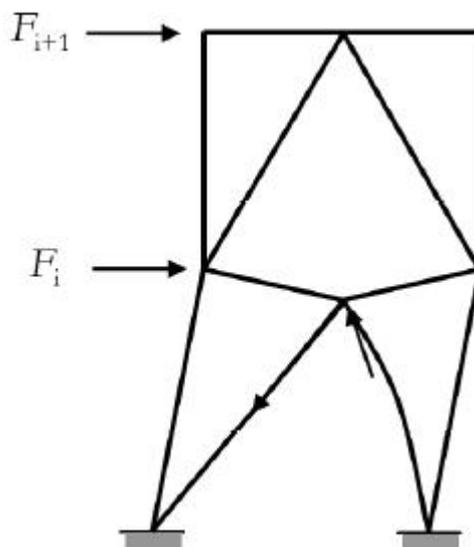


Calcolo sismico di un sistema di controvento a V rovescio di telaio di acciaieria

Il calcolo di seguito presentato si limita all'analisi del sistema di controventamento di un tipico telaio di acciaieria con "torrino" di servizio (Hosco – Iran – progetto Italimpianti-P.W.) su cui gravano grandi masse dovute principalmente ai sili delle materie prime posizionati a circa 41 m di altezza.

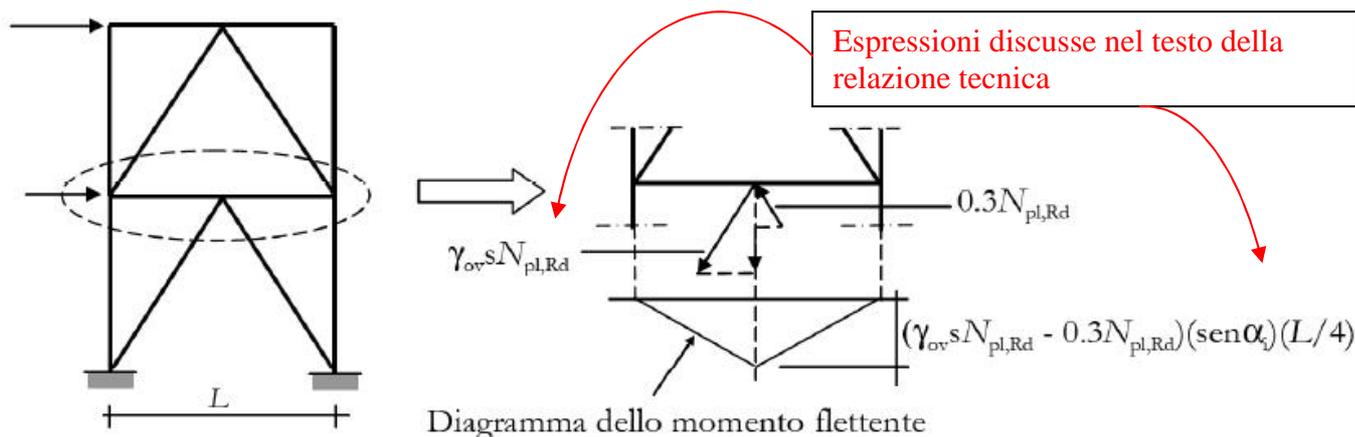
L'analisi sismica statica lineare è eseguita in base alle norme iraniane (*IRANIAN CODE OF PRACTICE FOR SEISMIC RESISTANT DESIGN OF BUILDING* (Standard 2800)- BHRC Publication N° S374 – 2003) ed è schematizzata nelle immagini che seguono che hanno il solo scopo di individuare le sollecitazioni simiche negli elementi di controvento onde poter applicare, per confronto col progetto originario, il calcolo di verifica secondo la normativa europea attuale per sistemi di controvento a V rovescio.

Come noto sia la norma europea che italiana (NTC 2008) dettano regole precise per il calcolo sismico di controventi a V rovescio con particolare riferimento alla sollecitazione di progetto del traverso soggetto a forza assiale e momento flettente quest'ultimo generato dalle forze di "sbilanciamento" nei diagonali dovute alla instabilità dell'elemento compresso in base al seguente schema (prof. F.M. Mazzolani (1)).

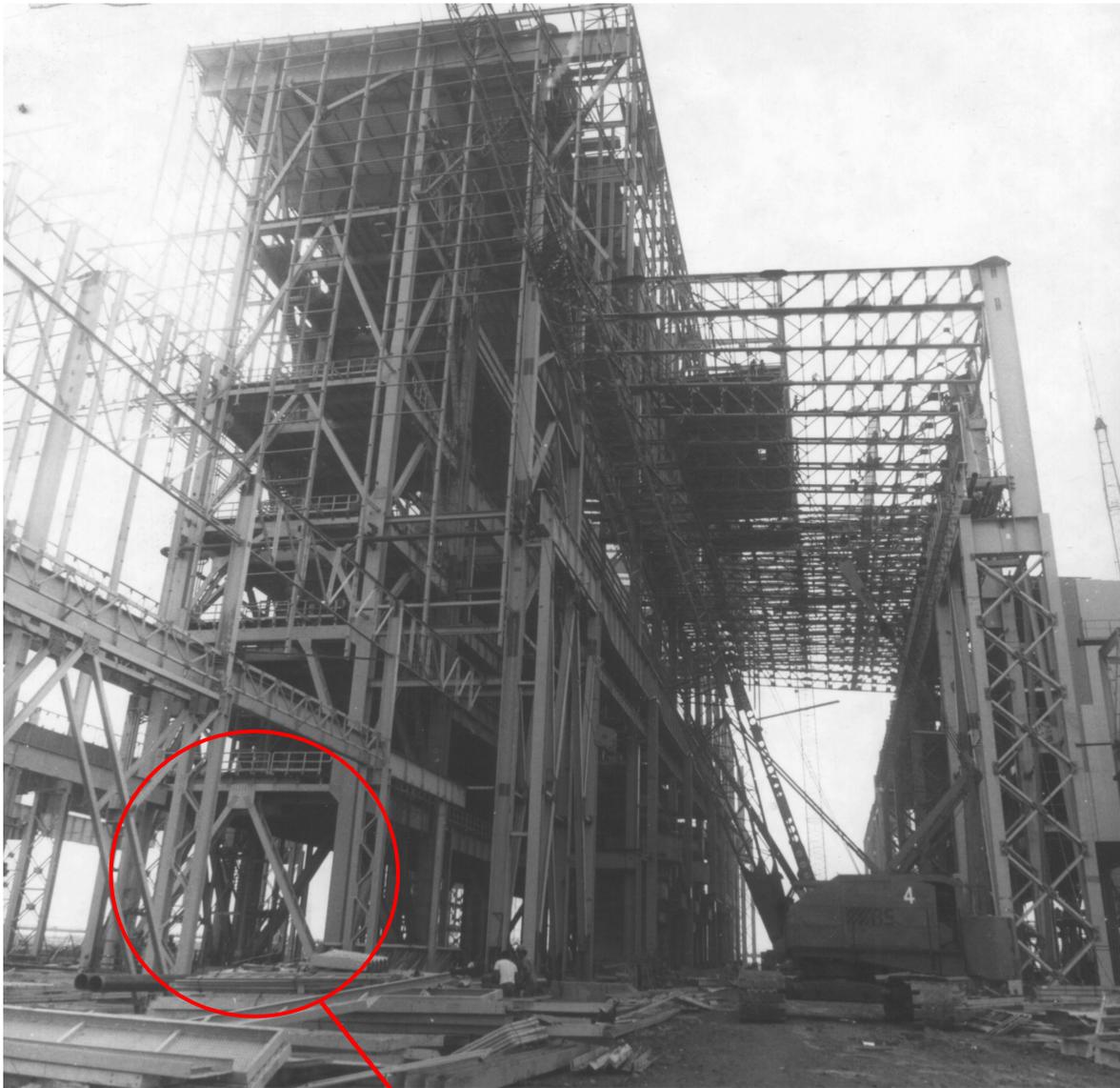


Per quanto riguarda il traverso questo deve essere verificato per due condizioni di carico:

- 1 – traverso non collegato ai diagonali soggetto al carico verticale di esercizio che gli compete
- 2 – traverso soggetto a carico concentrato centrale quale risultante delle forze limite di trazione e compressione generate dall'azione sismica nei diagonali a V . Tale carico concentrato si calcola come risultante tra la forza limite del diagonale teso e la forza residua del diagonale compresso dopo l'instabilità posta forfettariamente uguale al 30% della resistenza a trazione.



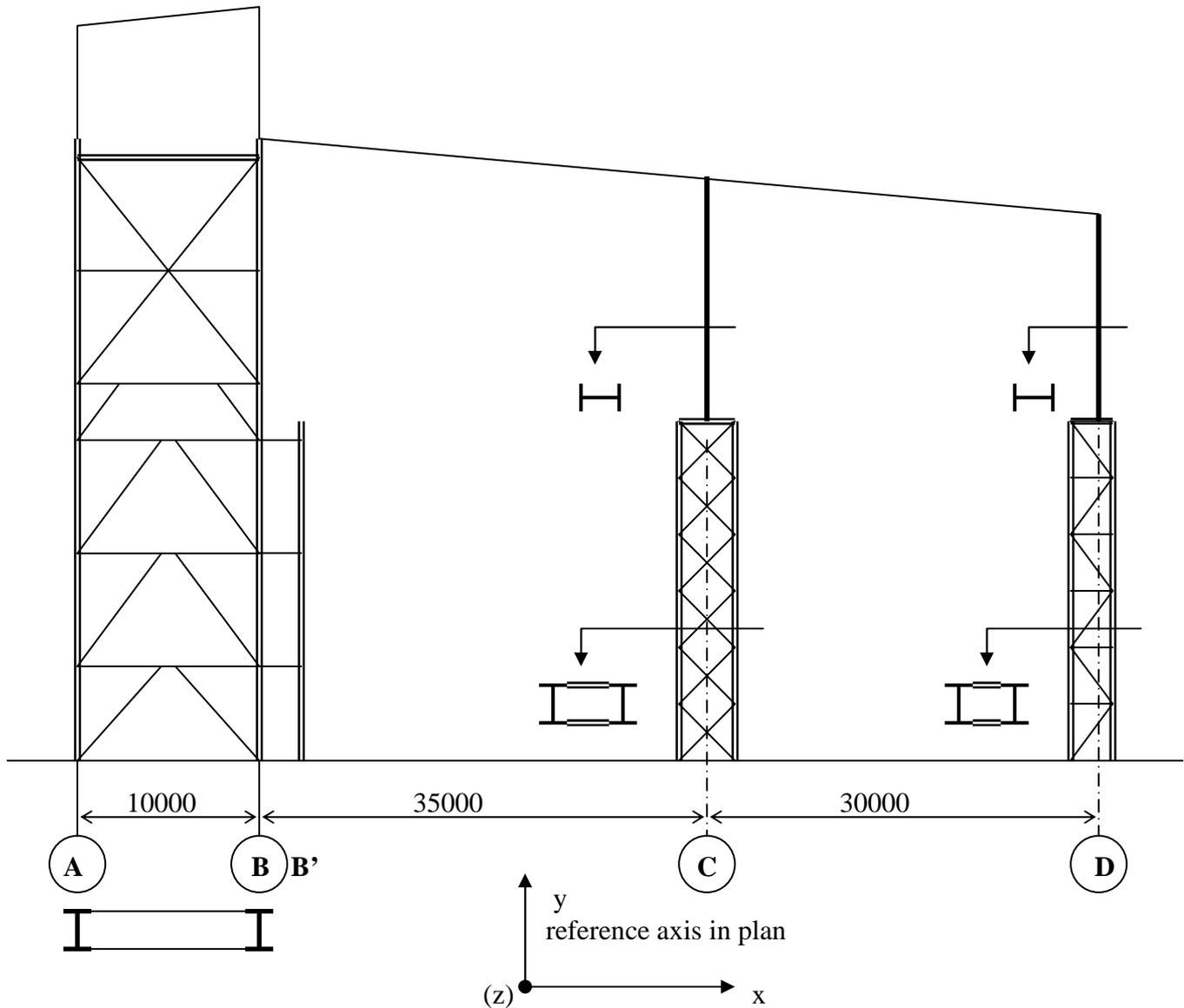
Realizzazione tipica di struttura per acciaieria con torrino di servizio (Tubarao – Brasile – progetto e realizzazione Italmimpianti s.p.a)



Le caratteristiche geometriche di primo dimensionamento degli elementi del telaio sono riportate nel seguente schema e tabella riepilogativa riferiti ad un calcolo della struttura eseguito nel 2005 :

