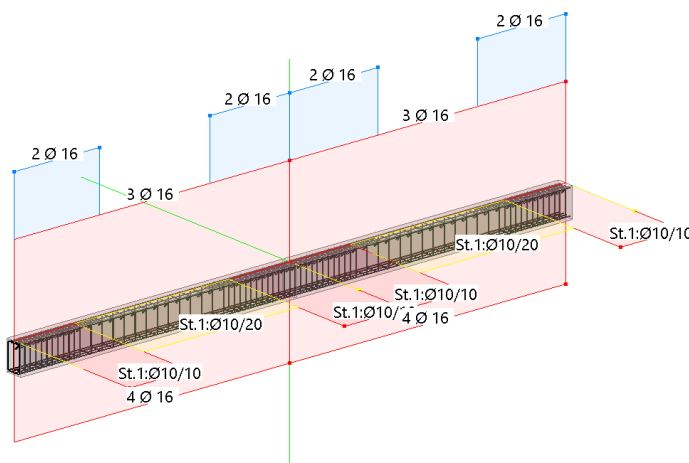
- rispetto al piano 12 nel nodo converge la trave n. 241, che è da considerarsi “a sinistra” del nodo, cioè nel verso opposto all’asse 2 del pilastro. La trave ha una sezione 100x24cm avente, in corrispondenza del nodo, un’armatura superiore  $A_{s1}=8\phi$ 16, un’armatura inferiore  $A_{s2}=6\phi$ 16 ed una staffatura a quattro bracci di  $\phi$ 10 ogni 10cm. L’area inferiore non interessa ai fini delle verifiche trattandosi di un nodo esterno rispetto al piano 12 del pilastro.





Trave 241: armature e sezione

- rispetto al piano 13 nel nodo convergono le travi n. 245 e 247, entrambe di sezione 30x50cm. La trave “a sinistra” del nodo, cioè quella in direzione opposta rispetto all’asse 3 del pilastro, è la n.245, mentre la n.247 è la trave “a destra”. In corrispondenza del nodo entrambe le travi hanno un’armatura superiore  $A_{s1}=5\phi 16$ , un’armatura inferiore  $A_{s2}=4\phi 16$  ed una staffatura a due bracci di  $\phi 10$  ogni 10cm.



Travi 245 e 247: armature e sezione

L’impostazione di verifica scelta prevede il calcolo dell’area delle staffe nel nodo come prodotto dell’area al metro per la lunghezza del tratto  $h_{jw}$  (distanza tra giaciture esterne delle armature della trave) in cui saranno collocate. Risultano quindi i valori riportati nella tabella seguente.

Staffe orizzontali nel nodo:	Definizione con passo	Rif. P12 pilastro		Rif. P13 pilastro	
Distanza tra giaciture arm. Trave:	$h_{jw}$	16.00	cm	42.00	cm
		Ø10	10cm	Ø10	10cm



		x 4 braccia	x 2 braccia
Area staffe nel nodo:	$A_{sh} =$	5.027 cm <sup>2</sup>	6.597 cm <sup>2</sup>

*NOTA: per la definizione di  $h_{jw}$  nei casi in cui le travi nello stesso piano presentino altezze differenti, si veda la guida per l'utente.*

CMP verifica il nodo utilizzando le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni di carico sismiche che massimizzano le sollecitazioni di taglio sul pilastro superiore (se presente, altrimenti sul pilastro inferiore). Mentre per i nodi interni sono sufficienti le sollecitazioni nel solo pilastro al di sopra del nodo, per quelli esterni la verifica a trazione nelle staffe richiede anche il calcolo dello sforzo assiale nel pilastro al di sotto del nodo.

*NOTA: attenzione a non confondere la combinazione generata dall'involuppo con l'involuppo stesso. La combinazione di involuppo che massimizza il taglio nel pilastro superiore al nodo non è infatti generalmente la stessa che massimizza il taglio al di sotto del nodo, e così via.*

CMP determina in automatico le combinazioni di verifica e le conseguenti sollecitazioni. Per ripercorrere queste operazioni manualmente occorre procedere come segue.

A partire da un involuppo contenente solo combinazioni sismiche, si esegue il comando “Rileva massimi su selezione corrente” per determinare le combinazioni che massimizzano i tagli nel pilastro n.249, superiore al nodo.

	Asta n.	x (cm)	N (KN)	T12 (KN)	T13 (KN)	MT (KNm)	M12 (KNm)	M13 (KNm)
T12 min	249	0	-126.000	-35.652	-33.479	0.768	42.386	33.148
T12 max	249	0	-98.721	-14.483	39.547	-0.768	21.390	-40.998
T13 min	249	0	-108.515	-25.866	-109.243	1.983	31.883	110.610
T13 max	249	0	-116.205	-24.269	115.311	-1.983	31.893	-118.460

**Valori massimi di sollecitazione rilevati per involuppi sismici sul pilastro n. 249**

CdC		T12 min	T12 max	T13 min	T13 max
statica 1	CdC n.1 G1	1.0	1.0	1.0	1.0
statica 2	CdC n.2 G2	1.0	0.8	0.8	1.0
statica 3	CdC n.3 Q1	0.3	0.0	0.0	0.3
dinamica 1	Sisma SLD X Dx	0.0	0.0	0.0	0.0
dinamica 2	Sisma SLD X Sx	0.0	0.0	0.0	0.0
dinamica 3	Sisma SLD Y Dx	0.0	0.0	0.0	0.0
dinamica 4	Sisma SLD Y Sx	0.0	0.0	0.0	0.0
dinamica 5	Sisma SLV X Dx	0.0	0.0	0.3	-0.3
dinamica 6	Sisma SLV X Sx	1.0	-1.0	0.0	0.0
dinamica 7	Sisma SLV Y Dx	0.3	-0.3	1.0	-1.0
dinamica 8	Sisma SLV Y Sx	0.0	0.0	0.0	0.0

**Combinazioni che hanno generato gli involuppi sismici di taglio minimo e massimo nei piani 12 e 13 alla base del pilastro n. 249**



A questo punto, per visualizzare le sollecitazioni sugli elementi strutturali relative alle combinazioni di cui sopra, si crea un gruppo di combinazioni fisse.

Tabella dei gruppi di combinazione fissa

Nome del gruppo:

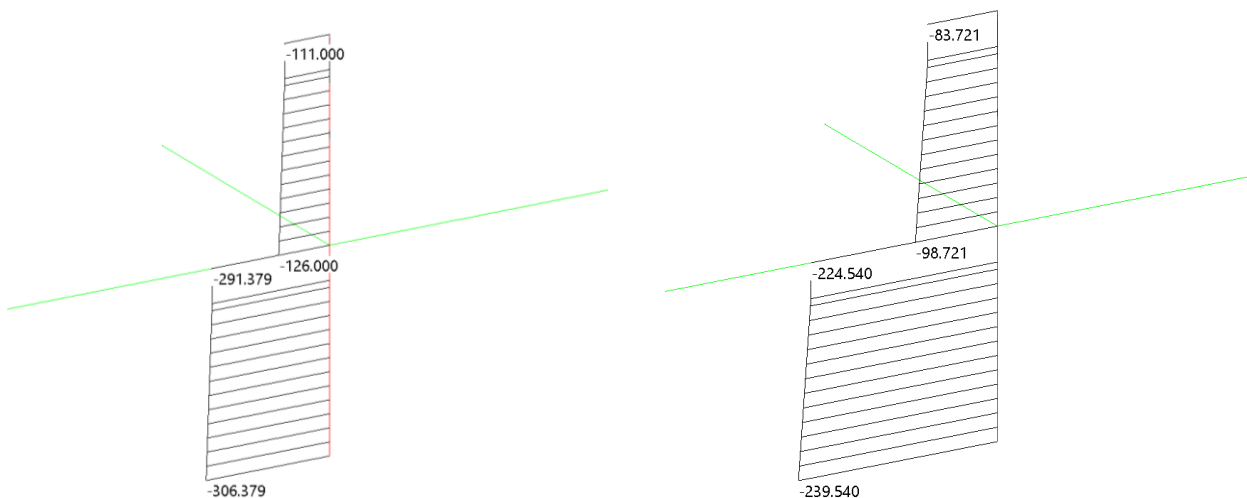
Combinazione	CdC1	CdC2	CdC3	Dyn1	Dyn2	Dyn3	Dyn4	Dyn5	Dyn6	Dyn7	Dyn8
Comb.1	1	1	0.3	0	0	0	0	0	1	0.3	0
Comb.2	1	0.8	0	0	0	0	0	0	-1	-0.3	0
Comb.3	1	0.8	0	0	0	0	0	0.3	0	1	0
Comb.4	1	1	0.3	0	0	0	0	-0.3	0	-1	0

Crea comb. fisse da inviluppo...

**Gruppi di combinazioni fisse corrispondenti agli inviluppi sismici di taglio minimo e massimo nei piani 12 e 13 alla base del pilastro n. 249**

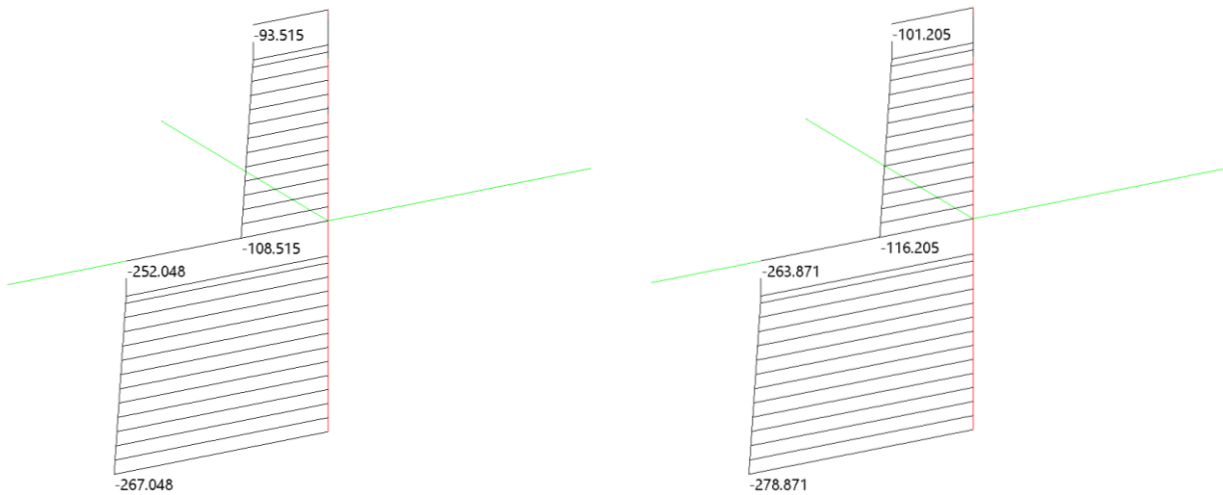
Nel caso in esame, risultano le seguenti sollecitazioni sui pilastri superiore e inferiore al nodo:

Inviluppo T12 min:  $N_{pil\ sup} = -126.00\ KN,$   $T_{12, pil\ sup} = -35.652\ KN;$   
 $N_{pil\ inf} = -291.379\ KN,$   
 Inviluppo T12 max:  $N_{pil\ sup} = -98.721\ KN,$   $T_{12, pil\ sup} = -14.483\ KN;$   
 $N_{pil\ inf} = -224.540\ KN,$



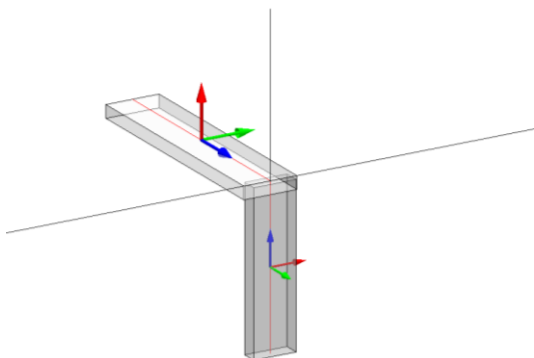
**Sforzi assali sui pilastri nelle combinazioni sismiche di taglio minimo e massimo nel piano 12**

Inviluppo T13 min:  $N_{pil\ sup} = -108.515\ KN,$   $T_{13, pil\ sup} = -109.243\ KN;$   
 $N_{pil\ inf} = -252.048\ KN,$   
 Inviluppo T13 max:  $N_{pil\ sup} = -116.205\ KN,$   $T_{13, pil\ sup} = +115.311\ KN,$   
 $N_{pil\ inf} = -263.871\ KN.$



**Sforzi assali sui pilastri nelle combinazioni sismiche di taglio minimo e massimo nel piano 13**

Accertato che il sistema di riferimento locale del pilastro superiore è concorde a quello del pilastro inferiore, considerato che il nodo nel piano 12 è esterno e nel piano 13 è interno, facciamo le seguenti valutazioni:



Inviluppo T12 max:

$$T_{12} = -14.483 \text{ KN}$$

Taglio su pilastro verso destra (+P12)

→ su nodo verso sinistra (-P12)

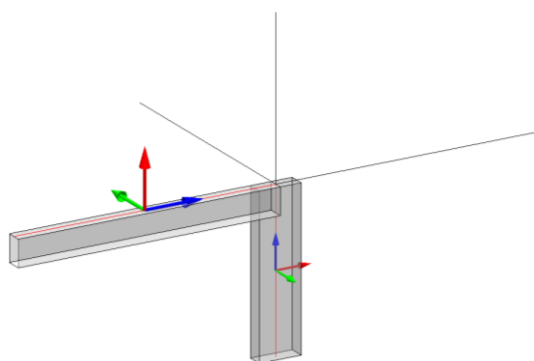
$$V_{C,12} = +14.483 \text{ KN}$$

→ estradosso superiore trave sinistra (+P12) teso

→ Si avrà:

$$A_{s1} = 8\phi 16 \text{ (da trave n.241),}$$

$$A_{s2} = 6\phi 16 \text{ (da trave n.241);}$$



Inviluppo T13 min:  $T_{13} = -109.243 \text{ KN}$

Taglio su pilastro verso sinistra (-P13)

→ su nodo verso destra (+P13)

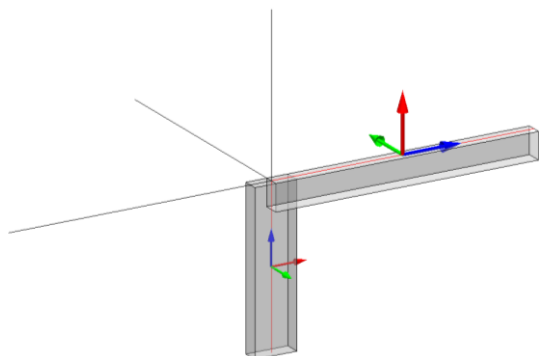
$$V_{C,13} = +109.243 \text{ KN}$$

→ estradosso superiore trave sinistra (-P13) teso.