STATIC SCHEME E GEOMETRICAL CHARACTERISTICS OF THE SECTION

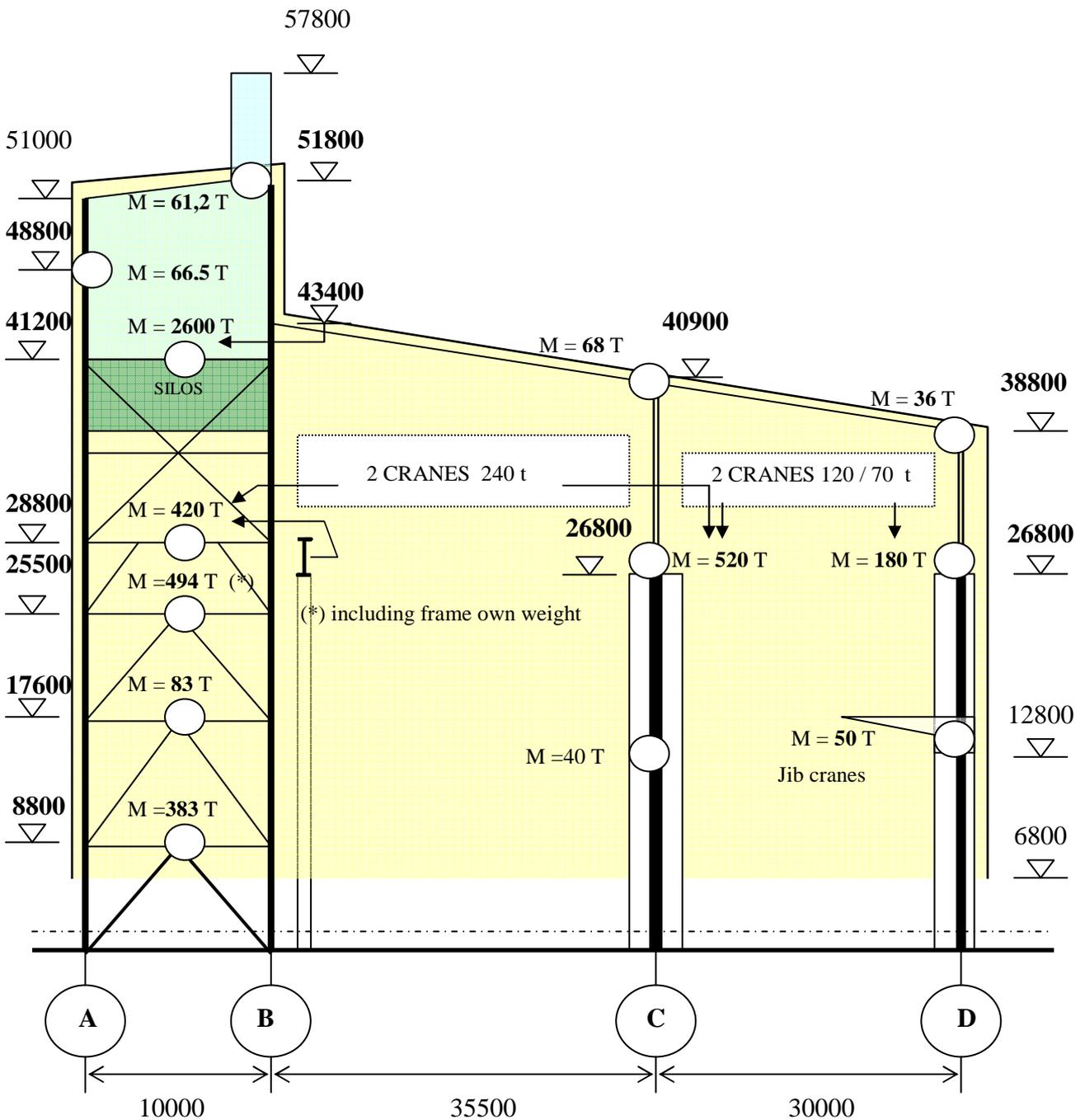
FRAME TYPE "1" – COL. 6



GEOMETRICAL CHARACTERISTICS OF THE COLUMNS									
ROW A	ROW B	COLUMN ROW C				COLUMN ROW D			
COLUMN	COLUMN	SHAFT		BAYONET		SHAFT		BAYONET	
A	A	A	Jy	A	Jy	A	Jy	A	Jy
cm ²	cm ²	cm ²	cm ⁴						
1168	1168	1580	35671000	668	2012000	1036	19692000	531	1418000

L'analisi simica modale eseguita in base alle masse pre-definite è di seguito riportata :

FRAME COL. 6 – MODAL ANALYSIS
 (DISTRIBUTION OF THE MASSES INCLUDING STRUCTURE OWN WEIGHT)



SEISMIC COEFFICIENT FOR THE EQUIVALENT STATIC METHOD

$C = A \cdot B \cdot I / R$ $A =$ design base acceleration for **zone 2** = **0,30**
 $B =$ building response factor : $2,5 \cdot [T_0 / T]^{2/3} \leq 2,5$
 $T_0 = 0,7$ for soil type **III** (medium compact soil)
 $T = 0,08 \cdot H^{3/4}$ for steel-frame building = $0,08 \cdot 51,8^{3/4} = 1,54$ sec
 $T_{mod} = 2,1$ sec for the first vibration mode $< 1,25 \cdot T = 1,925$ sec
 $B = 1,48$ (for $T=1,54$ sec) ; $B = 1,27$ (for $T=1,925$ sec)
 $I = 1$ importance factor for building of **group 2** (industrial buildings)
 $R = 9$ “ ordinary moment resisting frame + eccentric steel bracing “

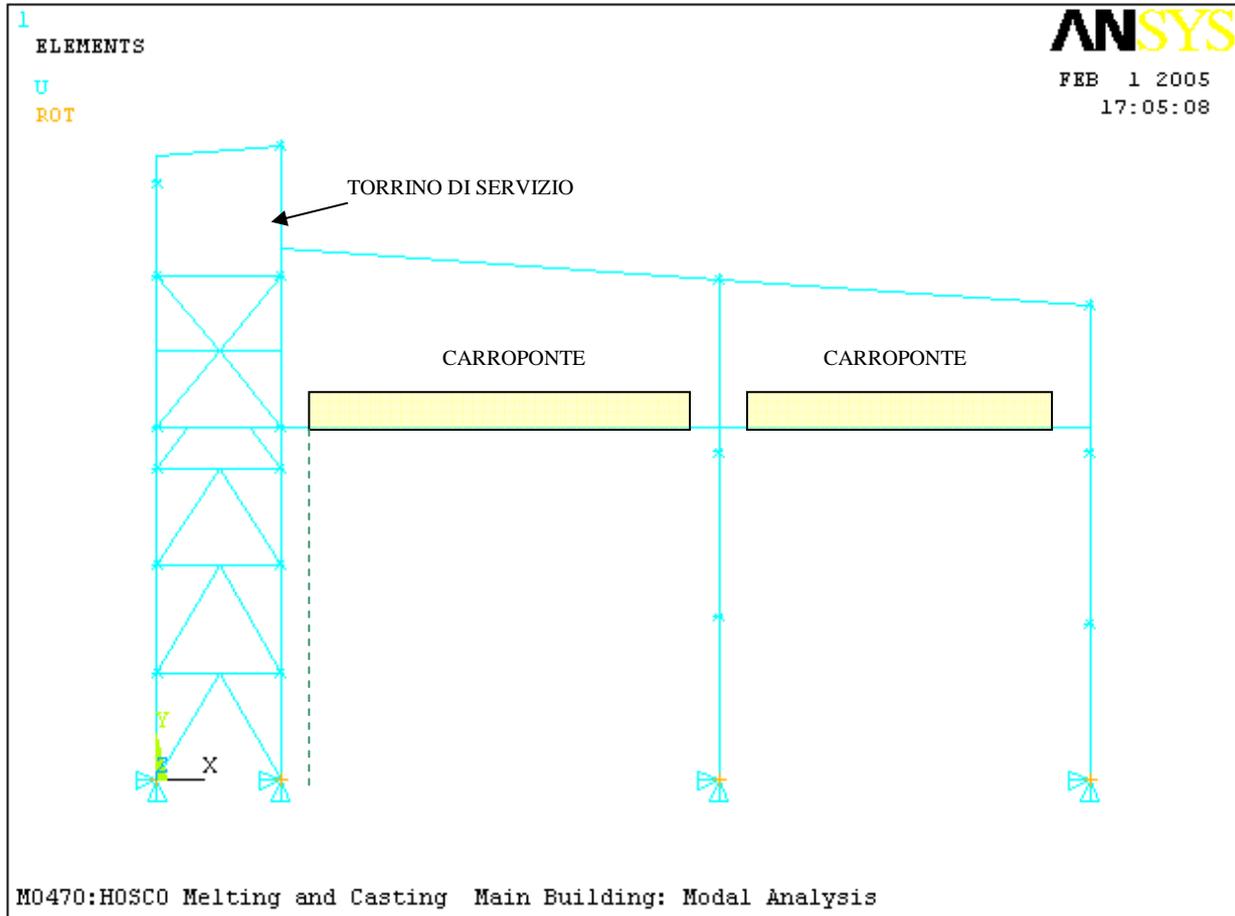
$C = 0,049$ for $T=1,54$ sec
 $C = 0,042$ for $T=1,925$ sec

Used seismic coefficient

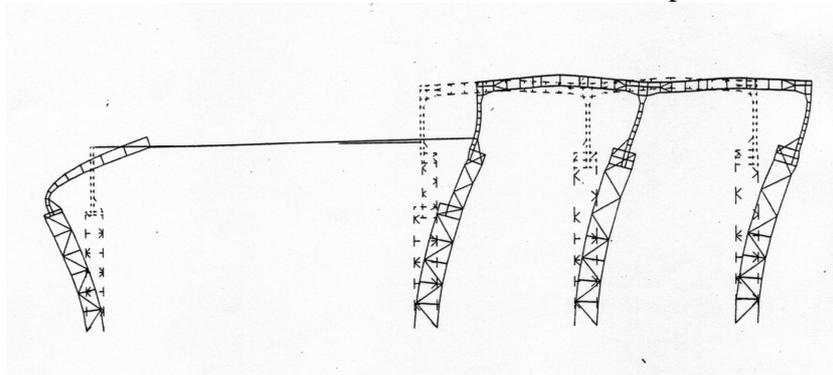
C = 0,05

STEELMAKING BUILDING TYPICAL FRAME MODAL ANALYSIS

STATIC SCHEME

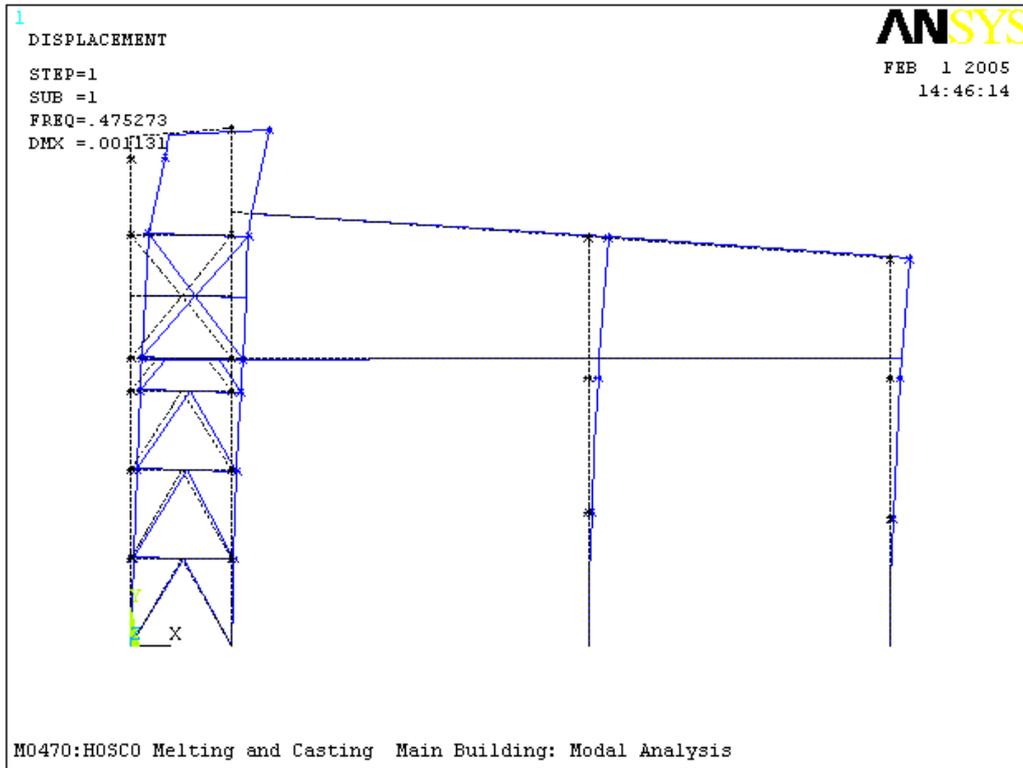


I carriponte sono dotati di ruote con doppio bordino e pertanto costituiscono legame orizzontale tra le vie di corsa agli effetti dell'azione sismica. Se così non fosse la forza orizzontale della massa sismica del carriponte applicata su una e/o sull'altra via di corsa, produrrebbe (in un particolare modo di vibrazione) lo "sviamento" della carrelliera con conseguente caduta del carriponte. Di seguito è rappresentata un'analisi modale errata di telaio con carriponte.

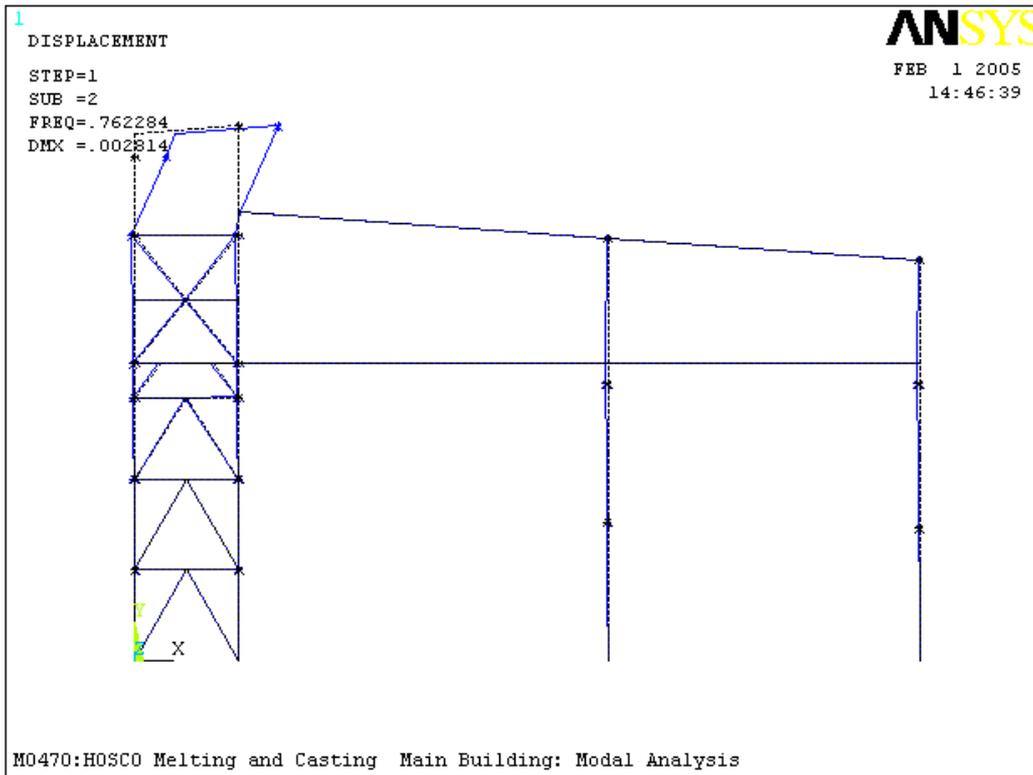


I seguenti comportamenti modali tengono conto del **collegamento rigido** generato dal carriponte a livello delle vie di corsa.

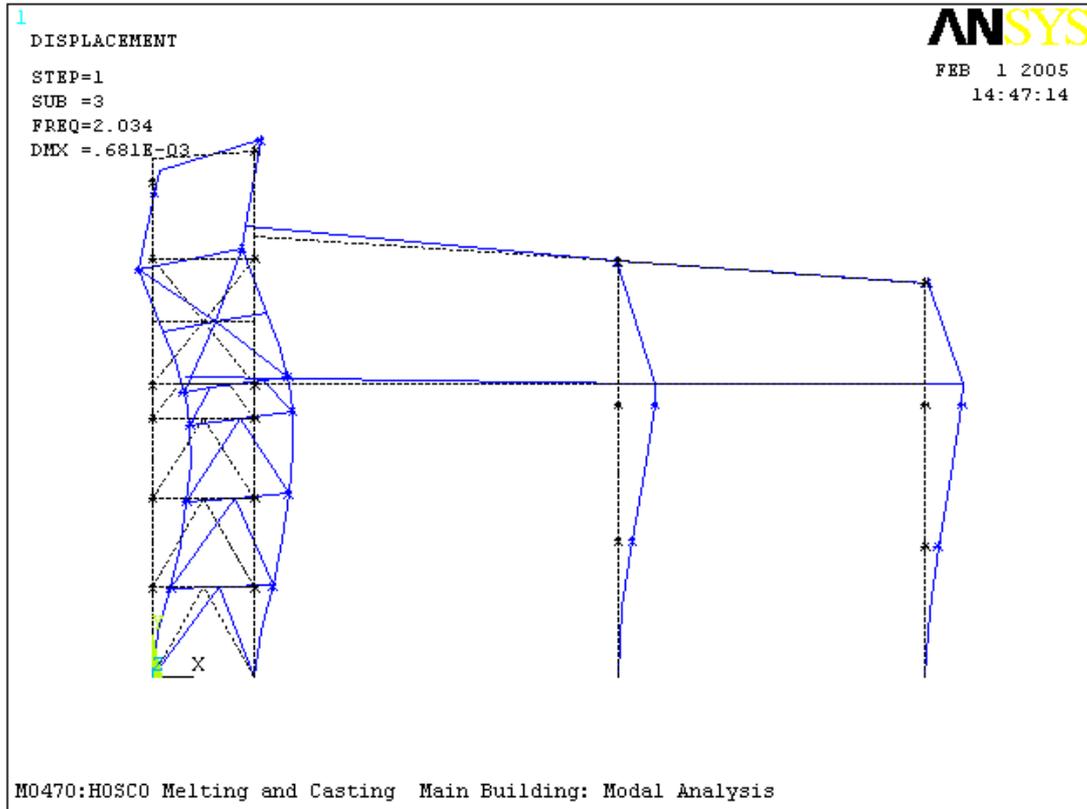
1st mode



2^o mode



3° mode



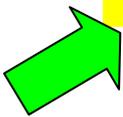
***** ANSYS - ENGINEERING ANALYSIS SYSTEM RELEASE 8.1 *****
 ANSYS Mechanical U
 00225018 VERSION=INTEL NT 17:02:32 FEB 01, 2005 CP= 5.938

MO470:HOSCO Melting and Casting Main Building: Modal Analysis

***** PARTICIPATION FACTOR CALCULATION ***** X DIRECTION

MODE	FREQUENCY	PERIOD	PARTIC.FACTOR	RATIO	EFFECTIVE MASS	CUMULATIVE MASS FRACTION
1	0.47527	2.1041	2054.3	1.00000	0.422018E+07	0.82994
2	0.762284	1.3118	-491.78	0.239389	241847.	0.877502
3	2.03415	0.49161	636.05	0.309618	404560.	0.957063
4	2.94183	0.33992	-64.048	0.031178	4102.18	0.957869
5	3.04557	0.32835	-12.301	0.005988	151.306	0.957899
6	4.16459	0.24012	207.48	0.100998	43048.7	0.966365
7	4.31671	0.23166	-167.35	0.081463	28005.9	0.971873
8	4.43509	0.22547	113.80	0.055396	12950.6	0.974420
9	4.64992	0.21506	-0.63937	0.000311	0.408790	0.974420
10	5.70090	0.17541	320.07	0.155805	102445.	0.994567
11	7.03492	0.14215	1.6063	0.000782	2.58036	0.994567
12	7.78832	0.12840	47.569	0.023156	2262.85	0.995012
13	8.53786	0.11713	33.073	0.016099	1093.84	0.995227
14	9.21433	0.10853	-2.0438	0.000995	4.17728	0.995228
15	9.51516	0.10510	16.893	0.008223	285.366	0.995284
16	10.8635	0.92051E-01	31.716	0.015439	1005.91	0.995482
17	11.4205	0.87561E-01	-12.665	0.006165	160.398	0.995514
18	12.6202	0.79238E-01	63.325	0.030826	4010.08	0.996302
19	12.6938	0.78779E-01	136.53	0.066461	18640.9	0.999968
20	13.0271	0.76763E-01	12.743	0.006203	162.387	1.00000

SUM OF EFFECTIVE MASSES = 0.508491E+07



Si nota che il primo modo di vibrare raccoglie la maggior partecipazione delle masse e presenta un comportamento a pendolo inverso dovuto alle grandi masse a quota alta.

Di seguito viene riportato l'output di calcolo di pre-dimensionamento del telaio in esame come eseguito dal programma "Bartok" da me realizzato per telai industriali standard in base a varie normative internazionali.

Nel caso in esame è stata usata la norma ENV 1993-1-1 (siamo nel 2005 e la specifica tecnica del committente consentiva l'uso di tale norma per il dimensionamento strutturale)

<> VERIF. CALCULATION

<> VERIFICATION TYPE (0=UNI, 1=AISC, **2=EC3**, 3=DIN)= **2**

<> ADDED LOADS INPUT CODE (0=NO, 1=SI) = 1

<> ADDED COMBINATION INPUT CODE(0=NO, 1=SI) = 1

<> MAKING α FOR FOUNDAT.LOADS (0=NO, 1=SI) = 0

<> DATE : 25/ 1/**

<> TIME : 00:00:00

1-HOSCO STEEL MAKING BUILDING - **FRAME 6**
2- 1, 2, 1, 1, 1, 1,
3-ABCD
4- 2250, .7, 1, 2.5, 8,-1, 30, .05, .2, 0, 8, 0,
5- 1, .2,-.2, .6, .6,-.6, 1.3,
6- 2, 4, 0, .75, 1000, .75, 2000, 1, 10000, 1.35, 0, 0,
7-NAVATA AB
8- 1000, 4880, 5100, 5180, 150, 0, 0, 0, 0,
9- 760, 3, 760, 0,
10-11, 1, 1.25, 251, 97, 251, 97, 15, 60, 60,
11- 251, 97, 251, 97, 0, 0, 0,
12-NAVATA BC
13- 3550, 2880, 4340, 4090, 150, 200, 24, 0, 0,
14-21, 1, 1.25, 6403, 2134, 4241, 1414, 473, 2730, 2730,
15- 6403, 2134, 4241, 1414, 473, 2730, 2730,
16-NAVATA CD
17- 3000, 2880, 4090, 3880, 150, 200, 18, 0, 0,
18-21, 1, 1.25, 2648, 839, 1884, 548, 206, 993, 993,
19- 2648, 839, 1884, 548, 206, 993, 993,
20-COLONNA A
21- 0, 1000, 0, 14, 2, 0, 0,0,
22- 680, 880,
23- 2, 100, 100, 4, 4, 880, 880,
24- 2, 100, 100, 4, 4, 880, 880,
25- 2, 100, 100, 4, 2, 0, 0,
26- 2, 200, 10, 45, 2,
27-COLONNA B (fictitious column)
28- 800, 200, 0, 0, 1, 0, 0,0,
29- 2, 100, 100, 4, 4, 880, 880,
30- 2, 100, 100, 4, 4, 880, 880,
31- 2, 100, 100, 4, 2, 0, 0,
32- 2, 200, 10, 45, 2,
33-COLONNA C
34- 150, 150, 0, 0, 0, 0, 0,0,
35- 2, 100, 80, 4, 2.5, 0, 0,
36- 2, 100, 60, 4, 2.5, 0, 0,
37- 2, 130, 70, 3, 2, 0, 0,
38-*2,LU140*13, 45, 2,