→ Si avrà:

$$A_{s1} = 5\phi 16 \text{ (da trave n.245),}$$

$$A_{s2} = 4\phi 16 \text{ (da trave n.245);}$$



Inviluppo T13 max:  $T_{13} = 115.311 \text{ KN}$   
 Taglio su pilastro verso destra (+P13)  
 → su nodo verso sinistra (-P13)  
 $V_{C,13} = -115.311 \text{ KN}$   
 → estradosso superiore trave destra (+P13) teso  
 → Si avrà:  
 $A_{s1} = 5\phi 16$  (da trave n.247),  
 $A_{s2} = 4\phi 16$  (da trave n.247);

Si possono trovare maggiori dettagli sulle sezioni delle travi sopra elencate nella seguente tabella, dove vengono distinte le travi nei piani 12 e 13 del pilastro, nonché la trave da considerare per il meccanismo di rottura nel piano 13 con estradosso teso nel piano -P13 del pilastro e quella da considerare per il meccanismo speculare.

Si noti come la distanza massima tra le giaciture delle armature longitudinali sia pari a:

$$h_{jw, \text{ verifiche nel piano 12 del pilastro}} = h_t - 2c = 24 - 8 = 16 \text{ cm}$$

$$h_{jw, \text{ verifiche nel piano 13 del pilastro}} = h_t - 2c = 50 - 8 = 42 \text{ cm}$$

avendo assunto ovunque un copriferro  $c = 4 \text{ cm}$  ed essendo le sezioni delle travi nel nodo diverse nei piani 12 e 13 del pilastro.

		rif. p12 pilastro		rif. p13 pilastro		rif. P13 pilastro	
				Estr. -P13 teso		Estr. +P13 teso	
Larghezza del pilastro	$b_p$	80.00	cm	30.00	cm	30.00	cm
Altezza del pilastro	$h_p$	30.00	cm	80.00	cm	80.00	cm
Larghezza sezione della trave	$b_t$	100.00	cm	30.00	cm	30.00	cm
Altezza sezione della trave	$h_t$	24.00	cm	50.00	cm	50.00	cm
Distanza tra giaciture arm. trave	$h_{jw}$	16.00	cm	42.00	cm	42.00	cm
Armatura superiore trave:		n.8	Ø16	n.5	Ø16	n.5	Ø16
	$A_{s1} =$	16.085	cm <sup>2</sup>	10.053	cm <sup>2</sup>	10.053	cm <sup>2</sup>
Armatura inferiore trave:		n.6	Ø16	n.4	Ø16	n.4	Ø16
	$A_{s2} =$	12.064	cm <sup>2</sup>	8.043	cm <sup>2</sup>	8.043	cm <sup>2</sup>
Staffe orizzontali nel nodo:		Ø10	/ 10	Ø10	/ 10	Ø10	/ 10
		x 4 braccia		x 2 braccia		x 2 braccia	
	$A_{sh} =$	5.027	cm <sup>2</sup>	6.597	cm <sup>2</sup>	6.597	cm <sup>2</sup>



### 16.2.1.1 Calcolo della domanda

Si procede al calcolo della domanda ai sensi del paragrafo 7.4.4.3 del DM 17/01/2018, secondo le espressioni 7.4.6 e 7.4.7, rispettivamente per nodi interni ed esterni.

*Nota importante: nei calcoli manuali a seguire, il segno delle azioni assiali e dei tagli è sempre positivo. CMP considera invece i segni delle forze, in convenzione nodo.*

		rif. p12 pilastro	rif. p13 pilastro	rif. p13 pilastro			
				Estr. -P13 tes	Estr. +P13 tes		
Sforzo normale sopra nodo	$N_{sup,per\ verifiche\ a\ compr.}$	98.721	kN	108.515	kN	116.205	kN
	$N_{sup,per\ verifiche\ a\ traz.}$	98.721	kN	108.515	kN	116.205	kN
Sforzo normale sotto nodo	$N_{inf, per\ verifiche\ a\ traz.}$	224.540	kN	-	kN	-	kN
Taglio sopra nodo	$V_c, per\ verifiche\ a\ compr.}$	14.483	kN	109.243	kN	115.311	kN
	$V_c, per\ verifiche\ a\ traz.}$	14.483	kN	109.243	kN	115.311	kN
Domanda in taglio da [7.4.6] e [7.4.7] del DM 2018:	$V_{jbd} = \gamma_{Rd} * (A_{s1} + A_{s2}) * f_{yd} - V_c$	per nodi interni, [7.4.6] del DM2018					
	$V_{jbd} = \gamma_{Rd} * A_{s1} * f_{yd} - V_c$	per nodi esterni, [7.4.7] del DM2018					
	$V_{jbd, per\ verifiche\ a\ compr.}$	677.864	kN	669.642	kN	663.574	kN
	$V_{jbd, per\ verifiche\ a\ traz.}$	677.864	kN	669.642	kN	663.574	kN

### 16.2.1.2 Verifica di compressione del puntone diagonale

CMP esegue la verifica del puntone diagonale compresso secondo la formula 7.4.8 del DM 17/01/2018. Per il calcolo del coefficiente  $\alpha_j$  si tiene conto dell'effetto del confinamento (§C7.4.4.3.1) solo se benefico. Dai calcoli manuali risultano i seguenti valori.

*Nota importante (\*): nel caso di efficacia del confinamento la larghezza effettiva del nodo  $b_j$  e la distanza tra le giaciture esterne dell'armatura pilastro sono calcolate considerando come copriferro lo strato di ricoprimento esterno delle staffe.*

		rif. p12 pilastro	
Coefficiente $\alpha_j$	$\alpha_j = 0.6$ interni; 0.48 esterni	0.48	
Coefficiente $\alpha_j$ da confinamento	§C7.4.4.3.1	0.58	
Coefficiente riduttivo $\eta$ per [7.4.8]	$\eta = \alpha_j * (1 - f_{ck} / 250)$	0.522	
Larghezza effettiva del nodo (*)	$b_j$ (par. 7.4.4.3 DM2018)	74.60	cm
Distanza giaciture esterne arm pilastro (*)	$h_{jc} = b_j - 2*c$	24.60	cm
Forza assiale adimensionalizzata	$v_d = N_{sup} / (b_p * h_p * f_{cd})$	0.029	
Capacità del nodo da espress. [7.4.8]	$V_{Rd} = \eta * f_{cd} * b_j * h_{jc} * (1 - v_d / \eta)^{0.5}$	1317.953	kN
Coefficiente di sfruttamento:	$coeff. = V_{jbd} / V_{Rd, compr}$	<b>0.514</b>	



		rif. p13 pilastro		rif. p13 pilastro	
		Estr. -P13 teso		Estr. +P13 teso	
Coefficiente $\alpha_j$	$\alpha_j = 0.6$ interni; 0.48 esterni	0.60		0.60	
Coefficiente $\alpha_j$ da confinamento	§C7.4.4.3.1	0.58		0.58	
Coefficiente riduttivo $\eta$ per [7.4.8]	$\eta = \alpha_j * (1 - f_{ck} / 250)$	0.54		0.54	
Larghezza effettiva del nodo (*)	$b_j$ (par. 7.4.4.3 DM2018)	30.00	cm	30.00	cm
Distanza giaciture esterne arm pilastro (*)	$h_{jc} = b_j - 2*c$	72.00	cm	72.00	cm
Forza assiale adimensionalizzata	$v_d = N_{sup} / (b_p * h_p * f_{cd})$	0.032		0.034	
Capacità del nodo da espress. [7.4.8]	$V_{Rd} = \eta * f_{cd} * b_j * h_{jc} * (1 - v_d / \eta)^{0.5}$	1602.863	kN	1599.292	kN
Coefficiente di sfruttamento:	$coeff. = V_{jbd} / V_{Rd, compr}$	<b>0.418</b>		<b>0.415</b>	

### 16.2.1.3 Verifica di trazione diagonale

CMP esegue la verifica del traliccio diagonale teso con le 7.4.10, 7.4.11 e 7.4.12 del DM 2018. La verifica nel piano P12, lato staffe, è stata eseguita con riferimento allo sforzo assiale sul pilastro inferiore al nodo, essendo il nodo di tipo esterno rispetto al piano 12 del pilastro.

		rif. p12 pilastro	
a) Forza di taglio affidata al calcestruzzo:			
Valore sollecitante da espress. [7.4.10]	$f_{sd, traz} = [V_{jbd} / (b_j * h_{jc})]^2 / (f_{ctd} + v_d * f_{cd}) - f_{ctd}$	5.344	MPa
Valore resistente da espress. [7.4.10]	$f_{Rd, traz} = (A_{sh} * f_{ywd}) / (b_j * h_{jw})$	1.294	MPa
Coefficiente di sfruttamento:	$coeff. = V_{Sd, traz} / V_{Rd, traz}$	4.130	
b) Forza di taglio affidata alle staffe:			
Forza assiale adimensionalizzata	$v_d$	0.066	inf
Valore sollecitante	$V_{sd, traz} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0.8 v_d)$ per nodi interni [7.4.11]		
	$V_{sd, traz} = \gamma_{Rd} (A_{s2}) f_{yd} (1 - 0.8 v_d)$ per nodi esterni [7.4.12]		
	$V_{Sd, traz}$	491.825	kN
Valore resistente da espress. [7.4.11], [7.4.12]	$V_{Rd, traz} = A_{sh} * f_{ywd}$	196.687	kN
Coefficiente di sfruttamento:	$coeff. = V_{Sd, traz} / V_{Rd, traz}$	2.501	

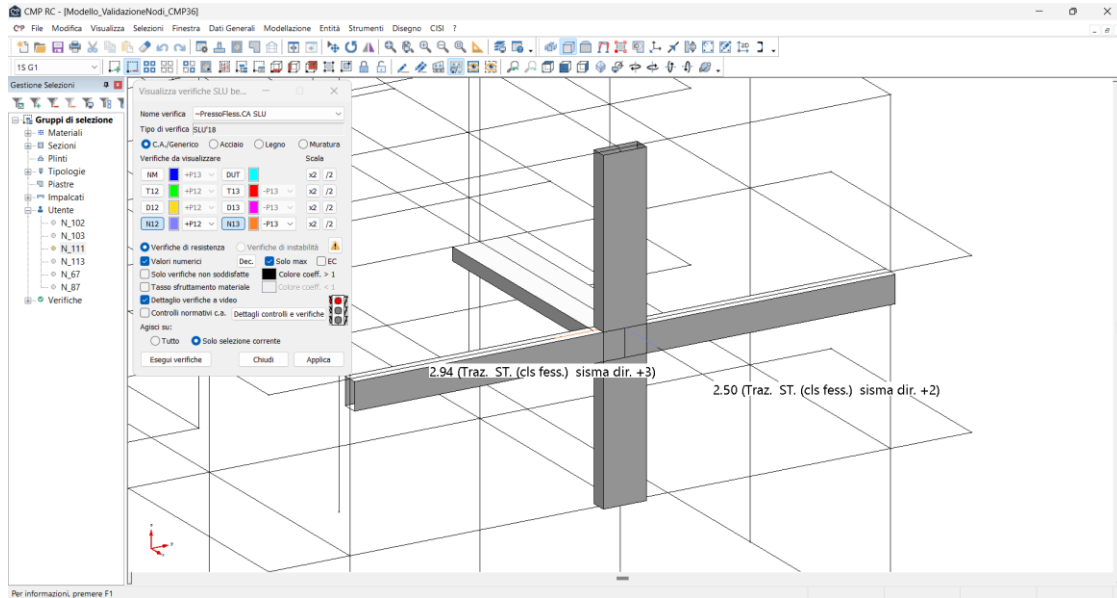
		rif. p13 pilastro		rif. p13 pilastro	
		Estr. -P13 teso		Estr. +P13 teso	
a) Forza di taglio affidata al calcestruzzo:					
Valore sollecitante da espress. [7.4.10]		4.631	MPa	4.417	MPa
Valore resistente da espress. [7.4.10]		2.049	MPa	2.049	MPa
Coefficiente di sfruttamento:		2.260		2.156	
b) Forza di taglio affidata alle staffe:					
Forza assiale adimensionalizzata	$v_d$	0.032	sup	0.034	sup
Valore sollecitante:	$V_{Sd, traz}$	758.998	kN	757.589	kN
Valore resistente da espress. [7.4.11], [7.4.12]	$V_{Rd, traz} = A_{sh} * f_{ywd}$	258.152	kN	258.152	kN
Coefficiente di sfruttamento:	$coeff. = V_{Sd, traz} / V_{Rd, traz}$	2.940		2.935	



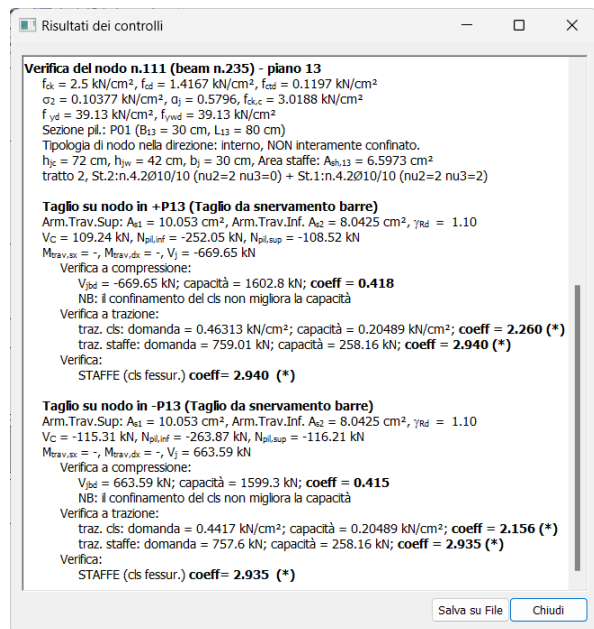
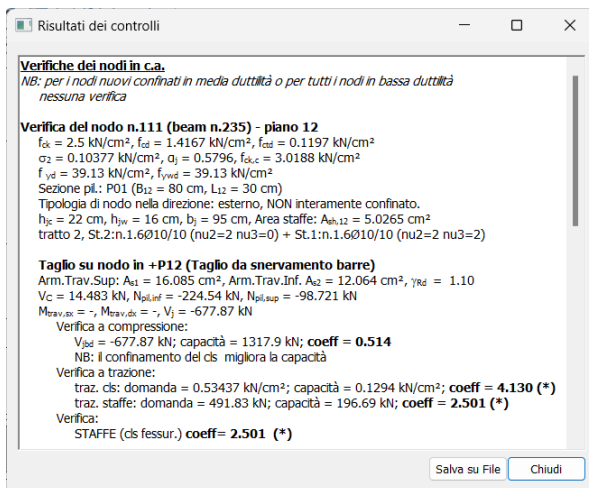
### 16.2.1.4 Confronto dei risultati con CMP

I risultati ottenuti mediante calcolo manuale coincidono con quelli proposti da CMP. Dalla vista del modello è infatti possibile leggere i massimi coefficienti di sfruttamento del nodo nei piani P12 e P13 del pilastro, con una breve descrizione del coefficiente stesso.

Anche i risultati dettagliati proposti da CMP coincidono con quelli del calcolo manuale.



Visualizzazione a video degli esiti della verifica



Estratto del dettaglio controlli e verifica





**16.2.2 NODO NON INTERAMENTE CONFINATO - VERIFICA NODO N.111 CON NUMERO DI STAFFE INTERO**

Si eseguono nuovamente le verifiche sul pilastro n.235, utilizzando nelle verifiche l'opzione di calcolo delle staffe con numero intero. Risultano in questo caso le seguenti aree di staffe.

Staffe orizzontali nel nodo:	Definizione con passo	Rif. P12 pilastro		Rif. P13 pilastro	
Distanza tra giaciture arm. Trave:	$h_{jw}$	16.00	cm	42.00	cm
		Ø10	10cm	Ø10	10cm
		x 4 braccia		x 2 braccia	
Area staffe nel nodo:	$A_{sh} =$	6.283	cm <sup>2</sup>	7.854	cm <sup>2</sup>

*16.2.2.1 Calcolo della domanda e verifica di compressione del puntone diagonale*

Il calcolo della domanda e la verifica di compressione del puntone diagonale conducono agli stessi valori già illustrati per il caso di calcolo del nodo con numero di staffe effettivo.

*16.2.2.2 Verifica di trazione diagonale*

		rif. p12 pilastro	
a) Forza di taglio affidata al calcestruzzo:			
Valore sollecitante da espress. [7.4.10]	$f_{sd,traz} = [V_{jbd}/(b_j * h_{jc})]^2 / (f_{ctd} + v_d * f_{cd}) - f_{ctd}$	5.344	MPa
Valore resistente da espress. [7.4.10]	$f_{Rd,traz} = (A_{sh} * f_{ywd}) / (b_j * h_{jw})$	1.617	MPa
Coefficiente di sfruttamento:	$coeff. = V_{Sd, traz} / V_{Rd, traz}$	3.304	
b) Forza di taglio affidata alle staffe:			
Forza assiale adimensionalizzata	$v_d$	0.066	inf
Valore sollecitante	$V_{sd,traz} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0.8 v_d)$ per nodi interni [7.4.11]		
	$V_{sd,traz} = \gamma_{Rd} (A_{s2}) f_{yd} (1 - 0.8 v_d)$ per nodi esterni [7.4.12]		
	$V_{Sd,traz}$	491.825	kN
Valore resistente da espress. [7.4.11], [7.4.12]	$V_{Rd,traz} = A_{sh} * f_{ywd}$	245.854	kN
Coefficiente di sfruttamento:	$coeff. = V_{Sd, traz} / V_{Rd, traz}$	2.000	

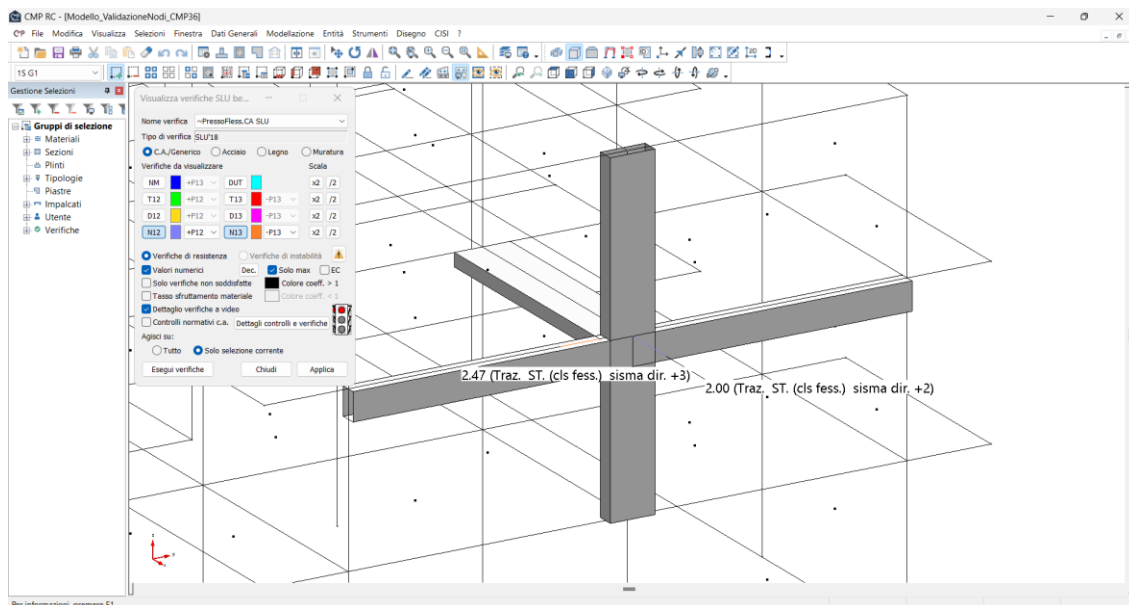
		rif. p13 pilastro		rif. p13 pilastro	
		Estr. -P13 tes		Estr. +P13 tes	
a) Forza di taglio affidata al calcestruzzo:					
Valore sollecitante da espress. [7.4.10]		4.631	MPa	4.417	MPa
Valore resistente da espress. [7.4.10]		2.439	MPa	2.439	MPa
Coefficiente di sfruttamento:		1.899		1.811	
b) Forza di taglio affidata alle staffe:					
Forza assiale adimensionalizzata	$v_d$	0.032	sup	0.034	sup
Valore sollecitante:	$V_{Sd,traz}$	758.998	kN	757.589	kN
Valore resistente da espress. [7.4.11], [7.4.12]	$V_{Rd,traz} = A_{sh} * f_{ywd}$	307.327	kN	307.327	kN
Coefficiente di sfruttamento:	$coeff. = V_{Sd, traz} / V_{Rd, traz}$	2.470		2.465	



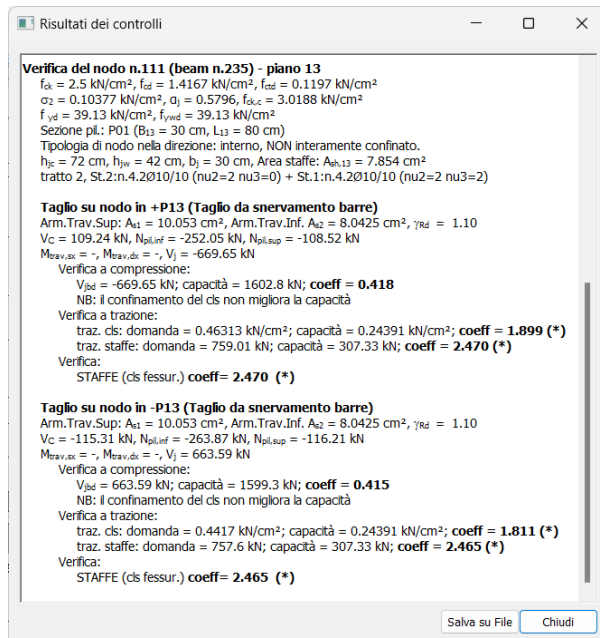
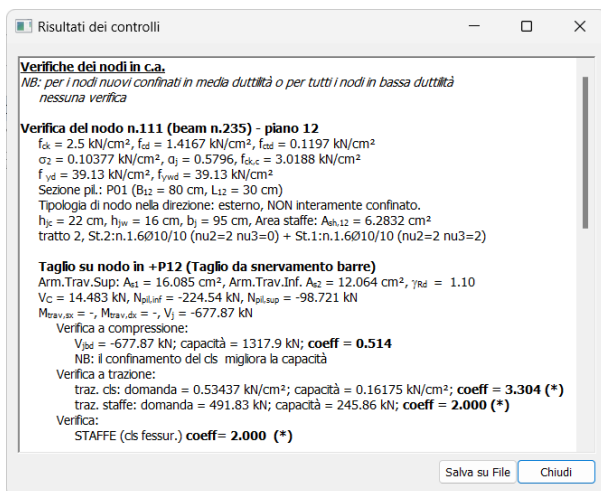
### 16.2.2.3 Confronto dei risultati con CMP

I risultati ottenuti mediante calcolo manuale coincidono con quelli proposti da CMP. Dalla vista del modello è infatti possibile leggere i massimi coefficienti di sfruttamento del nodo nei piani P12 e P13 del pilastro, con una breve descrizione del coefficiente stesso.

Anche i risultati dettagliati proposti da CMP coincidono con quelli del calcolo manuale.



Visualizzazione a video degli esiti della verifica



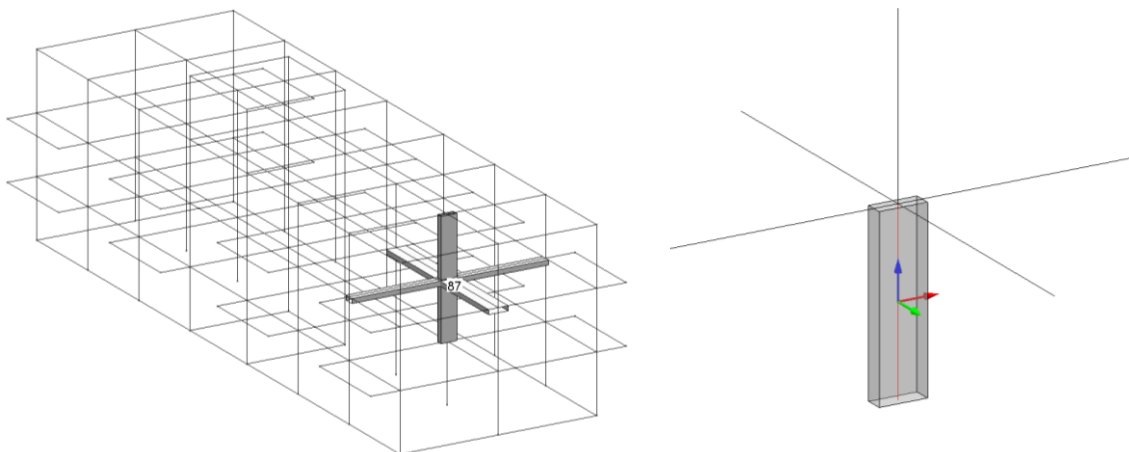
Estratto del dettaglio controlli e verifica



### 16.2.3 NODO INTERAMENTE CONFINATO “COME PER ALTA DUTTILITÀ” - VERIFICA NODO N.87

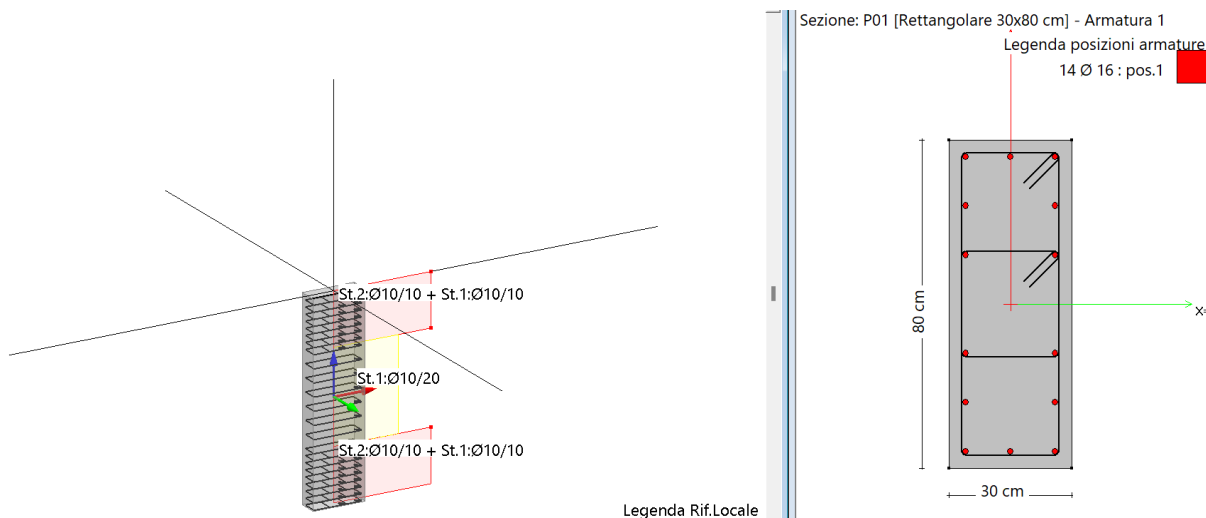
L'opzione “come per alta duttilità” abilita le verifiche di resistenza di cui al paragrafo 7.4.4.3.1 delle NTC 2018 anche per i nodi confinati in media duttilità e di tutti i nodi in bassa duttilità.

Si eseguono le verifiche sul pilastro n.187, il cui relativo nodo trave-pilastro è rappresentato nel modello dal nodo n.87, come nell'immagine a seguire. Il nodo risulta interno nei piani 12 e 13.



**Pilastro 187 sottoposto a verifica e relativo nodo 87**

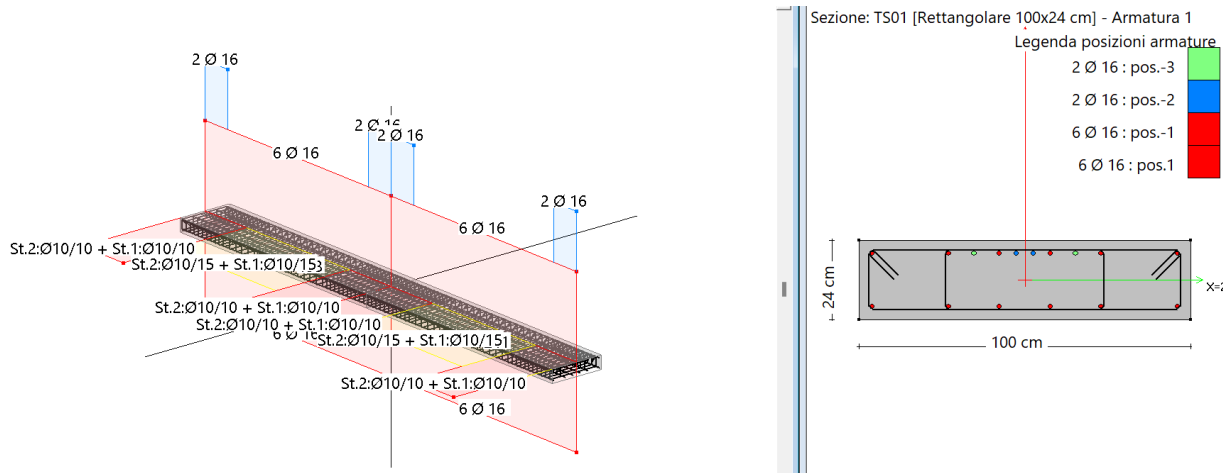
Il pilastro ha una sezione rettangolare di 30x80cm, ha un'armatura longitudinale costituita da n.14 $\phi$ 16 e un'armatura trasversale di  $\phi$ 10/10 in corrispondenza delle zone critiche con quattro braccia in direzione 2 e due braccia in direzione 3.