39-COLONNA D
40- 150, 125, 60, 13, 2, 0, 0,0,
41- 680, 880,
42- 2, 100, 60, 3, 2, 0, 0,
43- 2, 100, 50, 3, 2, 0, 0,
44- 2, 120, 60, 3, 1.5, 0, 0,
45-*1,2LU130*14, 45, 0,
46-ADD8 A 4880,A=120,
47-ADD8 A 5100,A=300,
48-ADD8 A 4120,A=25150,
49-ADD8 A 2880,A=1238,
50-ADD8 A 2550,A=3838,
51-ADD8 A 880,A=3600,
52-ADD8 A 2880,A=2730,
53-ADD8 A 1760,A=810,
54-NEW CARICHI PERMANENTI TORRINO
55- 1, 1, 1, 1, 1, 1,
56-A 5100,V=525,
57-A 5100,M=225000,
58-A 4120,V=3000,
59-A 4120,M=1500000,
60-A 2880,V=1326,
61-A 2880,M=663000,
62-A 880,V=2250,
63-A 880,M=1125000,
64-A 1760,V=135,
65-A 1760,M=67500,
66-NEW SOVRACCARICHI ACCIDENTALI TORRINO
67- 2, 1, 1, 1, 1, 0,
68-A 4120,V=22600,
69-A 4120,M=1.13E+07,
70-A 2880,V=1125,
71-A 2880,M=562500,
72-A 880,V=2250,
73-A 880,M=1125000,
74-A 2550,V=3525,
75-A 2550,M=1762500,
76-A 1760,V=1125,
77-A 1760,M=562500,
78-NEW SOVRACCARICHI RIDOTTI PER SISMA
79- 1, 0, 0, 0, 0, 1,
80-A 4120,V=22150,
81-A 4120,M=1.1075E+07,
82-A 2880,V=675,
83-A 2880,M=337500,
84-A 880,V=1350,
85-A 880,M=675000,
86-A 2550,V=3075,
87-A 2550,M=1537500,
88-A 1760,V=675,
89-A 1760,M=337500,
90-NEW CARICHI DI IMPIANTO FISSI
91- 1, 1, 1, 1, 1, 1,
92-A 2880,V=180,
93-A 2880,M=90000,
94-A 4120,V=675,
95-A 4120,M=337500,
96-C 4090,V=300,
97-NEW EQUIPAGGIAMENTI MOBILI
98- 2, 1, 1, 1, 1, 1,
99-A 4120,V=675,
100-A 4120,M=337500,
101-A 2550,V=130,

102-A 2550,M=65000,
 103-A 1760,V=130,
 104-A 1760,M=65000,
 105-NEW AZIONE ORIZZONTALE CARROPONTE NAVATA BC
 106- 3, 1, 1, 1, 1, 0,
 107-A 2880,H=473,
 108-END
 109-MC1, 1, 1.4, 0, 0, 1.4, 0, 1.5,
 110-MC1, 2, 1.5, 1.5, 1.05, 0, 0, 0,
 111-MC1, 3, 1.05, 0, 1.05, 0, 0, 0,
 112-MC1, 4, .75, .75, .75, .75, 0, 0,
 113-MC1, 7, 0, 0, 1.31, 1.31, 1.05, 1.05,
 114-MC1, 8, 1.05, 1.05, 1.31, 1.31, 1.05, 1.05,
 115-MC1, 9, 1.05, 1.05, 1.31, 1.31, 1.05, 1.05,
 116-MC2, 1, 1.4, 0, 0, 1.4, 0, 1.5,
 117-MC2, 2, 1.05, 1.05, 1.05, 0, 0, 0,
 118-MC2, 3, 1.05, 0, 1.05, 0, 0, 0,
 119-MC2, 4, .75, .75, .75, .75, 0, 0,
 120-MC2, 7, 1.5, 1.5, 1.88, 1.88, 1.05, 1.05,
 121-MC2, 8, 1.5, 1.5, 1.88, 1.88, 1.05, 1.05,
 122-MC2, 9, 1.5, 1.5, 1.88, 1.88, 1.05, 1.05,
 123-MC3, 1, 1.4, 0, 0, 1.4, 0, 1.5,
 124-MC3, 2, 1.05, 1.05, 1.05, 0, 0, 0,
 125-MC3, 3, 1.05, 0, 1.5, 0, 0, 0,
 126-MC3, 4, .75, .75, .75, .75, 0, 0,
 127-MC3, 7, 1.05, 1.05, 1.31, 1.31, 1.5, 1.5,
 128-MC3, 8, 1.05, 1, 1.31, 1.31, 1.5, 1.5,
 129-MC3, 9, 1.05, 1.05, 1.31, 1.31, 1.5, 1.5,
 130-MC4, 1, 1.4, 0, 0, 1.4, 0, 1.5,
 131-MC4, 2, 1.05, 1.05, 1.05, 0, 0, 0,
 132-MC4, 3, 1.05, 0, 1.05, 0, 0, 0,
 133-MC4, 4, 1.5, 1.5, 1.5, 1.5, 0, 0,
 134-MC4, 7, 1.05, 1.05, 1.31, 1.31, 1.05, 1.05,
 135-MC4, 8, 1.05, 1.05, 1.31, 1.31, 1.05, 1.05,
 136-MC4, 9, 1.05, 1.05, 1.31, 1.31, 1.05, 1.05,
 137-MC5, 1, 1.4, 1.5, 1.5, 1.4, 1.5, 1.5,
 138-MC5, 2, 0, 0, 0, 0, 0, 0,
 139-MC5, 3, 1.05, 1.5, 0, 0, 0, 0,
 140-END
 141-6A, 15, 3,

=====
 HOSCO STEEL MAKING BUILDING - FRAME 6 DATA:25- 1-**
 GEOMETRICAL AND LOADING DATA OF FRAME
 =====

NUMBER OF AISLES = 3
 LIVE LOAD ON ROOF = 1.00 KN/M2
 LIVE LOAD ON RUNWAY WALKWAYS = 2.50 KN/M2
 PIPES AND CABLES ALONG RUNWAYS = 8.00 KN/M
 THERMAL VARIATION ON ROOF TRUSSES = 30.00 DEGR.
 WIND ACTION (NOT STANDARD CASE):
 CASE 1 - SHAPE COEFF.= 1.00 .20 -.20
 CASE 2 - SHAPE COEFF.= .60 .60 -.60
 GLOBAL - SHAPE COEFF.= 1.30
 KINETIC PRESSURE DIAGRAM LINEARLY VARIABLE
 H(CM) -----> KIN.P.(KN/M2)
 0. .75
 1000. .75
 2000. 1.00
 10000. 1.35

TOTAL BASE SEISMIC COEFFICIENT	=	.05
REDUCED LIVE LOAD ON ROOF	=	.20 KN/M2
REDUCED LIVE LOAD ON RUNWAY WALKWAYS	=	.00 KN/M2
REDUCED PLANT LOAD OF PIPES (SEISMIC)	=	8.00 KN/M
% OF SEISMIC ACTION TO ADD AT ROOF LV.	=	.00 %

aisle BETWEEN ROWS A-B

DISTANCE BETWEEN ROWS	=	1000.00 CM
LEVEL OF LEFT TRUSS UPPER CHORD	=	5100.00 CM
LEVEL OF RIGHT TRUSS UPPER CHORD	=	5180.00 CM
LEVEL OF CRANES RAILS	=	4880.00 CM
RUNWAY HEIGHT ON LEFT SIDE	=	760.00 CM
RUNWAY WEIGHT ON LEFT SIDE	=	3.00 KN/M
RUNWAY HEIGHT ON RIGHT SIDE	=	760.00 CM
RUNWAY WEIGHT ON RIGHT SIDE	=	.00 KN/M
ROOF DEAD LOAD (STRUCTURE + COVERING)	=	.70 KN/M2
AREA OF ROOF TRUSS UPPER CHORD	=	150.00 CM2

aisle BETWEEN ROWS B-C

DISTANCE BETWEEN ROWS	=	3550.00 CM
LEVEL OF LEFT TRUSS UPPER CHORD	=	4340.00 CM
LEVEL OF RIGHT TRUSS UPPER CHORD	=	4090.00 CM
LEVEL OF CRANES RAILS	=	2880.00 CM
RUNWAY HEIGHT ON LEFT SIDE	=	200.00 CM
RUNWAY WEIGHT ON LEFT SIDE	=	24.00 KN/M
RUNWAY HEIGHT ON RIGHT SIDE	=	200.00 CM
RUNWAY WEIGHT ON RIGHT SIDE	=	24.00 KN/M
ROOF DEAD LOAD (STRUCTURE + COVERING)	=	.70 KN/M2
AREA OF ROOF TRUSS UPPER CHORD	=	150.00 CM2

aisle BETWEEN ROWS C-D

DISTANCE BETWEEN ROWS	=	3000.00 CM
LEVEL OF LEFT TRUSS UPPER CHORD	=	4090.00 CM
LEVEL OF RIGHT TRUSS UPPER CHORD	=	3880.00 CM
LEVEL OF CRANES RAILS	=	2880.00 CM
RUNWAY HEIGHT ON LEFT SIDE	=	200.00 CM
RUNWAY WEIGHT ON LEFT SIDE	=	18.00 KN/M
RUNWAY HEIGHT ON RIGHT SIDE	=	200.00 CM
RUNWAY WEIGHT ON RIGHT SIDE	=	18.00 KN/M
ROOF DEAD LOAD (STRUCTURE + COVERING)	=	.70 KN/M2
AREA OF ROOF TRUSS UPPER CHORD	=	150.00 CM2

COLUMN ON ROW A-B

LONGITUDINAL DISTANCE	=	2250.00 CM
COLUMN HEIGHT	=	5100.00 CM
DOUBLE-STIFFNESS COLUMN:		
SHAFT HEIGHT	=	4120.00 CM
BAYONET HEIGHT	=	980.00 CM
DISTANCE BETWEEN COLUMN STANCHIONS	=	1000.00 CM
DISTANCE BETW.LEFT STANCHION-COL.ROW	=	.00 CM
DISTANCE BETW.RIGHT STANCHION-COL.ROW	=	1000.00 CM
DISTANCE BETW.BAYONET-COLUMN ROW	=	.00 CM
WALL DEAD LOAD ON COLUMN ROW	=	14.00 KN/M
HEIGHT OF WALL OPENING	=	680.00 CM
LEVEL OF LONGITUDINAL WIND TRUSS	=	880.00 CM

COLUMN ON ROW C

LONGITUDINAL DISTANCE = 2250.00 CM
COLUMN HEIGHT = 4090.00 CM
DOUBLE-STIFFNESS COLUMN:
SHAFT HEIGHT = 2680.00 CM
BAYONET HEIGHT = 1410.00 CM
DISTANCE BETWEEN COLUMN STANCHIONS = 300.00 CM
DISTANCE BETW.LEFT STANCHION-COL.ROW = 150.00 CM
DISTANCE BETW.RIGHT STANCHION-COL.ROW = 150.00 CM
DISTANCE BETW.BAYONET-COLUMN ROW = .00 CM

COLUMN ON ROW D

LONGITUDINAL DISTANCE = 2250.00 CM
COLUMN HEIGHT = 3880.00 CM
DOUBLE-STIFFNESS COLUMN:
SHAFT HEIGHT = 2680.00 CM
BAYONET HEIGHT = 1200.00 CM
DISTANCE BETWEEN COLUMN STANCHIONS = 275.00 CM
DISTANCE BETW.LEFT STANCHION-COL.ROW = 150.00 CM
DISTANCE BETW.RIGHT STANCHION-COL.ROW = 125.00 CM
DISTANCE BETW.BAYONET-COLUMN ROW = 60.00 CM
WALL DEAD LOAD ON COLUMN ROW = 13.00 KN/M
HEIGHT OF WALL OPENING = 680.00 CM
LEVEL OF LONGITUDINAL WIND TRUSS = 880.00 CM

=====

HOSCO STEEL MAKING BUILDING - FRAME 6 DATA:25- 1-**

GEOMETRICAL CHARACTERISTICS OF SHAPES

=====

ROW A-B: -----LF STANCH.-----RG STANCH.-----BAYONET-----DIAGONALS-	COMPOSTO	COMPOSTO	COMPOSTO	
TYPE:				
H (CM.)	100.0	100.0	100.0	
B (CM.)	100.0	100.0	100.0	
E (CM.)	4.0	4.0	4.0	
A (CM.)	4.0	4.0	2.0	
AREA (CM2)	1168.0	1168.0	984.0	200.0
SH.AREA(CM2)	368.0	368.0	184.0	
JX (CM4)	2103829.	2103829.	1974048.	
JY (CM4)	667157.	667157.	666728.	
WX (CM3)	42077.	42077.	39481.	
WY (CM3)	13343.	13343.	13335.	
IX (CM)	42.44	42.44	44.79	
IY-IMIN (CM)	23.90	23.90	26.03	10.00

GLOBAL GEOMETRICAL CHARACTERISTICS :

COLUMN SHAFT - AREA=2336.0 SH.AR=200.0 J=585334300. R-G= 500.00 CM

ROW C: -----LF STANCH.-----RG STANCH.-----BAYONET-----DIAGONALS-	COMPOSTO	COMPOSTO	COMPOSTO	LU140*13
TYPE:				
H (CM.)	100.0	100.0	130.0	
B (CM.)	80.0	60.0	70.0	
E (CM.)	4.0	4.0	3.0	
A (CM.)	2.5	2.5	2.0	
AREA (CM2)	870.0	710.0	668.0	70.0
SH.AREA(CM2)	230.0	230.0	248.0	

JX (CM4)	1637640.	1268787.	2011631.	
JY (CM4)	341453.	144120.	171583.	
WX (CM3)	32753.	25376.	30948.	
WY (CM3)	8536.	4804.	4902.	
IX (CM)	43.39	42.27	54.88	
IY-IMIN (CM)	19.81	14.25	16.03	2.74

GLOBAL GEOMETRICAL CHARACTERISTICS :

COLUMN SHAFT - AREA=1580.0 SH.AR= 70.0 J= 35671020. R-G= -15.19 CM

ROW D:	-----LF STANCH.	-----RG STANCH.	-----BAYONET	-----DIAGONALS-
TYPE:	COMPOSTO	COMPOSTO	COMPOSTO	2LU130*14
H (CM.)	100.0	100.0	120.0	
B (CM.)	60.0	50.0	60.0	
E (CM.)	3.0	3.0	3.0	
A (CM.)	2.0	2.0	1.5	
AREA (CM2)	548.0	488.0	531.0	138.8
SH.AREA (CM2)	188.0	188.0	171.0	
JX (CM4)	985511.	844331.	1417473.	
JY (CM4)	108063.	62563.	108032.	
WX (CM3)	19710.	16887.	23625.	
WY (CM3)	3602.	2503.	3601.	
IX (CM)	42.41	41.60	51.67	
IY-IMIN (CM)	14.04	11.32	14.26	3.95

GLOBAL GEOMETRICAL CHARACTERISTICS :

COLUMN SHAFT - AREA=1036.0 SH.AR=138.8 J= 19691800. R-G= -20.46 CM

Non vengono riportati per brevità gli effetti prodotti dalle singole condizioni di carico ma solo la verifica delle componenti strutturali del torrino in base alla **combinazione sismica** prevista dal codice Iraniano (in sintonia con la norma italiana D.M. 16/01/1996 ; Circ. M.L.P. n° 65 - 10/04/97)

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{Ik} + \Sigma [\gamma_q \cdot (\psi_{0i} \cdot Q_{ik})] + (\gamma_E \cdot E)$$

dove :

E = valore caratteristico dell'azione sismica associato ai carichi gravitazionali (in kN)

γ_E = coeff. di sicurezza = 1,5 per le azioni sismiche

γ_g = coeff. di sicurezza = 1,4 (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

γ_q = coeff. di sicurezza = 1,5 (0,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

La verifica è eseguita col metodo degli stati limite in base alla norma ENV 1993-1-1 / 2005

=====

HOSCO STEEL MAKING BUILDING - FRAME 6 DATA:25- 1-**

VERIFIC. LF. **STANCHION** ROW A ACCORDING TO EC3 STANDARDS

=====

PROFILE (MM) : 1000 X 1000 X 40 X 40

STEEL TYPE	2	FY =	35.5 KN/CM2
LAMDA X =	880.0/42.4	LX =	20.7
LAMDA Y =	880.0/23.9	LY =	36.8
CLASS :	WEB = 1 ; FLANGE = 3	CL =	3
EFFECTIVE AREA / AREA RATIO		BA =	1.00
REDUCTION FACTOR FOR FLEXURAL BUCKLING		CH =	.85

----- omissis -----

- LOADS COMBINATION NUMBER 5

BASE PLATE LEVEL - MAX COMPRESSION ON LEFT STANCHION :

MULT	LOADING CONDITION	N	M	S
1.40	1-PERMANENT LOADS	2164.5	-164783.	22.5
1.50	9-REDUCED LIVE LOADS	304.1	96183.	-4.3
1.50	10-RED. CRANE VERT. ACTION	87.6	198251.	29.8
1.40	24-CARICHI PERMANENTI TORRINO	10139.8	-657281.	-117.7
1.50	26-SOVRACCARICHI RIDOTTI PER SISM	41887.5	0.	.0
1.50	27-CARICHI DI IMPIANTO FISSI	1282.5	1047.	.2
1.05	3-THERMAL VARIATION	1.8	-114439.	-22.3
-1.50	8-HORIZONTAL SEISMIC ACTION	-29.7	-9384796.	-2598.9

T O T A L **55838.1 -10025820. -2690.6**

AXIAL COMPR. =55838.1*(1168./2336.)+10025820./1000 ND = 37944.9 KN

DESIGN RES.: NB=(BA*CH)*A*FY/GM = .85* 37690.8 NB = 32151.3 KN

STRESS RATIO ND/NB > 1 (NOT VERIF.) RN = 1.18

MAX TENSILE FORCE AT LEFT :

MULT	LOADING CONDITION	N	M	S
1.40	1-PERMANENT LOADS	2164.5	-164783.	22.5
1.50	9-REDUCED LIVE LOADS	304.1	96183.	-4.3
1.50	10-RED. CRANE VERT. ACTION	87.6	198251.	29.8
1.40	24-CARICHI PERMANENTI TORRINO	10139.8	-657281.	-117.7
1.50	26-SOVRACCARICHI RIDOTTI PER SISM	41887.5	0.	.0
1.50	27-CARICHI DI IMPIANTO FISSI	1282.5	1047.	.2
-1.05	3-THERMAL VARIATION	-1.8	114439.	22.3
1.50	8-HORIZONTAL SEISMIC ACTION	29.7	9384796.	2598.9

T O T A L 55893.9 8972651. 2551.8

AXIAL TENS. =55893.9*(1168./2336.) -8972651./1000 ND = 18974.3 KN

=====

HOSCO STEEL MAKING BUILDING - FRAME 6 DATA:25- 1-**

VERIFIC. **DIAGONALS** ROW A ACCORDING TO EC3 STANDARDS

=====

DIAG. AREA = 200.0 R MIN = 10.00

STEEL TYPE 2 FY = 35.5 KN/CM2

LAMDA = 1060.0/10.0 LM = 106.0

CLASS : CL = 3

EFFECTIVE AREA / AREA RATIO BA = 1.00

REDUCTION FACTOR FOR FLEXURAL BUCKLING CH = .35

----- omissis -----

- LOADING COMBINATION Nø 5



MAX SHEAR FORCE SF = 2690.6 KN

N DIAG. = 2690.6/2*COS(45) ND = 1902.6 KN

DESIGN RES.: NB=(BA*CH)*A*FY/GM = .35* 6453.9 NB = 2284.0 KN

STRESS RATIO ND/NB < 1 RN = .83

Nella seguente tabella sono riepilogate le verifiche degli elementi verticali del telaio con evidenziate in rosso le verifiche non soddisfatte che richiedono una maggiorazione della sezione.

HOSCO STEEL MAKING BUILDING - FRAME 6 - EC3 VERIFICATION : TEST Nø 1

```

=====
RESISTANCE: -----RES---LC---TV---MARGIN-----RESULT
A SX (100.0-100.0-4.0-4.0)(2)(addit. reinf.) 1.18 5 CA -.18 <--- NO
B DX (100.0-100.0-4.0-4.0)(2)(addit. reinf.) 1.15 5 CA -.15 <--- NO
A DG (A=200.0,I.MIN=10.00)(2) .83 5 CA .17 OK
C SX (100.0- 80.0-4.0-2.5)(2) .72 2 CA .28 OK
C DX (100.0- 60.0-4.0-2.5)(2) .75 2 CA .25 OK
C BA (130.0- 70.0-3.0-2.0)(2) .83 3 SV .17 OK
C DG (A= 70.0,I.MIN= 2.74)(2)LU140*13 .82 3 CA .18 OK
D SX (100.0- 60.0-3.0-2.0)(2) .66 4 CA .34 OK
D DX (100.0- 50.0-3.0-2.0)(2) .64 4 CA .36 OK
D BA (120.0- 60.0-3.0-1.5)(2) .80 4 SV .20 OK
D DG (A=138.8,I.MIN= 3.95)(1)2LU130*14 .64 4 CA .36 OK

```

```

DISPLACEMENTS: -----DEFLECT-----TV---MARGIN-----RESULT
A (COLUMN HEAD -CM.) 5.3 VP .69 OK
B (COLUMN HEAD -CM.) 5.1 VP .71 OK
C (COLUMN HEAD -CM.) 5.4 CP .61 OK
D (COLUMN HEAD -CM.) 6.4 CP .50 OK
AB (GAUGE VARIATION-MM.) 0 1C .98 OK
BC (GAUGE VARIATION-MM.) -13 &C .38 OK
CD (GAUGE VARIATION-MM.) -7 1C .52 OK

```

```

=====
HOSCO STEEL MAKING BUILDING - FRAME 6 DATA:15-12-**
PIASTRE DI BASE ED ANCORAGGI
=====

```

----- omissis -----

```

=====
HOSCO STEEL MAKING BUILDING - FRAME 6 DATA:15-12-**
COMPUTO PESI COLONNE E INCIDENZE
=====

```

----- omissis -----

```

=====
HOSCO STEEL MAKING BUILDING - FRAME 6 DATA:15-12-**
SOLLECITAZIONI ALLA BASE COLONNE, RIFERITE AI FILI
=====

```

----- omissis -----

Dal calcolo eseguito per il telaio in esame si ottiene il taglio di progetto in condizioni sismiche alla base del torrino A-B che vale :

$$T = 2690,6 \text{ kN}$$

La forza assiale di compressione nei diagonali inclinati di 45° è :

$$S_c = 1902,6 \text{ kN}$$

La forza assiale di trazione nei diagonali inclinati di 45° è :

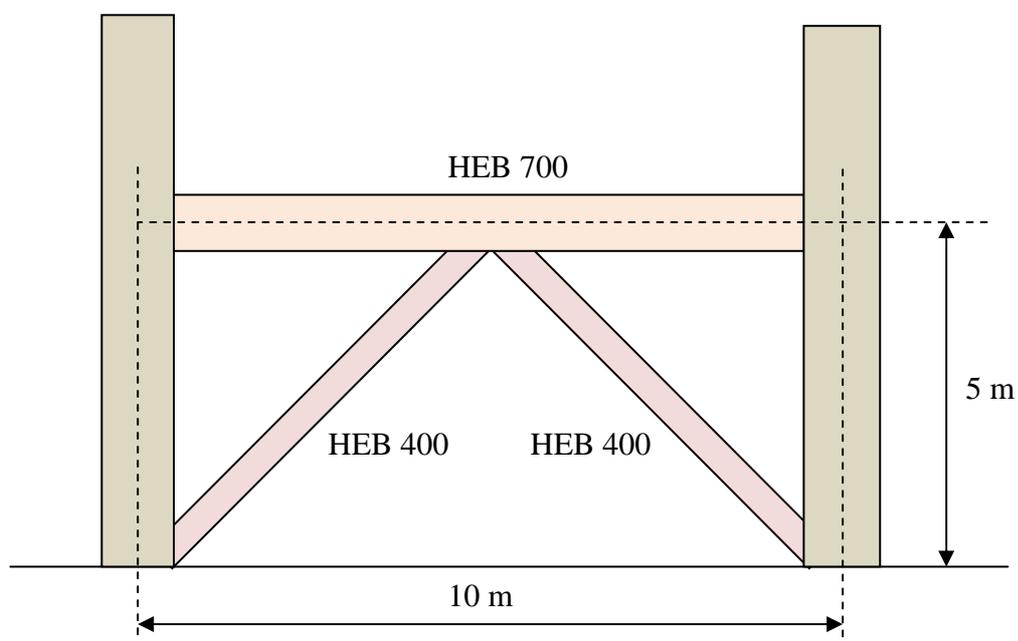
$$S_t = 2551,8 / 2 / \cos 45^\circ = 1804,4 \text{ kN}$$

La forza massima di compressione sulla colonna del torrino calcolata per la combinazione sismica vale :

$$N = 37945 \text{ kN}$$

L'ipotesi di progetto prevede diagonali inferiori di area pari a 200 cm^2 con raggio di inerzia minimo di 10 cm per cui si considera un profilo **HEB 400** ($A = 198 \text{ cm}^2$; $i_{\min} = 7,4 \text{ cm}$) di classe 1.