**Pilastro 187 sottoposto a verifica: armature e sezione di verifica**

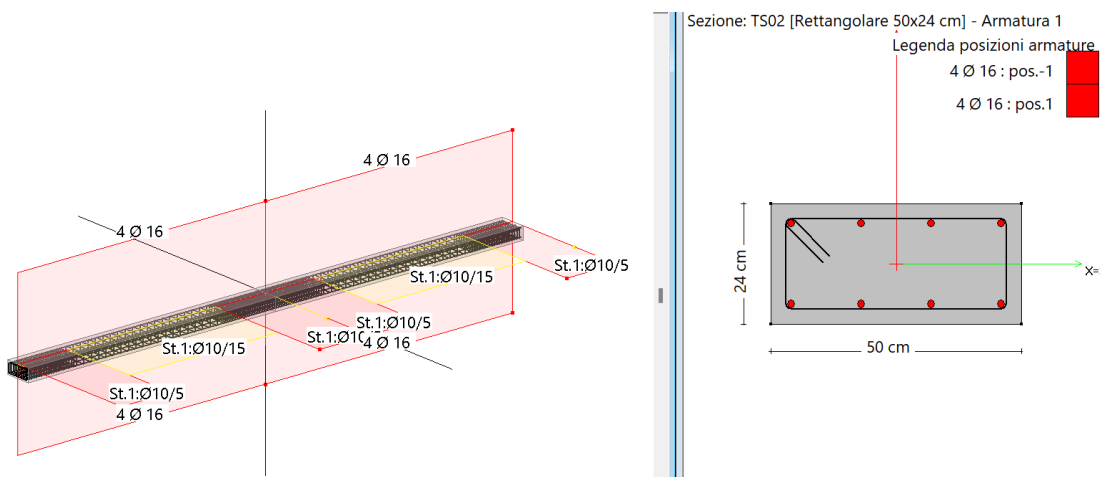
Le travi convergenti nel nodo sono:

- rispetto al piano 12 nel nodo convergono le travi n. 193 e 241, entrambe di sezione 100x24cm. La trave “a sinistra” del nodo, cioè quella in direzione opposta rispetto all'asse 2 del pilastro, è la n.193, mentre la n.241 è la trave “a destra”. In corrispondenza del nodo entrambe le travi hanno un'armatura superiore  $A_{s1}=8\phi$ 16, un'armatura inferiore  $A_{s2}=6\phi$ 16 ed una staffatura a quattro bracci di  $\phi$ 10 ogni 10cm.



Travi 193 e 241: armature e sezione

- rispetto al piano 13 nel nodo convergono le travi n. 197 e 199, entrambe di sezione 50x24cm. La trave “a sinistra” del nodo, cioè quella in direzione opposta rispetto all’asse 3 del pilastro, è la n.197, mentre la n.199 è la trave “a destra”. In corrispondenza del nodo entrambe le travi hanno un’armatura superiore  $A_{s1}=4\phi 16$ , un’armatura inferiore  $A_{s2}=4\phi 16$  ed una staffatura a due bracci di  $\phi 10$  ogni 5cm.



Travi 197 e 199: armature e sezione

L’impostazione di verifica scelta prevede il calcolo dell’area delle staffe nel nodo come prodotto dell’area al metro per la lunghezza del tratto  $h_{jw}$  (distanza tra giaciture esterne delle armature della trave) in cui saranno collocate. Risultano quindi i valori riportati nella tabella seguente.

Staffe orizzontali nel nodo:	Definizione con passo	Rif. P12 pilastro		Rif. P13 pilastro	
Distanza tra giaciture arm. Trave:	$h_{jw}$	16.00	cm	16.00	cm
		Ø10	10cm	Ø10	5cm
		x 4 braccia		x 2 braccia	
Area staffe nel nodo:	$A_{sh} =$	5.027	cm <sup>2</sup>	2.513	cm <sup>2</sup>



Come sopra, a partire da un involucro contenente solo combinazioni sismiche, si esegue il comando “Rileva massimi su selezione corrente” per determinare le combinazioni che massimizzano i tagli nel pilastro n.201, superiore al nodo.

	Asta n.	x (cm)	N (KN)	T12 (KN)	T13 (KN)	MT (KNm)	M12 (KNm)	M13 (KNm)
T12 min	201	0	-184.856	-13.344	3.577	0.768	15.995	3.428
T12 max	201	0	-214.024	16.600	-2.081	-0.768	-19.006	-5.403
T13 min	201	0	-185.328	-3.561	-13.430	1.983	4.537	-39.449
T13 max	201	0	-213.552	6.817	14.926	-1.983	-7.548	37.474

**Valori massimi di sollecitazione rilevati per involucri sismici sul pilastro n. 201**

Come sopra, ricorrendo al gruppo di combinazioni fisse, si individuano per le condizioni di involucro riportate in tabella le sollecitazioni sugli elementi convergenti nel nodo.

Accertato che il sistema di riferimento locale del pilastro superiore è concorde a quello del pilastro inferiore, considerato che il nodo è interno nei piani 12 e 13, facciamo le seguenti valutazioni:

<p>Involucro T12 max:  <math>T_{12} = -13.344</math> KN                      Taglio su pilastro verso destra (+P12)                      → su nodo verso sinistra (-P12)  <math>V_{C,12} = +13.344</math> KN                      → estradosso sup. trave sinistra (+P12) teso                      → Si avrà:  <math>A_{s1} = 8\phi 16</math> (da trave n.193),  <math>A_{s2} = 6\phi 16</math> (da trave n.193);</p>	<p>Involucro T12 max:  <math>T_{12} = +16.600</math> KN                      Taglio su pilastro verso sinistra (-P12)                      → su nodo verso destra (+P12)  <math>V_{C,12} = -16.600</math> KN                      → estradosso sup. trave destra (+P12) teso                      → Si avrà:  <math>A_{s1} = 8\phi 16</math> (da trave n.241),  <math>A_{s2} = 6\phi 16</math> (da trave n.241);</p>
<p>Involucro T13 min: <math>T_{13} = -13.430</math> KN                      Taglio su pilastro verso sinistra (-P13)                      → su nodo verso destra (+P13)  <math>V_{C,13} = +13.430</math> KN                      → estradosso sup. trave sinistra (-P13) teso.                      → Si avrà:  <math>A_{s1} = 4\phi 16</math> (da trave n.197),  <math>A_{s2} = 4\phi 16</math> (da trave n.197);</p>	<p>Involucro T13 max: <math>T_{13} = 14.926</math> KN                      Taglio su pilastro verso destra (+P13)                      → su nodo verso sinistra (-P13)  <math>V_{C,13} = -14.926</math> KN                      → estradosso superiore trave destra (+P13) teso                      → Si avrà:  <math>A_{s1} = 4\phi 16</math> (da trave n.199),  <math>A_{s2} = 4\phi 16</math> (da trave n.199);</p>

Si possono trovare maggiori dettagli sulle sezioni delle travi sopra elencate nella seguente tabella, dove vengono distinte le travi nei piani 12 e 13 del pilastro, nonché la trave da considerare per il meccanismo di rottura nel piano 13 con estradosso teso nel piano -P13 del pilastro e quella da considerare per il meccanismo speculare.

Si noti come la distanza massima tra le giaciture delle armature longitudinali sia pari a ( $c = 4$  cm):

$$h_{jw, \text{verifiche nel piano 12 del pilastro}} = h_t - 2c = 24 - 8 = 16 \text{ cm}$$

$$h_{jw, \text{verifiche nel piano 13 del pilastro}} = h_t - 2c = 24 - 8 = 16 \text{ cm}$$



		rif. p12 pilastro		rif. p12 pilastro	
		Estr. -P12 teso		Estr. +P12 teso	
Larghezza del pilastro	$b_p$	80.00	cm	80.00	cm
Altezza del pilastro	$h_p$	30.00	cm	30.00	cm
Larghezza sezione della trave	$b_t$	100.00	cm	100.00	cm
Altezza sezione della trave	$h_t$	24.00	cm	24.00	cm
Distanza tra giaciture arm. trave	$h_{jw}$	16.00	cm	16.00	cm
Armatura superiore trave:		n.8	Ø16	n.8	Ø16
	$A_{s1} =$	16.085	cm <sup>2</sup>	16.085	cm <sup>2</sup>
Armatura inferiore trave:		n.6	Ø16	n.6	Ø16
	$A_{s2} =$	12.064	cm <sup>2</sup>	12.064	cm <sup>2</sup>
Staffe orizzontali nel nodo:		Ø10	/ 10	Ø10	/ 10
		x 4 braccia		x 2 braccia	
	$A_{sh} =$	5.027	cm <sup>2</sup>	5.027	cm <sup>2</sup>
		rif. p13 pilastro		rif. P13 pilastro	
		Estr. -P13 teso		Estr. +P13 teso	
Larghezza del pilastro	$b_p$	30.00	cm	30.00	cm
Altezza del pilastro	$h_p$	80.00	cm	80.00	cm
Larghezza sezione della trave	$b_t$	50.00	cm	50.00	cm
Altezza sezione della trave	$h_t$	24.00	cm	24.00	cm
Distanza tra giaciture arm. trave	$h_{jw}$	16.00	cm	16.00	cm
Armatura superiore trave:		n.4	Ø16	n.4	Ø16
	$A_{s1} =$	8.043	cm <sup>2</sup>	8.043	cm <sup>2</sup>
Armatura inferiore trave:		n.4	Ø16	n.4	Ø16
	$A_{s2} =$	8.043	cm <sup>2</sup>	8.043	cm <sup>2</sup>
Staffe orizzontali nel nodo:		Ø10	/ 5	Ø10	/ 5
		x 2 braccia		x 2 braccia	
	$A_{sh} =$	2.513	cm <sup>2</sup>	2.513	cm <sup>2</sup>



### 16.2.3.1 Calcolo della domanda

Si procede al calcolo della domanda ai sensi del paragrafo 7.4.4.3 del DM 17/01/2018, secondo l'espressione 7.4.6 per nodi interni.

		rif. p12 pilastro		rif. p12 pilastro	
		Estr. -P12 tesoro		Estr. +P12 tesoro	
Sforzo normale sopra nodo	$N_{sup,per\ verifiche\ a\ compr.}$	184.856	kN	214.024	kN
	$N_{sup,per\ verifiche\ a\ traz.}$	184.856	kN	214.024	kN
Taglio sopra nodo	$V_c, per\ verifiche\ a\ compr.}$	13.344	kN	16.600	kN
	$V_c, per\ verifiche\ a\ traz.}$	13.344	kN	16.600	kN
Domanda in taglio	$V_{jbd, per\ verifiche\ a\ compr.}$	1198.273	kN	1195.017	kN
	$V_{jbd, per\ verifiche\ a\ traz.}$	1198.273	kN	1195.017	kN

		rif. p13 pilastro		rif. p13 pilastro	
		Estr. -P13 tesoro		Estr. +P13 tesoro	
Sforzo normale sopra nodo	$N_{sup,per\ verifiche\ a\ compr.}$	185.328	kN	213.552	kN
	$N_{sup,per\ verifiche\ a\ traz.}$	185.328	kN	213.552	kN
Taglio sopra nodo	$V_c, per\ verifiche\ a\ compr.}$	13.430	kN	14.926	kN
	$V_c, per\ verifiche\ a\ traz.}$	13.430	kN	14.926	kN
Domanda in taglio	$V_{jbd, per\ verifiche\ a\ compr.}$	678.917	kN	677.421	kN
	$V_{jbd, per\ verifiche\ a\ traz.}$	678.917	kN	677.421	kN

### 16.2.3.2 Verifica di compressione del puntone diagonale

CMP esegue la verifica del puntone diagonale compresso secondo la formula 7.4.8 del DM 17/01/2018. Per il calcolo del coefficiente  $\alpha_j$  si tiene conto dell'effetto del confinamento (§7.4.4.3.1) solo se benefico. Dai calcoli manuali risultano i seguenti valori.

		rif. p12 pilastro		rif. p12 pilastro	
		Estr. -P12 tesoro		Estr. +P12 tesoro	
Coefficiente $\alpha_j$	$\alpha_j = 0.6$ interni; $0.48$ esterni	0.60		0.60	
Coefficiente $\alpha_j$ da confinamento	§7.4.4.3.1	0.58		0.58	
Coefficiente riduttivo $\eta$ per [7.4.8]	$\eta = \alpha_j * (1 - f_{ck} / 250)$	0.54		0.54	
Larghezza effettiva del nodo	$b_j$ (par. 7.4.4.3 DM2018)	95.00	cm	95.00	cm
Distanza giaciture esterne arm pilastro	$h_{jc} = b_j - 2*c$	22.00	cm	22.00	cm
Forza assiale adimensionalizzata	$v_d = N_{sup} / (b_p * h_p * f_{cd})$	0.054		0.063	
Capacità del nodo da espress. [7.4.8]	$V_{Rd} = \eta * f_{cd} * b_j * h_{jc} * (1 - v_d / \eta)^{0.5}$	1516.263	kN	1502.811	kN
Coefficiente di sfruttamento:	$coeff. = V_{jbd} / V_{Rd,compr}$	<b>0.790</b>		<b>0.795</b>	



		rif. p13 pilastro		rif. p13 pilastro	
		Estr. -P13 teso		Estr. +P13 teso	
Coefficiente $\alpha_j$	$\alpha_j = 0.6$ interni; 0.48 esterni	0.60		0.60	
Coefficiente $\alpha_j$ da confinamento	§C7.4.4.3.1	0.58		0.58	
Coefficiente riduttivo $\eta$ per [7.4.8]	$\eta = \alpha_j * (1 - f_{ck} / 250)$	0.54		0.54	
Larghezza effettiva del nodo	$b_j$ (par. 7.4.4.3 DM2018)	50.00	cm	50.00	cm
Distanza giaciture esterne arm pilastro	$h_{jc} = b_j - 2*c$	72.00	cm	72.00	cm
Forza assiale adimensionalizzata	$v_d = N_{sup} / (b_p * h_p * f_{cd})$	0.055		0.063	
Capacità del nodo da espress. [7.4.8]	$V_{Rd} = \eta * f_{cd} * b_j * h_{jc} * (1 - v_d / \eta)^{0.5}$	2611.372	kN	2588.951	kN
Coefficiente di sfruttamento:	$coeff. = V_{jbd} / V_{Rd, compr}$	<b>0.260</b>		<b>0.262</b>	

### 16.2.3.3 Verifica di trazione diagonale

CMP esegue la verifica del traliccio diagonale teso con le 7.4.10, 7.4.11 e 7.4.12 del DM 2018.

		rif. p12 pilastro		rif. p12 pilastro	
		Estr. -P12 teso		Estr. +P12 teso	
a) Forza di taglio affidata al calcestruzzo:					
Valore sollecitante da espress. [7.4.10]		15.512	MPa	14.455	MPa
Valore resistente da espress. [7.4.10]		1.294	MPa	1.294	MPa
Coefficiente di sfruttamento:		11.988		11.171	
b) Forza di taglio affidata alle staffe:					
Forza assiale adimensionalizzata	$v_d$	0.054	sup	0.063	sup
Valore sollecitante:	$V_{Sd, traz}$	1158.919	kN	1150.604	kN
Valore resistente da espress. [7.4.11], [7.4.12]	$V_{Rd, traz} = A_{sh} * f_{ywd}$	196.687	kN	196.687	kN
Coefficiente di sfruttamento:	$coeff. = V_{Sd, traz} / V_{Rd, traz}$	5.892		5.850	

		rif. p13 pilastro		rif. p13 pilastro	
		Estr. -P13 teso		Estr. +P13 teso	
a) Forza di taglio affidata al calcestruzzo:					
Valore sollecitante da espress. [7.4.10]		0.609	MPa	0.500	MPa
Valore resistente da espress. [7.4.10]		1.229	MPa	1.229	MPa
Coefficiente di sfruttamento:		0.495		0.407	
b) Forza di taglio affidata alle staffe:					
Forza assiale adimensionalizzata	$v_d$	0.055	sup	0.063	sup
Valore sollecitante:	$V_{Sd, traz}$	662.156	kN	657.559	kN
Valore resistente da espress. [7.4.11], [7.4.12]	$V_{Rd, traz} = A_{sh} * f_{ywd}$	98.345	kN	98.345	kN
Coefficiente di sfruttamento:	$coeff. = V_{Sd, traz} / V_{Rd, traz}$	6.733		6.686	

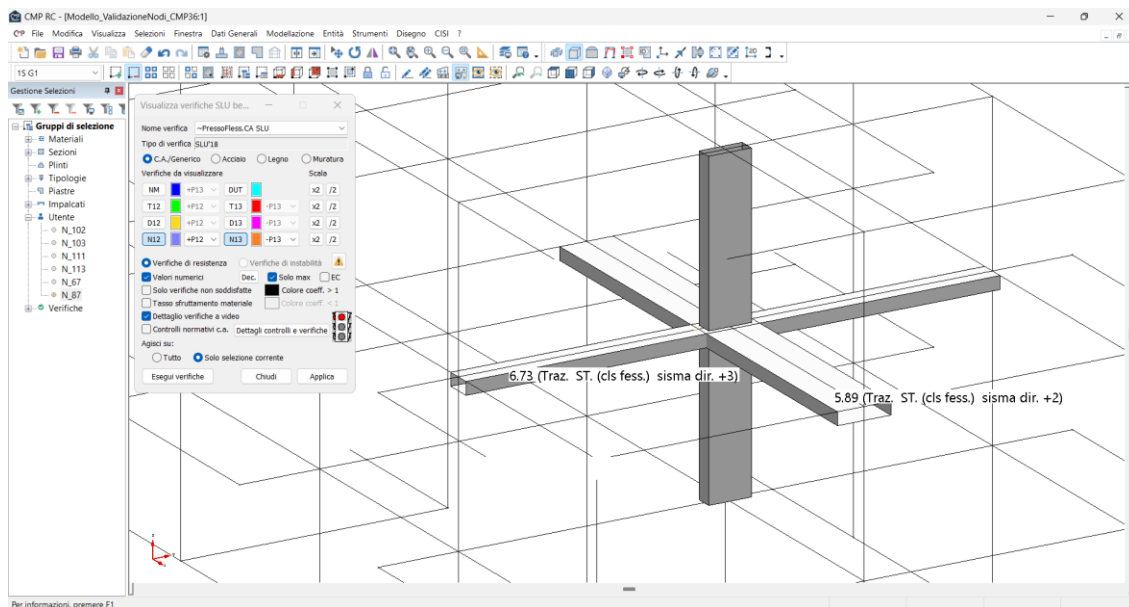




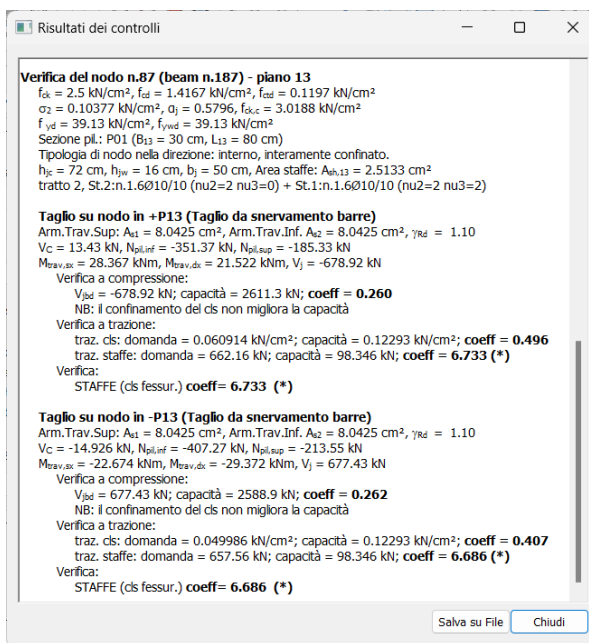
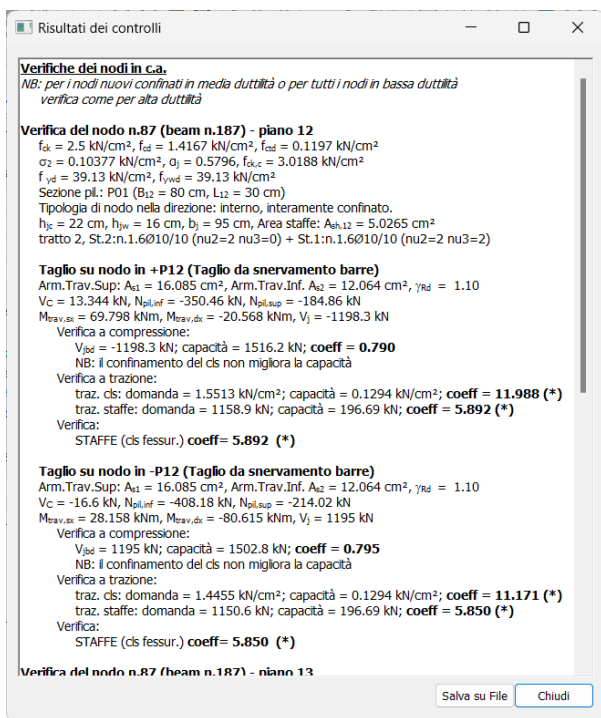
### 16.2.3.4 Confronto dei risultati con CMP

I risultati ottenuti mediante calcolo manuale coincidono con quelli proposti da CMP. Dalla vista del modello è infatti possibile leggere i massimi coefficienti di sfruttamento del nodo nei piani P12 e P13 del pilastro, con una breve descrizione del coefficiente stesso.

Anche i risultati dettagliati proposti da CMP coincidono con quelli del calcolo manuale.



Visualizzazione a video degli esiti della verifica



Estratto del dettaglio controlli e verifica

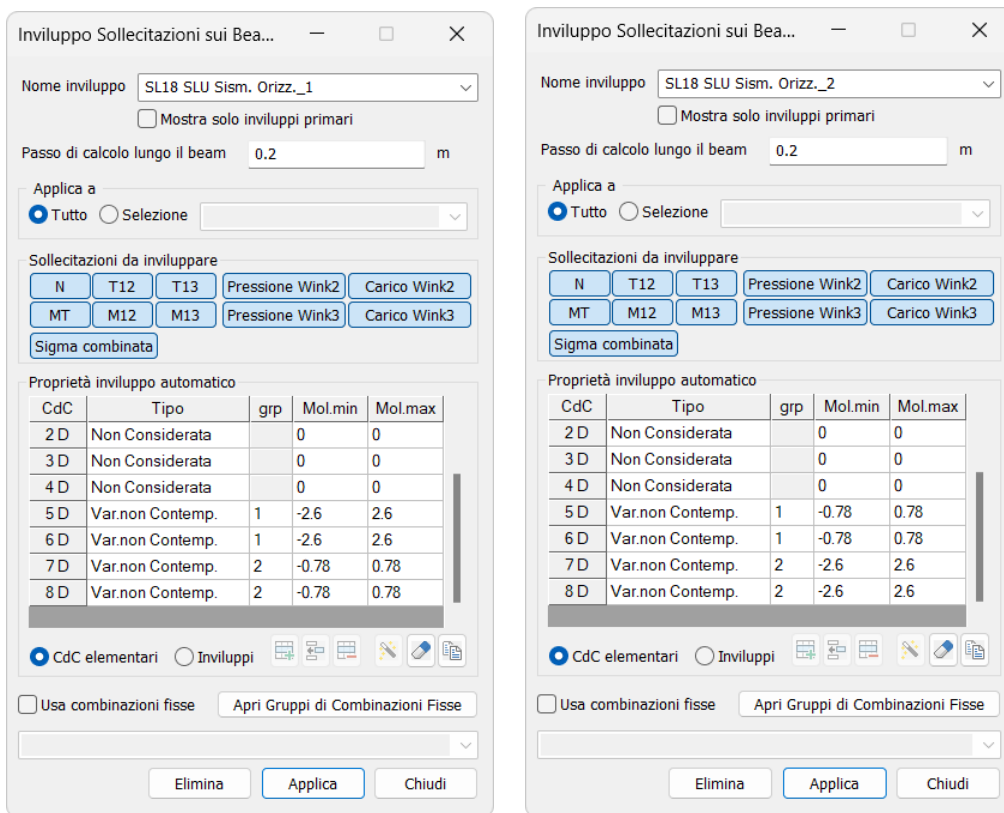


### 16.2.4 NODO INTERAMENTE CONFINATO “CON TAGLIO DA ANALISI CON FATTORE Q” - VERIFICA NODO N.87

L’opzione “con taglio da analisi con fattore q” abilita le verifiche di resistenza [7.4.4.3.1 NTC 2018] dei nodi confinati in media duttilità e di tutti i nodi in bassa duttilità utilizzando le sollecitazioni agenti amplificate del fattore di comportamento q.

Si eseguono nuovamente le verifiche sul pilastro n.187.

In questo caso, le combinazioni che massimizzano i tagli nel pilastro n.201, superiore al nodo, derivano da un involuppo in cui le combinazioni sismiche sono caratterizzate da un coefficiente moltiplicativo per le condizioni sismiche amplificato del rapporto tra il fattore di comportamento utilizzato nell’analisi del modello (q=3.9) e il fattore di comportamento assunto nella verifica dei nodi (q=1.5).



**Combinazioni sismiche – coefficienti utilizzati per le condizioni sismiche**

Si hanno i seguenti valori:

	Asta n.	x (cm)	N (KN)	T12 (KN)	T13 (KN)	MT (KNm)	M12 (KNm)	M13 (KNm)
T12 min	201	0	-183.590	-37.110	8.126	1.997	43.831	10.496
T12 max	201	0	-215.290	40.366	-6.630	-1.997	-46.842	-12.471
T13 min	201	0	-184.818	-11.672	-36.092	5.156	14.040	-100.985
T13 max	201	0	-214.062	14.928	37.588	-5.156	-17.051	99.010

**Valori massimi di sollecitazione rilevati per involuppi sismici sul pilastro n. 201**



### 16.2.4.1 Calcolo della domanda

Si procede al calcolo della domanda ai sensi del paragrafo 7.4.4.3 del DM 17/01/2018, secondo l'espressione 7.4.6 per nodi interni.

		rif. p12 pilastro		rif. p12 pilastro	
		Estr. -P12 teso		Estr. +P12 teso	
Sforzo normale sopra nodo	$N_{sup,per\ verifiche\ a\ compr.}$	183.590	kN	215.290	kN
	$N_{sup,per\ verifiche\ a\ traz.}$	183.590	kN	215.290	kN
Taglio sopra nodo	$V_c, per\ verifiche\ a\ compr.}$	37.110	kN	40.366	kN
	$V_c, per\ verifiche\ a\ traz.}$	37.110	kN	40.366	kN
Domanda in taglio	$V_{jbd, per\ verifiche\ a\ compr.}$	687.52	kN	702.19	kN
	$V_{jbd, per\ verifiche\ a\ traz.}$	687.52	kN	702.19	kN

		rif. p13 pilastro		rif. p13 pilastro	
		Estr. -P13 teso		Estr. +P13 teso	
Sforzo normale sopra nodo	$N_{sup,per\ verifiche\ a\ compr.}$	184.818	kN	214.062	kN
	$N_{sup,per\ verifiche\ a\ traz.}$	184.818	kN	214.062	kN
Taglio sopra nodo	$V_c, per\ verifiche\ a\ compr.}$	36.092	kN	37.588	kN
	$V_c, per\ verifiche\ a\ traz.}$	36.092	kN	37.588	kN
Domanda in taglio	$V_{jbd, per\ verifiche\ a\ compr.}$	655.89	kN	654.76	kN
	$V_{jbd, per\ verifiche\ a\ traz.}$	655.89	kN	654.76	kN

### 16.2.4.2 Verifica di compressione del puntone diagonale

CMP esegue la verifica del puntone diagonale compresso secondo la formula 7.4.8 del DM 17/01/2018. Per il calcolo del coefficiente  $\alpha_j$  si tiene conto dell'effetto del confinamento (§C7.4.4.3.1) solo se benefico. Dai calcoli manuali risultano i seguenti valori.