Lo schema del controvento di base da verificare in base alle nuove norme sismiche EN 1998-1-1 e NTC 2008 è di seguito rappresentato:



Il traverso HEB 700 è stato dimensionato come trave di impalcato idonea a supportare i carichi di esercizio che le competono in assenza dei diagonali di controvento.

Eseguiamo il calcolo del controvento con l'aiuto del programma "Traliccio" (www.stadata.com)

DIAGONALE COMPRESSO - HEB 400										
PROFILO	HEB	400	$N_{Ed} = \text{kN}$	1902,6	C.C. sismica					
$N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 3170$ kN			tipo di acciaio	S 355	$\gamma_{M1} = 1$					
COMPONENTE STRUTTURALE			diagonale di controvento a V	NTC 2008	L = m	7,07				
profilo HEB	prof. laminato a caldo		classe	<= 3		spess. min	t = cm			1,35
1 LU	b = cm	30	$f_y =$	35,5	kN/cm ²	$f_{ya} = \text{kN/cm}^2$	35,50			
1 LD	h = cm	40	$\beta_A =$	1	per classe <= 3					
2 LU	tw = cm	1,35	$A_{tot} = \text{cm}^2$	197,80	$A_{eff} = \text{cm}^2$ 197,80					
2 LD			$i_{min} = \text{cm}$	7,40						
1 UNP	h/b =	1,333333	$\lambda_{max} =$	96	per lo = cm 707					
2 UNP	tf = cm	2,4	$\epsilon =$	0,8136165	per acciaio S 355					
IPE	r = cm	2,7	$\bar{\lambda} =$	1,2505537	$\bar{\lambda}_{p,int} =$	0,478	0,673			
HEA			$\alpha_{min} =$	0,34	curva 'b'	$\bar{\lambda}_{p,est} =$	0,320			
HEB	400		$\phi =$	1,4605364	$\rho_{int} =$	1,000	1,000			
TUBO			$\chi =$	0,4514583	<= 1	$\rho_{est} =$	1,000			
BOX			$N_{Ed} / N_{b,Rd} =$	0,600	< 1					
BOX			$N_{Ed} / N_{c,Rd} =$	0,271	analisi senza imperfezione di freccia					

Il profilo scelto offre una più che sufficiente resistenza alla forza sismica di compressione :

Eseguiamo ora la verifica del traverso per il quale si ipotizza una sezione **HEB 700** applicando il criterio dello sbilanciamento delle forze nei diagonal.

Contrariamente a quanto riportato nella figura della pagina iniziale di questo articolo tratta da un documento del Prof. F.M. Mazzolani (1), la forza nel diagonale teso va presa pari alla sua resistenza plastica senza ulteriori maggiorazioni di "sovraresistenza" (& 6.7.4 (2) EN 1998-1-1).

$$N_t = N_{pl,Rd} = A_d \cdot f_y / \gamma_{M0} = 197,8 \cdot 35,5 / 1 = 7022 \text{ kN} \quad (A_d = \text{area diagonale teso} = 197,8 \text{ cm}^2)$$

Per il diagonale compresso la resistenza a compressione va presa pari al 30% della resistenza plastica a trazione

$$N_c = 0,3 \cdot N_{pl,Rd} = 0,3 \cdot 7022 = 2106,6 \text{ kN}$$

La forza concentrata in mezzaria del traverso è quindi data dalla seguente espressione :

$$P = (N_t - N_c) \cdot \text{sen } \alpha = (7022 - 2106,6) \cdot \text{sen } 45^\circ = 3476 \text{ kN}$$

Tale forza **enorme** genera nel traverso un momento pari a :

$$M_t = P \cdot L/4 = 3476 \cdot 10 / 4 = 8690 \text{ kNm}$$

per resistere al quale **non** basterebbe un profilo **HE1100 R** con modulo di resistenza plastico di 21770 cm³

Premesso che il profilo HEB 700 soddisfa la condizione di resistenza al carico verticale che gli compete in una combinazione non sismica senza considerare la presenza dei diagonali di controvento, se volessimo applicare alla lettera il criterio delle forze sbilanciate bisognerebbe almeno **ridurre al minimo la resistenza del diagonale teso** e ricercare un profilo del traverso che offra una **altissima resistenza flessionale**.

Il profilo della serie HEB che offre la **minima resistenza a trazione** è quindi un profilo **HEB 300** con la seguente verifica :

DIAGONALE COMPRESSO - HEB 300

PROFILO **HEB** $N_{Ed} = \text{kN}$ **C.C. sismica**

$N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} =$ **kN** tipo di acciaio **S 355** $\gamma_{M1} =$ **NORMA** $\gamma_{ov} =$

COMPONENTE STRUTTURALE **diagonale di controvento a V** **NTC 2008** $L = \text{m}$

profilo HEB	prof. laminato a caldo	classe	≤ 3	spess. min	$t = \text{cm}$	<input type="text" value="1,1"/>
1 LU	$b = \text{cm}$	$f_y =$	35,5	kN/cm^2	$f_{ya} = \text{kN/cm}^2$	35,50
1 LD	$h = \text{cm}$	$\beta_A =$	1	per classe ≤ 3		
2 LU	$tw = \text{cm}$	$A_{tot} = \text{cm}^2$	149,10	$A_{eff} = \text{cm}^2$ 149,10		
2 LD		$i_{min} = \text{cm}$	7,58			
1 UNP	$h/b =$	$\lambda_{max} =$	93	per $l_0 = \text{cm}$ 707		
2 UNP	$tf = \text{cm}$	$\epsilon =$	0,8136165	per acciaio S 355		
IPE	$r = \text{cm}$	$\bar{\lambda} =$	1,2208572	$\bar{\lambda}_{p,int} =$	0,409	0,673
HEA		$\alpha_{min} =$	0,49	curva 'c'	$\bar{\lambda}_{p,est} =$	0,408
HEB <input type="text" value="300"/>		$\phi =$	1,4953561	$\rho_{int} =$	1,000	1,000
TUBO		$\chi =$	0,4239379	≤ 1	$\rho_{est} =$	1,000
BOX		$N_{Ed} / N_{b,Rd} =$	0,848	< 1		
BOX		$N_{Ed} / N_{c,Rd} =$	0,359	analisi senza imperfezione di freccia		
2 CSC						

ma anche con una sezione così ridotta dei diagonali il profilo HEB 700 del traverso non sarebbe assolutamente verificato a presso-flessione ma neppure per l'effetto del solo momento generato dallo sbilanciamento delle forze nei diagonali come di seguito dimostrato :

TRAVERSO PRESSO-FLESSO - HEB 700

PROFILO HEB 700 $N_{Ed} = \text{kN}$ 2690,6 C.C. sismica

$N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 6765$ kN tipo di acciaio S 355 $\gamma_{M1} = 1$

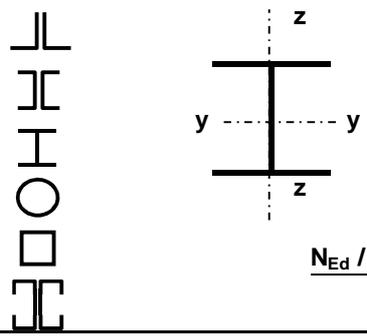
COMPONENTE STRUTTURALE traverso di controvento a V NTC 2008 $L = \text{m}$ 10

profilo HEB	prof. laminato a caldo	classe 4	spess. min	t = cm	1,7
1 LU	b = cm	30	$f_y =$	35,5	kN/cm ² $f_{ya} = \text{kN/cm}^2$ 35,50
1 LD	h = cm	70	$\beta_A =$	0,9835315	per classe 4
2 LU	tw = cm	1,7	$A_{tot} = \text{cm}^2$	306,40	$A_{eff} = \text{cm}^2$ 301,35
2 LD			$i_{min} = \text{cm}$	6,87	
1 UNP	h/b =	2,333333	$\lambda_{max} =$	73	per $l_o = \text{cm}$ 500
2 UNP	tf = cm	3,2	$\epsilon =$	0,8136165	per acciaio S 355
IPE	r = cm	2,7	$\bar{\lambda} =$	0,9447612	$\bar{\lambda}_{p,int} = 0,741$ 0,673
HEA			$\alpha_{min} =$	0,34	curva 'b' $\bar{\lambda}_{p,est} = 0,236$
HEB 700			$\phi =$	1,0728963	$\rho_{int} = 0,949$ 1,000
TUBO			$\chi =$	0,6323682	$\rho_{est} = 1,000$
BOX			$N_{Ed} / N_{b,Rd} =$	0,962	< 1
BOX			$N_{Ed} / N_{c,Rd} =$	0,609	analisi senza imperfezione di freccia
2 CSC					
HS					

MOMENTO PER IMPERFEZIONE DI FRECCIA INIZIALE :

fless. y-y	fless. z-z	$M_{Ed,y} =$	655080	$M_{Ed,y}^I =$	kNcm	655080
classe cat.	1	1	$M_{Ed,z} =$	0	kNcm	$\Omega = 2$
nput classe			$M_{b,Rd,y} = W_y / K_y \cdot f_y / \gamma_{M1} = \text{kNcm}$	282885		$N_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$
			$M_{b,Rd,z} = W_z / K_z \cdot f_y / \gamma_{M1} = \text{kNcm}$	0	$J_y \text{ tot.} = \text{cm}^4$	256900

IMPERFEZIONE DI FRECCIA INIZIALE
 elemento singolo controventato
 controvento nel piano di min. inerzia
 $e_{0,y} = 0,00$ cm = L / 0
 $e_{0,z} = 0,00$ cm = L / 0



	asse (z-z)	asse (y-y)		
$W_{pl} = \text{cm}^3$	1495,00	8327,00		
i = cm	6,87	28,96		
$\lambda =$	0	35	per $l_o = \text{cm}$	1000
$\bar{\lambda} =$	0	0,4519768		
$\phi =$	0	0,6285991	$\alpha_y = 0,21$	curva 'a'
$\chi =$	0	0,9942833	≤ 1	L diagonale = m 7,07
$\psi =$		0		H diagonale = m 5,00
$\beta_M =$	0	1,8		A diagon. = cm ² 149,1
$\mu =$	0	-0,180791	$\leq 0,9$	$N_{y,diagon} = \text{kN}$ 1804
K =	0	1,0449778	$\leq 1,5$	$N_{t,Rd} = \text{kN}$ tens 5293,1
$M_{Ed} / M_{b,Rd} =$	0,000	2,316		$N_{c,Rd} = \text{kN}$ comp 1587,9
				def. vertic. = mm 101,19
				carico conc. = kN 2620,3
				metodo delle forze

$N_{Ed} / N_{c,Rd} + M_{Ed} / M_{b,Rd} = 0,000 + 2,924 < 1$

Si noti che per contenere gli effetti della instabilità a compressione nel piano laterale la lunghezza libera è stata presa pari alla metà della lunghezza del traverso (500 cm). Ciò può essere realizzato con un riscontro orizzontale in mezzaria del traverso costituito da una trave dell'impalcato o da un collegamento al piano rigido adiacente.

Per soddisfare la verifica richiesta dal criterio delle forze sbilanciate sarebbe necessario un traverso composto saldato di dimensioni 900 x 500 x 60 x 30 in acciaio S 355 che appare assai improbabile.