		rif. p12 pilastro		rif. p12 pilastro	
		Estr. -P12 teso		Estr. +P12 teso	
Coefficiente $\alpha_j$	$\alpha_j = 0.6$ interni; 0.48 esterni	0.60		0.60	
Coefficiente $\alpha_j$ da confinamento	§C7.4.4.3.1	0.58		0.58	
Coefficiente riduttivo $\eta$ per [7.4.8]	$\eta = \alpha_j * (1 - f_{ck} / 250)$	0.54		0.54	
Larghezza effettiva del nodo	$b_j$ (par. 7.4.4.3 DM2018)	95.00	cm	95.00	cm
Distanza giaciture esterne arm pilastro	$h_{jc} = b_j - 2*c$	22.00	cm	22.00	cm
Forza assiale adimensionalizzata	$v_d = N_{sup} / (b_p * h_p * f_{cd})$	0.054		0.063	
Capacità del nodo da espress. [7.4.8]	$V_{Rd} = \eta * f_{cd} * b_j * h_{jc} * (1 - v_d / \eta)^{0.5}$	1516.845	kN	1502.225	kN
Coefficiente di sfruttamento:	$coeff. = V_{jbd} / V_{Rd, compr}$	<b>0.453</b>		<b>0.467</b>	



		rif. p13 pilastro		rif. p13 pilastro	
		Estr. -P13 teso		Estr. +P13 teso	
Coefficiente $\alpha_j$	$\alpha_j = 0.6$ interni; 0.48 esterni	0.60		0.60	
Coefficiente $\alpha_j$ da confinamento	§C7.4.4.3.1	0.58		0.58	
Coefficiente riduttivo $\eta$ per [7.4.8]	$\eta = \alpha_j * (1 - f_{ck} / 250)$	0.54		0.54	
Larghezza effettiva del nodo	$b_j$ (par. 7.4.4.3 DM2018)	50.00	cm	50.00	cm
Distanza giaciture esterne arm pilastro	$h_{jc} = b_j - 2*c$	72.00	cm	72.00	cm
Forza assiale adimensionalizzata	$v_d = N_{sup} / (b_p * h_p * f_{cd})$	0.054		0.063	
Capacità del nodo da espress. [7.4.8]	$V_{Rd} = \eta * f_{cd} * b_j * h_{jc} * (1 - v_d / \eta)^{0.5}$	2611.776	kN	2588.544	kN
Coefficiente di sfruttamento:	$coeff. = V_{jbd} / V_{Rd, compr}$	<b>0.251</b>		<b>0.253</b>	

### 16.2.4.3 Verifica di trazione diagonale

CMP esegue la verifica del traliccio diagonale teso con le 7.4.10, 7.4.11 e 7.4.12 del DM 2018.

		rif. p12 pilastro		rif. p12 pilastro	
		Estr. -P12 teso		Estr. +P12 teso	
a) Forza di taglio affidata al calcestruzzo:					
Valore sollecitante da espress. [7.4.10]		4.319	MPa	4.194	MPa
Valore resistente da espress. [7.4.10]		1.294	MPa	1.294	MPa
Coefficiente di sfruttamento:		3.337		3.241	
b) Forza di taglio affidata alle staffe:					
Forza assiale adimensionalizzata	$v_d$	0.054	sup	0.063	sup
Valore sollecitante:	$V_{Sd, traz}$	622.312	kN	628.304	kN
Valore resistente da espress. [7.4.11], [7.4.12]	$V_{Rd, traz} = A_{sh} * f_{ywd}$	196.687	kN	196.687	kN
Coefficiente di sfruttamento:	$coeff. = V_{Sd, traz} / V_{Rd, traz}$	3.164		3.194	

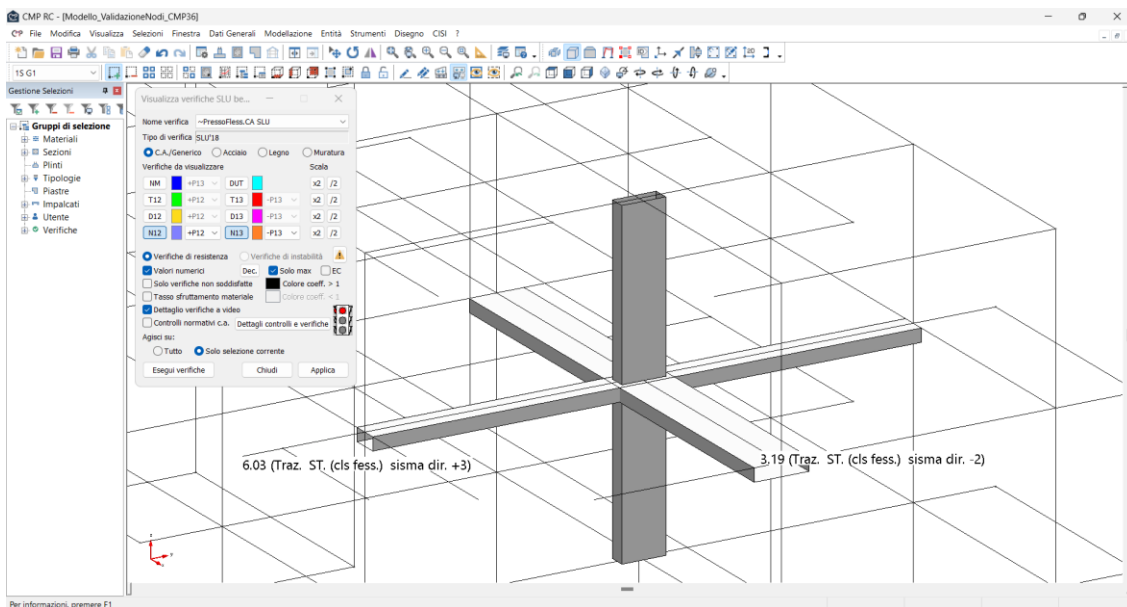
		rif. p13 pilastro		rif. p13 pilastro	
		Estr. -P13 teso		Estr. +P13 teso	
a) Forza di taglio affidata al calcestruzzo:					
Valore sollecitante da espress. [7.4.10]		0.490	MPa	0.387	MPa
Valore resistente da espress. [7.4.10]		1.229	MPa	1.229	MPa
Coefficiente di sfruttamento:		0.399		0.314	
b) Forza di taglio affidata alle staffe:					
Forza assiale adimensionalizzata	$v_d$	0.054	sup	0.063	sup
Valore sollecitante:	$V_{Sd, traz}$	592.843	kN	586.086	kN
Valore resistente da espress. [7.4.11], [7.4.12]	$V_{Rd, traz} = A_{sh} * f_{ywd}$	98.345	kN	98.345	kN
Coefficiente di sfruttamento:	$coeff. = V_{Sd, traz} / V_{Rd, traz}$	6.028		5.959	



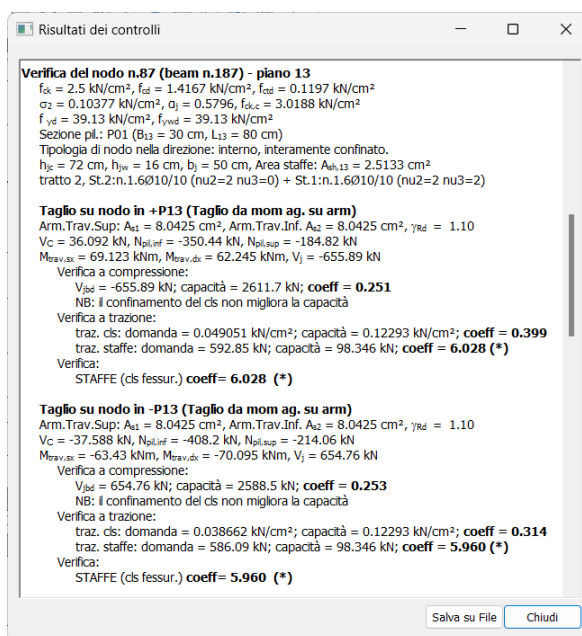
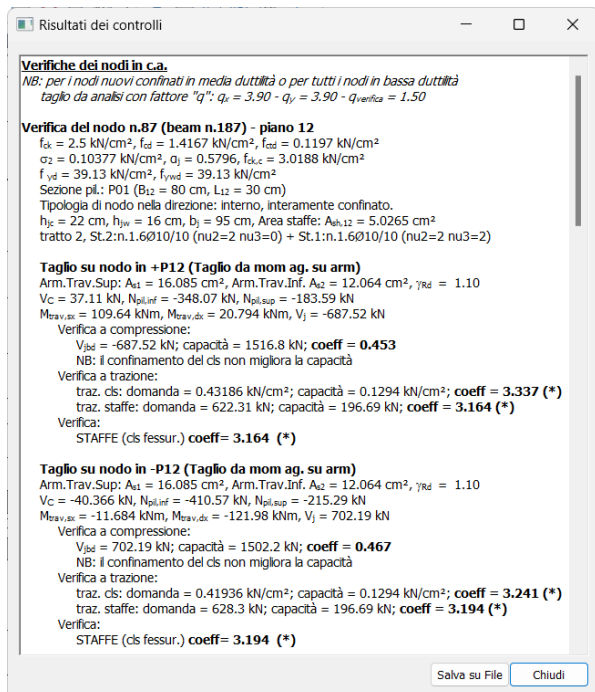
### 16.2.4.4 Confronto dei risultati con CMP

I risultati ottenuti mediante calcolo manuale coincidono con quelli proposti da CMP. Dalla vista del modello è infatti possibile leggere i massimi coefficienti di sfruttamento del nodo nei piani P12 e P13 del pilastro, con una breve descrizione del coefficiente stesso.

Anche i risultati dettagliati proposti da CMP coincidono con quelli del calcolo manuale.



Visualizzazione a video degli esiti della verifica



Estratto del dettaglio controlli e verifica



### 16.2.5 NODO INTERAMENTE CONFINATO “CONTROLLO INDIRETTO” - VERIFICA DEL NODO N.87

L'opzione “controllo indiretto” abilita le verifiche dei nodi confinati in media duttilità e di tutti i nodi in bassa duttilità applicando la 7.4.29 delle NTC2018 e quanto indicato al §7.4.6.2.3 delle NTC2018.

Si eseguono nuovamente le verifiche sul pilastro n.187.

Per questa opzione di verifica l'unica sollecitazione considerata è lo sforzo normale sul pilastro al di sotto del nodo (beam 187). Come sopra, si parte da un involuppo contenente solo combinazioni sismiche, si esegue il comando “Rileva massimi su selezione corrente” e si determinano le combinazioni che massimizzano i tagli nel pilastro n.201, superiore al nodo.

	Asta n.	x (cm)	N (KN)	T12 (KN)	T13 (KN)	MT (KNm)	M12 (KNm)	M13 (KNm)
T12 min	201	0	-184.856	-13.344	3.577	0.768	15.995	3.428
T12 max	201	0	-214.024	16.600	-2.081	-0.768	-19.006	-5.403
T13 min	201	0	-185.328	-3.561	-13.430	1.983	4.537	-39.449
T13 max	201	0	-213.552	6.817	14.926	-1.983	-7.548	37.474

Valori massimi di sollecitazione rilevati per involuppi sismici sul pilastro n. 201

Come sopra, ricorrendo al gruppo di combinazioni fisse, si individuano per le condizioni di involuppo riportate in tabella le sollecitazioni sugli elementi convergenti nel nodo.

Combinazione	CdC1	CdC2	CdC3	Dyn1	Dyn2	Dyn3	Dyn4	Dyn5	Dyn6	Dyn7	Dyn8
Comb.1	1	0.8	0	0	0	0	0	0	1	0	-0.3
Comb.2	1	1	0.3	0	0	0	0	0	-1	0	0.3
Comb.3	1	0.8	0	0	0	0	0	0.3	0	1	0
Comb.4	1	1	0.3	0	0	0	0	-0.3	0	-1	0

Gruppi di combinazioni fisse corrispondenti agli involuppi sismici di taglio minimo e massimo nei piani 12 e 13 alla base del pilastro n. 201



### 16.2.5.1 Calcolo della domanda

Si procede al calcolo della domanda individuata dal secondo membro della 7.4.29 del DM 2018.

		rif. p12 pilastro		rif. p12 pilastro	
Taglio sopra nodo	$V_c$	13.344	kN	16.600	kN
Sforzo normale sotto nodo	$N_{inf}$	350.458	kN	408.182	kN
Fattore comportamento base	$q_o$	3.90		3.90	
Periodo spettro	$T_C$	0.464	sec	0.464	sec
Periodo fondamentale max	$T_1$	0.478	sec	0.478	sec
Duttilità in curvature [7.4.3]	$\mu_\phi$	8.160		8.160	
Forza assiale adimensionalizzata	$v_d$	0.103		0.120	
Deformazione snervamento	$\varepsilon_{sy,d}$	0.00196		0.00196	
Larghezza minima sezione	$b_c$	30.00	cm	30.00	cm
Larghezza nucleo confinato	$b_o$	24.60	cm	24.60	cm
Domanda	$30 \mu_\phi v_d \varepsilon_{sy,d}(b_c / b_o)$	0.0252		0.0351	

		rif. p13 pilastro		rif. p13 pilastro	
Taglio sopra nodo	$V_c$	13.430	kN	14.926	kN
Sforzo normale sotto nodo	$N_{inf}$	351.370	kN	407.270	kN
Fattore comportamento base	$q_o$	3.90		3.90	
Periodo spettro	$T_C$	0.464	sec	0.464	sec
Periodo fondamentale max	$T_1$	0.478	sec	0.478	sec
Duttilità in curvature [7.4.3]	$\mu_\phi$	8.160		8.160	
Forza assiale adimensionalizzata	$v_d$	0.103		0.120	
Deformazione snervamento	$\varepsilon_{sy,d}$	0.00196		0.00196	
Larghezza minima sezione	$b_c$	30.00	cm	30.00	cm
Larghezza nucleo confinato	$b_o$	24.60	cm	24.60	cm
Domanda	$30 \mu_\phi v_d \varepsilon_{sy,d}(b_c / b_o)$	0.0254		0.0350	

### 16.2.5.2 Calcolo della capacità

Si procede al calcolo della capacità individuata dal primo membro della 7.4.29 del DM 2018.

		rif. p12 pilastro		rif. p12 pilastro	
Coefficiente confinamento	$\alpha$	0.4447		0.4447	
Rapporto meccanico armatura	$\omega_{wd}$	0.293		0.293	
Capacità	$\alpha \omega_{wd}$	0.130		0.130	
Coefficiente di sfruttamento		0.194		0.270	

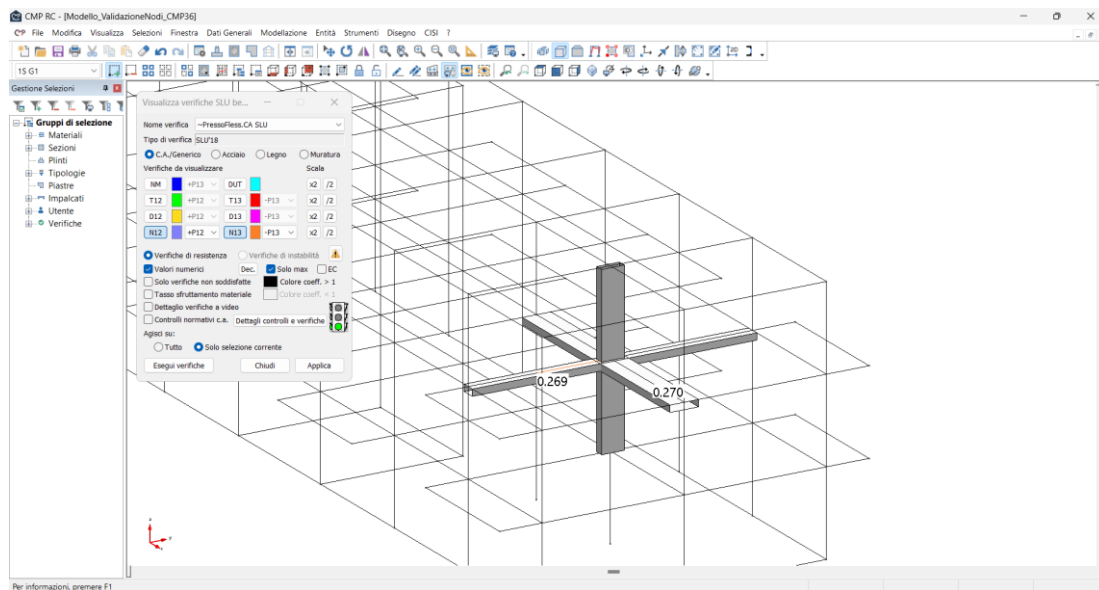


		ref. p13 pilastro	ref. p13 pilastro
Coefficiente confinamento	$\alpha$	0.4447	0.4447
Rapporto meccanico armatura	$\omega_{wd}$	0.293	0.293
Capacità	$\alpha \cdot \omega_{wd}$	0.130	0.130
Coefficiente di sfruttamento		0.195	0.269

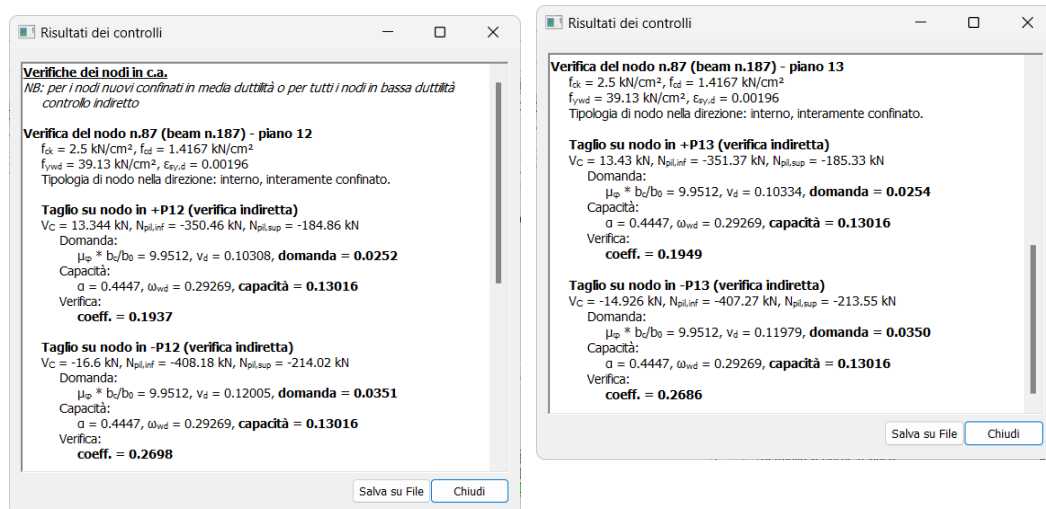
### 16.2.5.3 Confronto dei risultati con CMP

I risultati ottenuti mediante calcolo manuale coincidono con quelli proposti da CMP. Dalla vista del modello è infatti possibile leggere i massimi coefficienti di sfruttamento del nodo nei piani P12 e P13 del pilastro, con una breve descrizione del coefficiente stesso.

Anche i risultati dettagliati proposti da CMP coincidono con quelli del calcolo manuale.



Visualizzazione a video degli esiti della verifica



Estratto del dettaglio controlli e verifica





## 16.3 ESECUZIONE DELLE VERIFICHE PER NODI ESISTENTI

**Data:** 02/01/2025

**Programma:** CMP 36

**Versione:** 36.0.0.0 del 02/01/2025

**File:** [CMP: Modello\_ValidazioneNodi\_esistente\_CMP36]

**Scopo:** validare i risultati prodotti da CMP mediante confronto con calcoli manuali.

Il presente capitolo illustra le procedure di calcolo relative ai nodi trave-pilastro di strutture in c.a. relativamente ad edifici esistenti, per i quali si applica quanto scritto al par. C8.7.2.3.5 della Circolare n.7 del 21/01/2019.

Il calcestruzzo delle strutture in elevazione è di classe C25/30, mentre l'acciaio delle barre d'armatura è di classe B450C. Il fattore di confidenza assunto per entrambi i materiali è  $FC=1.20$ . Ne derivano le seguenti proprietà meccaniche dei materiali di nuova costruzione:

- resistenza a compressione  $f_c = f_m/FC = 25/1.20 = 20.833 \text{ N/mm}^2$ ;
- resistenza a compressione di progetto  $f_{cd} = f_c/\gamma_c = 13.889 \text{ N/mm}^2$  ( $\alpha_{cc} = 1$ );
- tensione di snervamento delle barre d'armatura:  $f_y = f_m/FC = 450/1.20 = 375 \text{ N/mm}^2$ ;
- tensione di progetto delle barre d'armatura:  $f_{yd} = f_y/\gamma_s = 326.087 \text{ N/mm}^2$ .

La struttura è calcolata in classe di duttilità bassa (CD"B"): da ciò deriva l'utilizzo, nelle verifiche dei nodi, del fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd} = 1.1$  in accordo alla tabella 7.2.I del DM 17/01/2018, relativamente alle strutture in CD"B".



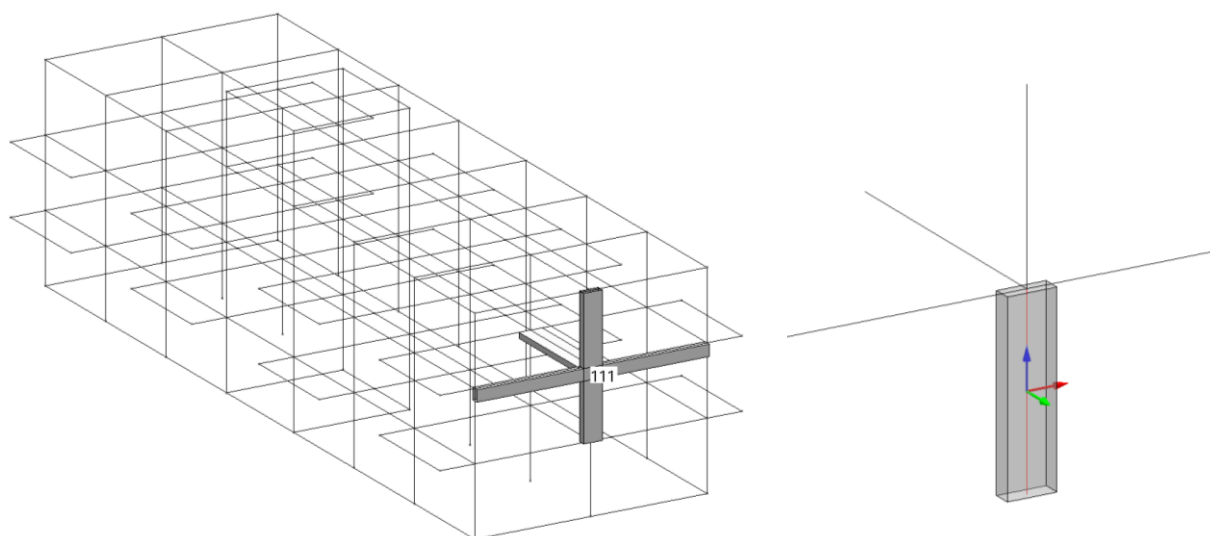
### 16.3.1 VERIFICA DEL NODO N.111 – MATERIALE ESISTENTE

Si eseguono di nuovo le verifiche sul pilastro n.235, il cui relativo nodo trave-pilastro è rappresentato nel modello dal nodo n.111.

Le verifiche sugli edifici esistenti considerano le tensioni di compressione e di trazione nel nodo: l'ipotesi di calcolo sul numero di staffe all'interno nel nodo non risulta quindi più determinante per il risultato di verifica.

Si riportano nuovamente, per ragioni di lettura, le caratteristiche geometriche del nodo.

Il nodo *non è interamente confinato* e necessita pertanto dell'esecuzione delle verifiche di resistenza. Inoltre, risulta esterno nel piano 12 del pilastro e interno nel piano 13.



**Pilastro 235 sottoposto a verifica e relativo nodo 111**

		rif. p12 pilastro		rif. p13 pilastro		rif. P13 pilastro	
				Estr. -P13 tesoro		Estr. +P13 tesoro	
Larghezza del pilastro	$b_p$	80.00	cm	30.00	cm	30.00	cm
Altezza del pilastro	$h_p$	30.00	cm	80.00	cm	80.00	cm
Larghezza sezione della trave	$b_t$	100.00	cm	30.00	cm	30.00	cm
Altezza sezione della trave	$h_t$	24.00	cm	50.00	cm	50.00	cm
Distanza tra giaciture arm. trave	$h_{jw}$	16.00	cm	42.00	cm	42.00	cm
Armatura superiore trave:		n.8	Ø16	n.5	Ø16	n.5	Ø16
	$A_{s1} =$	16.085	cm <sup>2</sup>	10.053	cm <sup>2</sup>	10.053	cm <sup>2</sup>
Armatura inferiore trave:		n.6	Ø16	n.4	Ø16	n.4	Ø16
	$A_{s2} =$	12.064	cm <sup>2</sup>	8.043	cm <sup>2</sup>	8.043	cm <sup>2</sup>



Rimane valido, in termini di sollecitazioni di involuppo e di meccanismi di rottura, quanto scritto per le verifiche nelle condizioni di nodo nuovo. Nel caso dei nodi esistenti, tuttavia, vi è un'ulteriore considerazione da fare, dovuta alle formule di verifiche proposte dalla circolare:

$$\sigma_{jt} = \left| \frac{N}{2A_j} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \right| \leq 0.3\sqrt{f_c} (f_c \text{ in MPa}) \quad [\text{C8.7.2.11}] \quad \text{per la resistenza a trazione}$$

$$\sigma_{jc} = \frac{N}{2A_j} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \leq 0.5f_c (f_c \text{ in MPa}) \quad [\text{C8.7.2.12}] \quad \text{per la resistenza a compressione}$$

il termine  $V_j$  indica il taglio totale agente sul nodo, considerando sia il taglio derivante dall'azione presente nel pilastro superiore, sia quello dovuto alla sollecitazione di trazione presente nell'armatura longitudinale superiore della trave. Quest'ultimo contributo può essere calcolato a partire dal momento flettente agente nel piano verticale delle travi.

*Nota importante: le verifiche dei nodi sono eseguite partendo dagli involuppi di taglio minimo e massimo nei piani 12 e 13 del pilastro: se è presente il pilastro superiore, l'involuppo è relativo alla sezione di base di tale pilastro; diversamente, sarà relativo alla testa del pilastro inferiore. I momenti flettenti da utilizzarsi in fase di verifica devono quindi essere relativi alla medesima combinazione di carico che ha generato l'involuppo.*

In analogia al caso di nodo di nuova costruzione, a partire da un involuppo contenente solo combinazioni sismiche, si esegue il comando "Rileva massimi su selezione corrente" per determinare le combinazioni che massimizzano i tagli nel pilastro n.249, superiore al nodo.

	Asta n.	x (cm)	N (KN)	T12 (KN)	T13 (KN)	MT (KNm)	M12 (KNm)	M13 (KNm)
T12 min	249	0	-125.990	-35.640	-32.326	0.757	42.371	31.796
T12 max	249	0	-98.731	-14.495	38.762	-0.757	21.404	-40.262
T13 min	249	0	-108.508	-25.858	-105.927	1.948	31.879	107.048
T13 max	249	0	-116.213	-24.277	112.363	-1.948	31.896	-115.514

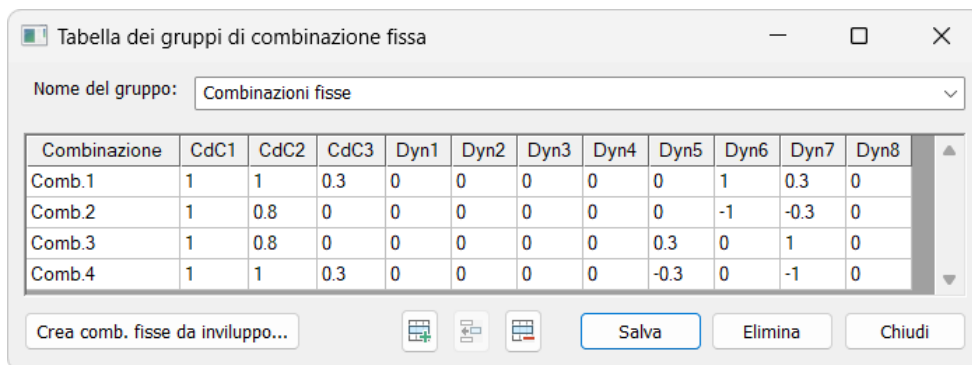
**Valori massimi di sollecitazione rilevati per involuppi sismici sul pilastro n. 249**

CdC		T12 min	T12 max	T13 min	T13 max
statica 1	CdC n.1 G1	1.0	1.0	1.0	1.0
statica 2	CdC n.2 G2	1.0	0.8	0.8	1.0
statica 3	CdC n.3 Q1	0.3	0.0	0.0	0.3
dinamica 1	Sisma SLD X Dx	0.0	0.0	0.0	0.0
dinamica 2	Sisma SLD X Sx	0.0	0.0	0.0	0.0
dinamica 3	Sisma SLD Y Dx	0.0	0.0	0.0	0.0
dinamica 4	Sisma SLD Y Sx	0.0	0.0	0.0	0.0
dinamica 5	Sisma SLV X Dx	0.0	0.0	0.3	-0.3
dinamica 6	Sisma SLV X Sx	1.0	-1.0	0.0	0.0
dinamica 7	Sisma SLV Y Dx	0.3	-0.3	1.0	-1.0
dinamica 8	Sisma SLV Y Sx	0.0	0.0	0.0	0.0

**Combinazioni che hanno generato gli involuppi sismici di taglio minimo e massimo nei piani 12 e 13 alla base del pilastro n. 249**



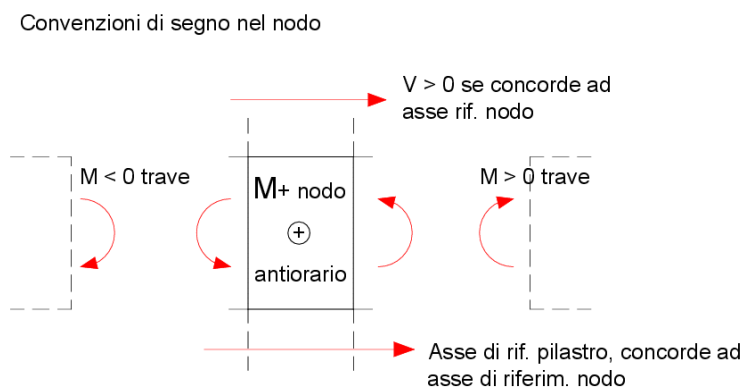
A questo punto, per visualizzare le sollecitazioni sugli elementi strutturali relative alle combinazioni di cui sopra, si crea un gruppo di combinazioni fisse.