TRAVERSO PRESSO-FLESSO - composto saldato 900x500x60x30

PROFILO **HS** 900x500x60x30 900x500x60x30 $N_{Ed} = \text{kN}$ **2690,6** C.C. sismica

$N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 22421$ kN tipo di acciaio **S 355** $\gamma_{M1} = 1$

COMPONENTE STRUTTURALE **traverso di controvento a V** NTC 2008 $L = m$ **10**

profilo saldato a I o H	prof. composto sald.	classe	≤ 3	spess. min	t = cm	3
1 LU	b = cm	50	50	$f_y =$	35,5 kN/cm ²	$f_{ya} = \text{kN/cm}^2$ 35,50
1 LD	h = cm	90	90	$\beta_A =$	1	per classe ≤ 3
2 LU	tw = cm	3	3	$A_{tot} = \text{cm}^2$	836,78	$A_{eff} = \text{cm}^2$ 836,78
2 LD				$i_{min} = \text{cm}$	12,23	12,23
1 UNP				$\lambda_{max} =$	41	per $l_0 = \text{cm}$ 500
2 UNP	tf = cm	6	6	$\epsilon =$	0,8136165	per acciaio S 355
IPE	r = cm	1,8	1,8	$\bar{\lambda} =$	0,5351286	$\bar{\lambda}_{p,int} =$ 0,537 0,673
HEA	d/tw =	24,8		$\alpha_{min} =$	0,76	curva 'd' $\bar{\lambda}_{p,est} =$ 0,239
HEB	c/tf =	3,616667		$\phi =$	0,7705302	$\rho_{int} =$ 1,000 1,000
TUBO				$\chi =$	0,7547594	≤ 1 $\rho_{est} =$ 1,000
BOX				$N_{Ed} / N_{b,Rd} =$	0,290	< 1
BOX				$N_{Ed} / N_{c,Rd} =$	0,219	analisi con imperfezione e sbilanciam.
2 CSC						

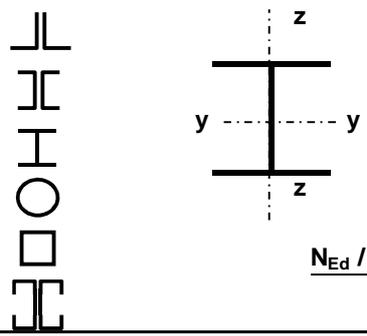
HS sezione a I composta saldata
MOMENTO PER IMPERFEZIONE DI FRECCIA INIZIALE : $M_{Ed,y} = 668533$ $M_{Ed,z} = 5381$ $M^1_{Ed,y} = 655080$ kNcm $\Omega = 2$

classe cat.	0	0	$M_{b,Rd,y} = W_y / K_y \cdot f_y / \gamma_{M1} = \text{kNcm}$	917414	$N_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{0v} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$
nput classe			$M_{b,Rd,z} = W_z / K_z \cdot f_y / \gamma_{M1} = \text{kNcm}$	159331	$J_y \text{ tot.} = \text{cm}^4$ 1178838 1178838

IMPERFEZIONE DI FRECCIA INIZIALE

elemento singolo controventato
controvento nel piano di min. inerzia

$e_{0,y} = 5,00$ cm = L / 200
 $e_{0,z} = 2,00$ cm = L / 500



	asse (z-z)	asse (y-y)	asse (z-z)	asse (y-y)
Wpl = cm ³	5007,00	26196,00	5007	26196
i = cm	12,23	37,53	12,23	37,53
$\lambda =$	41	27	per $l_0 = \text{cm}$	1000
$\bar{\lambda} =$	0,5351286	0,3487676		
$\phi =$	0,7705302	0,5972675	$\alpha_y = 0,49$	curva 'c'
$\chi =$	0,7547594	0,9241052	≤ 1	L diagonale = m 7,07
$\psi =$	1	0		H diagonale = m 5,00
$\beta_M =$	1,1	1,8		A diagon. = cm ² 149,1
$\mu =$	-0,963232	-0,139507	$\leq 0,9$	$N_{y,diagon} = \text{kN}$ 1804
K =	1,115593	1,0136736	$\leq 1,5$	Nt,Rd = kN tens 5293,1
$M_{Ed} / M_{b,Rd} =$	0,034	0,729		Nc,Rd = kN comp 1587,9
$N_{Ed} / N_{c,Rd} + M_{Ed} / M_{b,Rd} =$	0,253	0,948	< 1	def. vertic. = mm 22,05
				carico conc. = kN 2620,3
				metodo delle forze

Il criterio di calcolo normativo appare estremamente punitivo per il traverso del controvento e lascia molti dubbi sulla sua validità a meno che non si sostituisca al criterio delle forze il criterio delle deformazioni considerando l'allungamento elastico del diagonale teso e l'accorciamento elastico del diagonale compresso. Allo spostamento verticale del vertice del controvento corrisponde il carico concentrato da considerare nella mezzaria del traverso e quindi il momento flettente. **Con questo approccio si hanno valori accettabili della resistenza del traverso che confermano l'uso di un profilo HEB 700.**

TRAVERSO PRESSO-FLESSO - HEB 700 - metodo delle deformazioni

PROFILO HEB 700 $N_{Ed} = \text{kN}$ 2690,6 C.C. sismica

$N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 6765$ kN tipo di acciaio S 355 $\gamma_{M1} = 1$
 NORMA $\gamma_{ov} = 1,10$
 COMPONENTE STRUTTURALE traverso di controvento a V NTC 2008 L = m 10
 spess. min t = cm 1,7

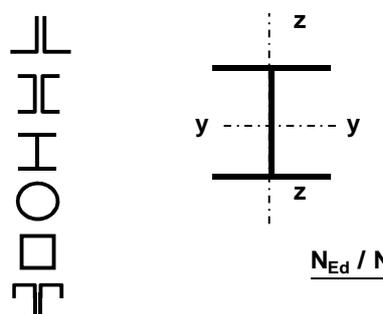
1 LU	b = cm	30	$f_y =$	35,5	kN/cm ²	$f_{yA} = \text{kN/cm}^2$	35,50
1 LD	h = cm	70	$\beta_A =$	0,9835315	per classe 4		
2 LU	tw = cm	1,7	$A_{tot} = \text{cm}^2$	306,40	$A_{eff} = \text{cm}^2$ 301,35		
2 LD			$i_{min} = \text{cm}$	6,87			
1 UNP	h/b =	2,333333	$\lambda_{max} =$	73	per $l_0 = \text{cm}$ 500		
2 UNP	tf = cm	3,2	$\epsilon =$	0,8136165	per acciaio S 355		
IPE	r = cm	2,7	$\bar{\lambda} =$	0,9447612	$\bar{\lambda}_{p,int} =$	0,741	0,673
HEA			$\alpha_{min} =$	0,34	curva 'b'	$\bar{\lambda}_{p,est} =$	0,236
HEB 700			$\phi =$	1,0728963	$\rho_{int} =$	0,949	1,000
TUBO			$\chi =$	0,6323682	≤ 1	$\rho_{est} =$	1,000
BOX			$N_{Ed} / N_{b,Rd} =$	0,962	< 1		
BOX			$N_{Ed} / N_{c,Rd} =$	0,609	analisi con imperfezione e sbilanciam.		
2 CSC							
HS							

MOMENTO PER IMPERFEZIONE DI FRECCIA INIZIALE : $M_{Ed,y} = 58764$ $M^1_{Ed,y} = 49795$ kNcm $\Omega = 2$
 $M_{Ed,z} = 5381$ kNcm $N_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$

classe cat.	1	1	$M_{b,Rd,y} = W_y / K_y \cdot f_y / \gamma_{M1} = \text{kNcm}$	282164	$J_y \text{ tot.} = \text{cm}^4$	256900
nput classe	1	1	$M_{b,Rd,z} = W_z / K_z \cdot f_y / \gamma_{M1} = \text{kNcm}$	35382		

IMPERFEZIONE DI FRECCIA INIZIALE
 elemento singolo controventato
 controvento nel piano di min. Inerzia

$e_{0,y} = 3,33$ cm = L / 300
 $e_{0,z} = 2,00$ cm = L / 500



	asse (z-z)	asse (y-y)		
$W_{pl} = \text{cm}^3$	1495,00	8327,00		
i = cm	6,87	28,96		
$\lambda =$	73	35	per $l_0 = \text{cm}$ 1000	
$\bar{\lambda} =$	0,952638	0,4519768		
$\phi =$	1,0817081	0,6285991	$\alpha_y = 0,21$	curva 'a'
$\chi =$	0,6273026	0,9385554	≤ 1	L diagonale = m 7,07
$\psi =$	1	0		H diagonale = m 5,00
$\beta_M =$	1,1	1,8		A diagon. = cm ² 149,1
$\mu =$	-1,714748	-0,180791	$\leq 0,9$	N diagon. = kN 1804
K =	1,5	1,0476484	$\leq 1,5$	dl diag. = mm tens 14,5
$M_{Ed} / M_{b,Rd} =$	0,152	0,208		dl diag. = mm comp 3,6
				def. vertic. = mm 7,69
				carico conc. = kN 199,2
				metodo delle deformazioni

$N_{Ed} / N_{c,Rd} + M_{Ed} / M_{b,Rd} = 0,761$ $0,817$ < 1

Soffermiamoci ancora sul **metodo delle forze sbilanciate** per osservare con più attenzione la reale composizione del sistema di controvento a V rovescio. Lo schema di calcolo normativo ripreso dal Prof. F.M. Mazzolani (1) presenta a mio avviso una eccessiva semplificazione specie per quanto riguarda il collegamento del traverso alle colonne. Viene ipotizzato un collegamento a cerniera pura attribuendo l'intera resistenza flessionale alla sezione di mezzaria del traverso ($M = P \cdot L / 4$) mentre, in realtà, il collegamento del traverso alla colonna può ragionevolmente considerarsi un incastro.

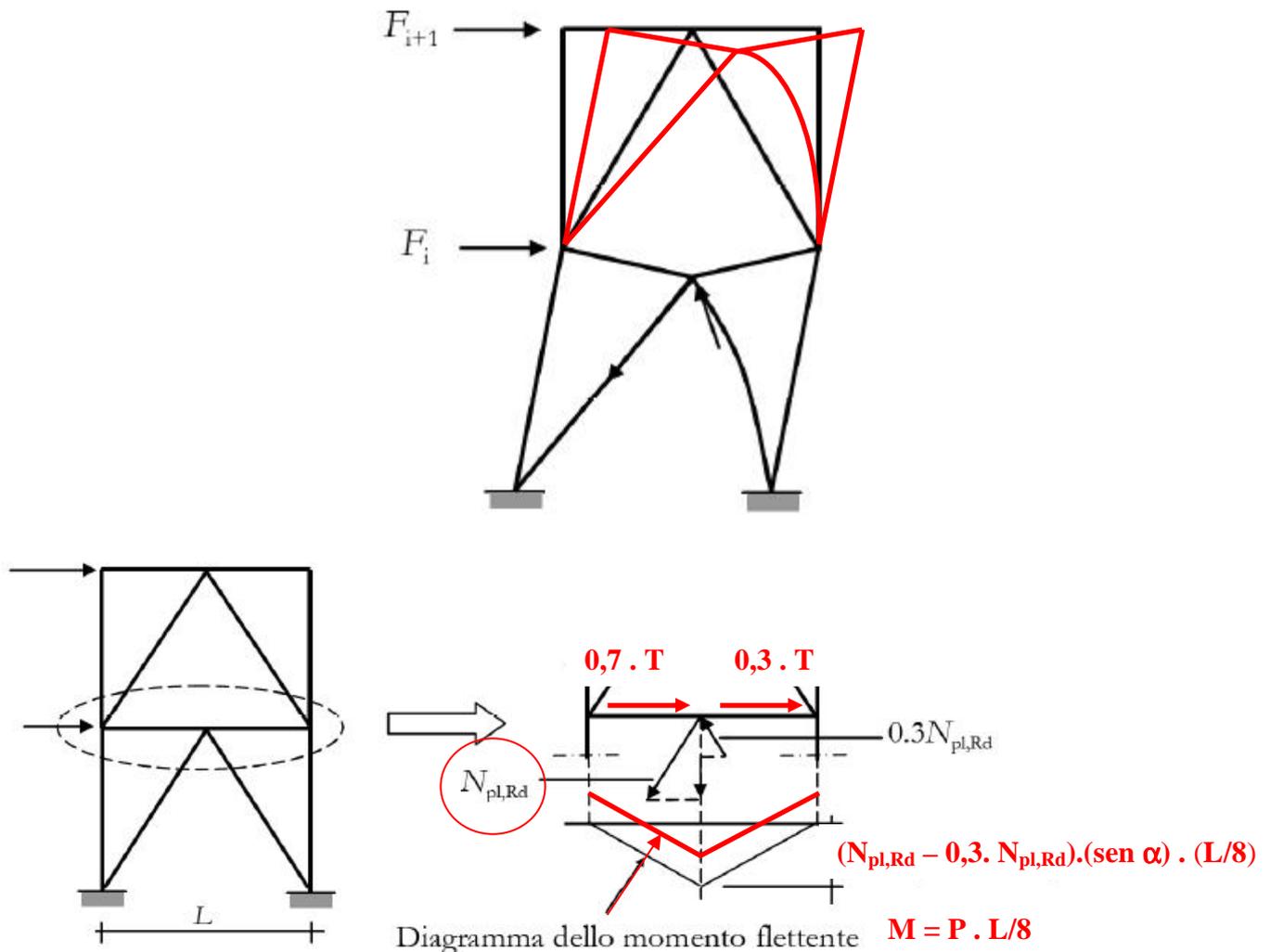
Il diagramma del momento nel traverso dovuto alla forza verticale in mezzaria generata dallo sbilanciamento delle forze nei diagonalali dovrebbe essere riferito ad una trave con incastro di estremità e quindi il suo valore in mezzaria ridotto della metà : $M = P \cdot L / 8$

Inoltre la forza di taglio orizzontale è “trasferita” sul traverso dai due diagonalali superiori che, dato il minor stato di sollecitazione possono essere considerati o entrambi pienamente efficienti a trazione e compressione o parzialmente efficienti a compressione con una resistenza residua pari al 30% della resistenza a trazione. Ne consegue che nel primo caso il tratto del traverso dalla parte del diagonale teso riceve una forza di compressione pari alla metà della forza di taglio totale e uguale forza di trazione sollecita il tratto dalla parte del diagonale compresso; nel secondo caso il primo tratto del traverso sarebbe compresso da una forza pari al 70% della forza di taglio totale ed il secondo tratto sarebbe sollecitato a trazione da una forza pari al 30% della forza di taglio totale

Caso 1 : diagonalali superiori pienamente efficienti : $N_c = N_t = 0,5 \cdot T$

Caso 2 : diagonale superiore compresso parzialmente efficiente : $N_c = 0,7 \cdot T$; $N_t = 0,3 \cdot T$

Lo schema riportato all’inizio del testo dovrebbe essere così modificato tenendo conto che la deformazione imposta alla colonna evidenzia un possibile collasso locale non accettabile.