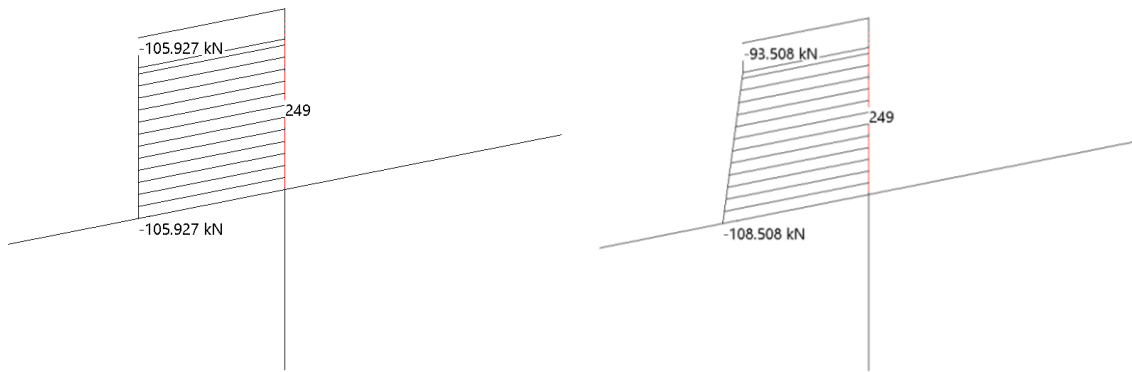
**Gruppi di combinazioni fisse corrispondenti agli inviluppi sismici di taglio minimo e massimo nei piani 12 e 13 alla base del pilastro n. 249**

Dalla vista delle sollecitazioni sui beam per i gruppi di combinazioni fisse così generate è possibile determinare le azioni per le verifiche dei nodi. Si concentra a tal scopo l’attenzione sulle verifiche nel piano 13.

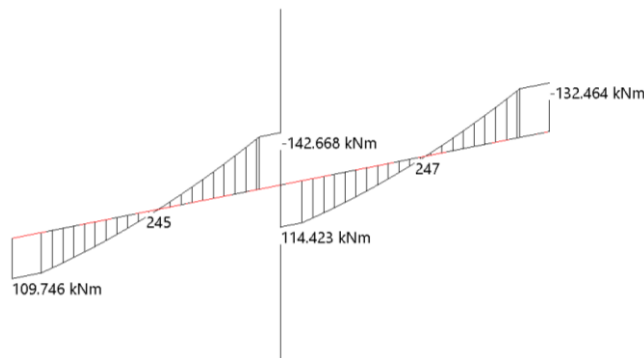
Si ricordano le convenzioni di segno nei nodi: si considerano positivi i momenti antiorari, mentre i tagli sul nodo sono positivi se nello stesso verso dell’asse di riferimento del nodo, a sua volta coincidente con l’asse pilastro. Per tale ragione, il momento negativo nella trave “a sinistra” corrisponde ad un momento positivo sul nodo; il segno del momento nel nodo e nella trave “a destra” è invece coincidente.



**Convenzione di segno nei nodi**



Sforzi taglio e normale sul pilastro 249 nelle combinazioni sismiche di taglio minimo nel piano 13



Momento flettenti sulle travi per la combinazione T13min del pilastro superiore

Per la combinazione che rende minimo il taglio T13 sul pilastro superiore, risulta:

$$N_{pil\ sup} = -108.508\ kN, V_C = -V_{pil} = 105.927\ kN, M_{nodo} = +142.668 + 114.423 = 257.091\ kNm$$

da cui il taglio dovuto al tiro nelle armature:

$$V_{arm.,\ sx\ (-P13\ pil)} = -M_{trave,\ sx\ (-P13\ pil)} / 0.9\ d_{trave,\ sx\ (-P13\ pil)} = -14266.8 / (0.9 \times 46) = -344.609\ KN$$

$$V_{arm.,\ dx\ (+P13\ pil)} = -M_{trave,\ dx\ (+P13\ pil)} / 0.9\ d_{trave,\ dx\ (+P13\ pil)} = -11442.3 / (0.9 \times 46) = -276.384\ KN$$

Essendo il tiro massimo sopportabile dalle armature uguale a

$$N_{max,\ sx\ (-P13\ pil)} = A_{s2,\ trave,\ sx} * f_m * FC = 804.30 * 450 * 1.2 / 1000 = 434.322\ KN$$

$$N_{max,\ dx\ (+P13\ pil)} = A_{s1,\ trave,\ dx} * f_m * FC = 1005.30 * 450 * 1.2 / 1000 = 542.862\ KN$$

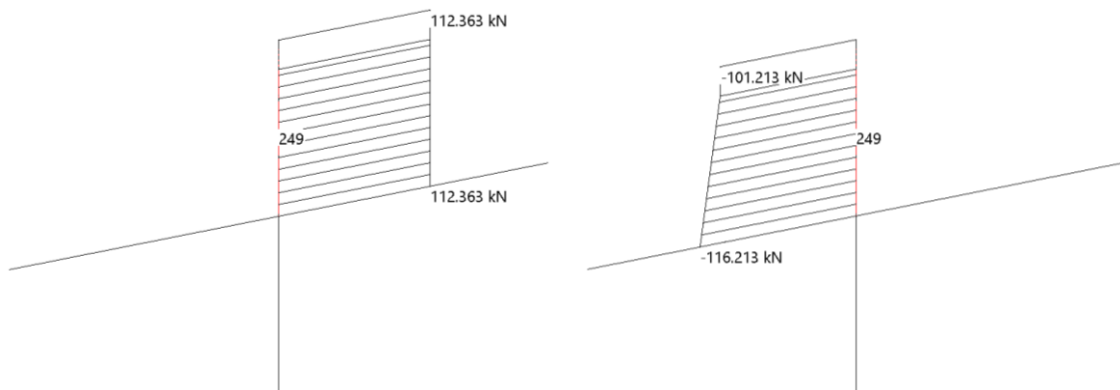
i valori del taglio nel nodo dovuto al tiro nelle armature resta quello derivante dai momenti:

$$V_{arm.,\ sx\ (-P13\ pil)} < N_{max,\ sx\ (-P13\ pil)} \rightarrow V_{arm.,\ sx\ (-P13\ pil)} = -344.609\ KN$$

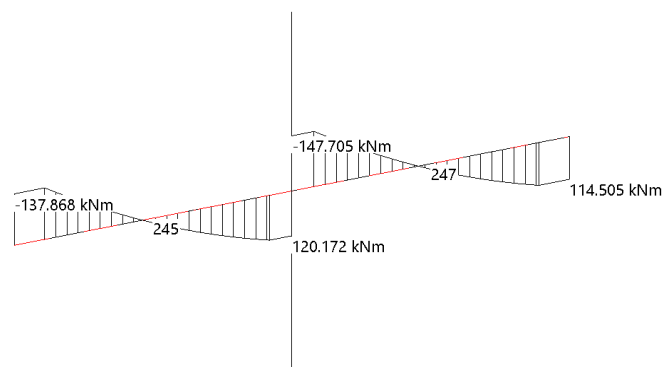
$$V_{arm.,\ dx\ (+P13\ pil)} < N_{max,\ dx\ (+P13\ pil)} \rightarrow V_{arm.,\ dx\ (+P13\ pil)} = -276.384\ KN$$

Poiché i valori sopra elencati sono comprensivi di segno, si calcola il taglio nel nodo come segue:

$$V_j = V_C + V_{arm.,\ sx\ (-P13\ pil)} + V_{arm.,\ dx\ (+P13\ pil)} = 105.927 - 344.609 - 276.384 = -515.066\ KN$$



**Sforzi taglio e normale sul pilastro 249 nelle combinazioni sismiche di taglio massimo nel piano 13**



**Momento flettenti sulle travi per la combinazione T13max del pilastro superiore**

Per la combinazione che rende minimo il taglio T13 sul pilastro superiore, risulta:

$$N_{pil\ sup} = -116.213\ kN, V_C = -V_{pil} = -112.363\ kN, M_{nodo} = -120.172 - 147.705 = -267.877\ kNm$$

da cui il taglio dovuto al tiro nelle armature:

$$V_{arm.,\ sx\ (-P13\ pil)} = M_{trave,\ sx\ (-P13\ pil)} / 0.9\ d_{trave,\ sx\ (-P13\ pil)} = 12017.2 / (0.9 \times 46) = 290.270\ KN$$

$$V_{arm.,\ dx\ (+P13\ pil)} = M_{trave,\ dx\ (+P13\ pil)} / 0.9\ d_{trave,\ dx\ (+P13\ pil)} = 14770.5 / (0.9 \times 46) = 356.775\ KN$$

Essendo il tiro massimo sopportabile dalle armature uguale a

$$N_{max,\ sx\ (-P13\ pil)} = A_{s1,\ trave,\ dx} * f_m * FC = 1005.30 * 450 * 1.2 / 1000 = 542.862\ KN$$

$$N_{max,\ dx\ (+P13\ pil)} = A_{s2,\ trave,\ sx} * f_m * FC = 804.30 * 450 * 1.2 / 1000 = 434.322\ KN$$

i valori del taglio nel nodo dovuto al tiro nelle armature resta quello derivante dai momenti:

$$V_{arm.,\ sx\ (-P13\ pil)} < N_{max,\ sx\ (-P13\ pil)} \rightarrow V_{arm.,\ sx\ (-P13\ pil)} = 290.270\ KN$$

$$V_{arm.,\ dx\ (+P13\ pil)} < N_{max,\ dx\ (+P13\ pil)} \rightarrow V_{arm.,\ dx\ (+P13\ pil)} = 356.775\ KN$$

Poiché i valori sopra elencati sono comprensivi di segno, si calcola il taglio nel nodo come segue:

$$V_j = V_C + V_{arm.,\ sx\ (-P13\ pil)} + V_{arm.,\ dx\ (+P13\ pil)} = -112.363 + 290.270 + 356.775 = 534.682\ KN$$

L'area del nodo  $A_j$  risulta invece pari a:

$$A_{j,P13} = b_{j,13} * h_{jc,13} = 30 * 72 = 2160\ cm^2$$

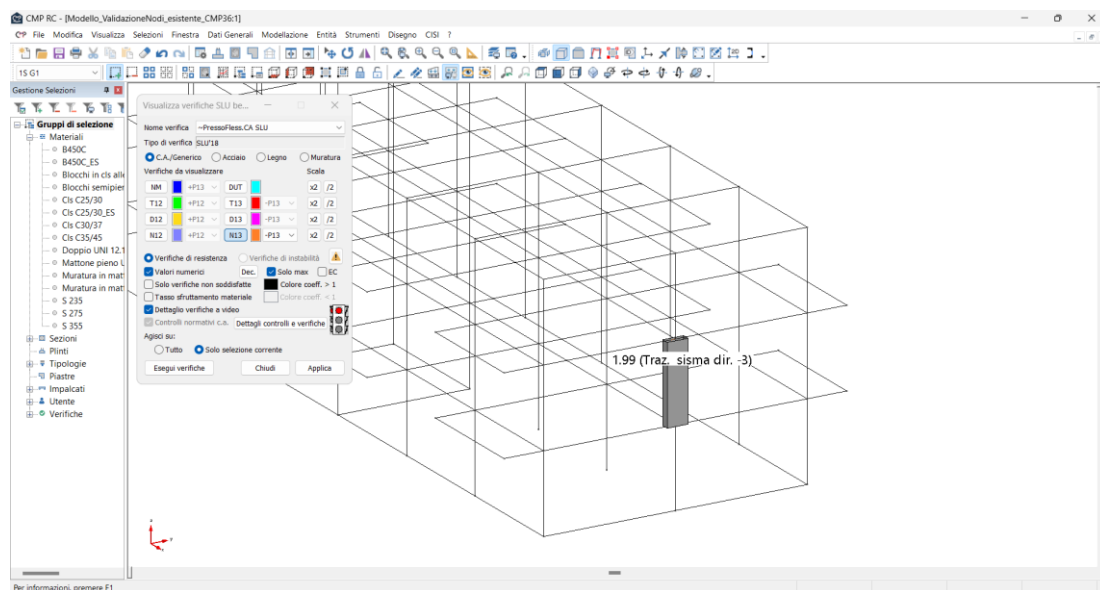


A questo punto è possibile svolgere le verifiche di resistenza del nodo:

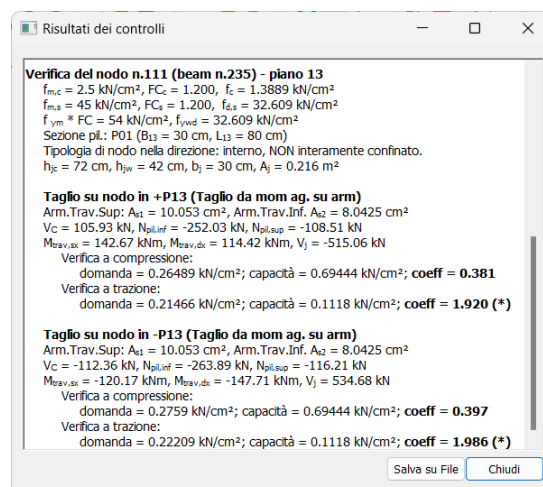
	Inv. T13 min	Inv. T13 max
$\sigma_{jt}$	0.2147 kN/cm <sup>2</sup>	0.2221 kN/cm <sup>2</sup>
$0.3 \sqrt{f_c}$	0.1118 kN/cm <sup>2</sup>	0.1118 kN/cm <sup>2</sup>
<b>coeff. traz.</b>	<b>1.92</b>	<b>1.99</b>
$\sigma_{jc}$	0.2649 kN/cm <sup>2</sup>	0.2759 kN/cm <sup>2</sup>
$0.5 f_c$	0.6940 kN/cm <sup>2</sup>	0.6940 kN/cm <sup>2</sup>
<b>coeff. compr.</b>	<b>0.38</b>	<b>0.40</b>

I risultati ottenuti mediante calcolo manuale coincidono con quelli proposti da CMP. Dalla vista del modello è infatti possibile leggere il massimo coefficiente di sfruttamento del nodo nel piano P13 del pilastro, con una breve descrizione del coefficiente stesso.

Anche i risultati dettagliati proposti da CMP coincidono con quelli del calcolo manuale.



Visualizzazione a video degli esiti della verifica



Estratto del dettaglio controlli e verifica