Se eseguiamo la verifica col metodo delle forze sbilanciate in base al criterio sopra esposto con forza di compressione pari a $0,7 \cdot T$ il profilo prescelto HEB 700 non è ancora idoneo pur essendosi considerevolmente ridotto lo stato di tensione :

TRAVERSO PRESSO-FLESSO - metodo delle forze - forza assiale e momento ridotti

PROFILO **HEB** $N_{Ed} = \text{kN}$ C.C. sismica

$N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 6765$ kN tipo di acciaio $\gamma_{M1} = 1$
 NORMA $\gamma_{ov} = 1,10$

COMPONENTE STRUTTURALE NTC 2008 L = m

profilo HEB	prof. laminato a caldo	classe 4	spess. min	t = cm	<input type="text" value="1,7"/>
1 LU	b = cm	<input type="text" value="30"/>	$f_y =$	35,5	kN/cm ² $f_{ya} = \text{kN/cm}^2$ <input type="text" value="35,50"/>
1 LD	h = cm	<input type="text" value="70"/>	$\beta_A =$	0,9835315	per classe 4
2 LU	tw = cm	<input type="text" value="1,7"/>	$A_{tot} = \text{cm}^2$	<input type="text" value="306,40"/>	$A_{eff} = \text{cm}^2$ <input type="text" value="301,35"/>
2 LD			$i_{min} = \text{cm}$	<input type="text" value="6,87"/>	
1 UNP	h/b =	<input type="text" value="2,333333"/>	$\lambda_{max} =$	<input type="text" value="73"/>	per $l_o = \text{cm}$ <input type="text" value="500"/>
2 UNP	tf = cm	<input type="text" value="3,2"/>	$\epsilon =$	0,8136165	per acciaio S 355
IPE	r = cm	<input type="text" value="2,7"/>	$\bar{\lambda} =$	0,9447612	$\bar{\lambda}_{p,int} = 0,741$ $0,673$
HEA			$\alpha_{min} =$	0,34	curva 'b' $\bar{\lambda}_{p,est} = 0,236$
HEB <input type="text" value="700"/>			$\phi =$	1,0728963	$\rho_{int} = 0,949$ $1,000$
TUBO			$\chi =$	0,6323682	≤ 1 $\rho_{est} = 1,000$
BOX			$N_{Ed} / N_{b,Rd} =$	<input type="text" value="0,674"/>	< 1
BOX			$N_{Ed} / N_{c,Rd} =$	<input type="text" value="0,426"/>	analisi senza imperfezione di freccia
2 CSC					
HS					

MOMENTO PER IMPERFEZIONE DI FRECCIA INIZIALE : $M_{Ed,y} = 327540$ $M_{Ed,z} = 0$ $M^1_{Ed,y} = 327540$ kNcm $\Omega = 2$
 $N_{Ed} = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$

classe cat.	<input type="text" value="1"/>	<input type="text" value="1"/>	$M_{b,Rd,y} = W_y / K_y \cdot f_y / \gamma_{M1} = \text{kNcm}$	<input type="text" value="307719"/>	$J_y \text{ tot.} = \text{cm}^4$ <input type="text" value="256900"/>
nput classe			$M_{b,Rd,z} = W_z / K_z \cdot f_y / \gamma_{M1} = \text{kNcm}$	<input type="text" value="0"/>	

IMPERFEZIONE DI FRECCIA INIZIALE
 controvento nel piano di min. inerzia

$e_{0,y} = 0,00$ cm = L / 0
 $e_{0,z} = 0,00$ cm = L / 0

	asse (z-z)	asse (y-y)		
$W_{pl} = \text{cm}^3$	<input type="text" value="1495,00"/>	<input type="text" value="8327,00"/>		
$i = \text{cm}$	<input type="text" value="6,87"/>	<input type="text" value="28,96"/>		
$\lambda =$	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="17"/>	per $l_o = \text{cm}$	<input type="text" value="500"/>
$\bar{\lambda} =$	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0,2259884"/>		
$\phi =$	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0,5282642"/>	$\alpha_y = 0,21$	curva 'a'
$\chi =$	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0,9942833"/>	≤ 1	L diagonale = m <input type="text" value="7,07"/>
$\psi =$	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="-1"/>		H diagonale = m <input type="text" value="5,00"/>
$\beta_M =$	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="2,5"/>		A diagon. = cm ² <input type="text" value="149,1"/>
$\mu =$	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0,2259884"/>	$\leq 0,9$	$N_{y,diag} = \text{kN}$ <input type="text" value="1804"/>
$K =$	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0,9606444"/>	$\leq 1,5$	$N_{t,Rd} = \text{kN}$ tens <input type="text" value="5293,1"/>
$M_{Ed} / M_{b,Rd} =$	<input type="text" value="0,000"/>	<input type="text" value="1,064"/>		$N_{c,Rd} = \text{kN}$ comp <input type="text" value="1587,9"/>
				def. vertic. = mm <input type="text" value="101,19"/>
				carico conc. = kN <input type="text" value="2620,3"/>
				metodo delle forze

$N_{Ed} / N_{c,Rd} + M_{Ed} / M_{b,Rd} = 0,000$ $1,490 < 1$

A questo punto diventa necessario passare ad un profilo **HEB 900** e modificare la sezione dei diagonaloni per ottenerne una minor resistenza a trazione nei limiti della verifica della instabilità a compressione. Si passa quindi da un profilo HEB 300 ad un profilo **HEA 340** di area **133,5 cm²** con il seguente risultato della verifica a compressione :

DIAGONALE COMPRESSO - HEA 340

PROFILO HEA 340 $N_{Ed} = \text{KN}$ 1902,6 C.C. sismica

$N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 1966$ kN tipo di acciaio S 355 $\gamma_{M1} = 1$
 NORMA $\gamma_{ov} = 1,10$

COMPONENTE STRUTTURALE diagonale di controvento a V NTC 2008 L = m 7,07

profilo HEA	prof. laminato a caldo	classe <= 3	spess. min	t = cm	0,95
1 LU	b = cm	30	$f_y =$	35,5	kN/cm ² $f_{ya} = \text{kN/cm}^2$ 35,50
1 LD	h = cm	33	$\beta_A =$	1	per classe <= 3
2 LU	tw = cm	0,95	$A_{tot} = \text{cm}^2$	133,50	$A_{eff} = \text{cm}^2$ 133,50
2 LD			$i_{min} = \text{cm}$	7,46	
1 UNP	h/b =	1,1	$\lambda_{max} =$	95	per lo = cm 707
2 UNP	tf = cm	1,65	$\epsilon =$	0,8136165	per acciaio S 355
IPE	r = cm	2,7	$\bar{\lambda} =$	1,2404956	$\bar{\lambda}_{p,int} =$ 0,553 0,673
HEA 340			$\alpha_{min} =$	0,49	curva 'c' $\bar{\lambda}_{p,est} =$ 0,473
HEB			$\phi =$	1,5243361	$\rho_{int} =$ 1,000 1,000
TUBO			$\chi =$	0,4149018	<= 1 $\rho_{est} =$ 1,000
BOX			$N_{Ed} / N_{b,Rd} =$	0,968	< 1
BOX			$N_{Ed} / N_{c,Rd} =$	0,401	analisi senza imperfezione di freccia
2 CSC					

La verifica del traverso per sola compressione assiale su luce libera di instabilità laterale di 5 m è di seguito riportata :

TRAVERSO COMPRESSO E INFLESSO - HEB 900

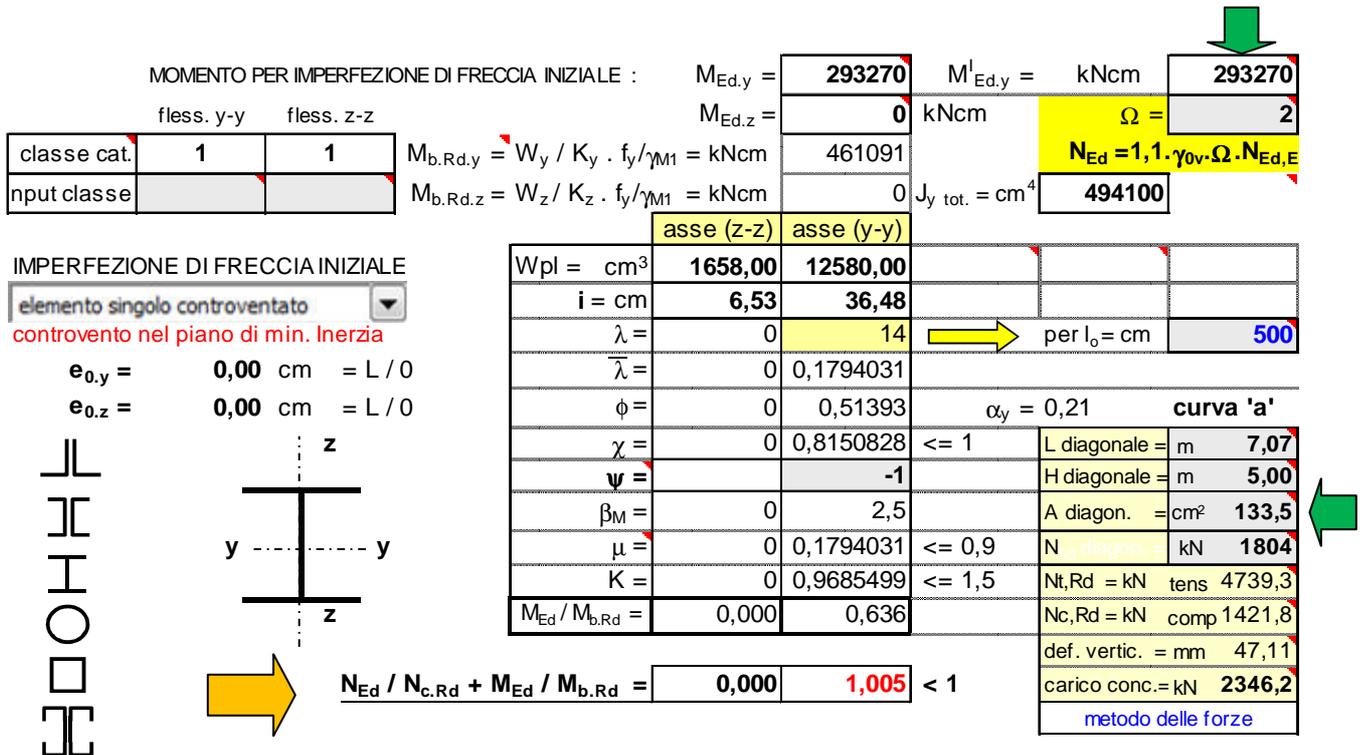
PROFILO HEB 900 $N_{Ed} = \text{KN}$ 1883,42 C.C. sismica

$N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1} = 7614$ kN tipo di acciaio S 355 $\gamma_{M1} = 1$
 NORMA $\gamma_{ov} = 1,10$

COMPONENTE STRUTTURALE traverso di controvento a V NTC 2008 L = m 10

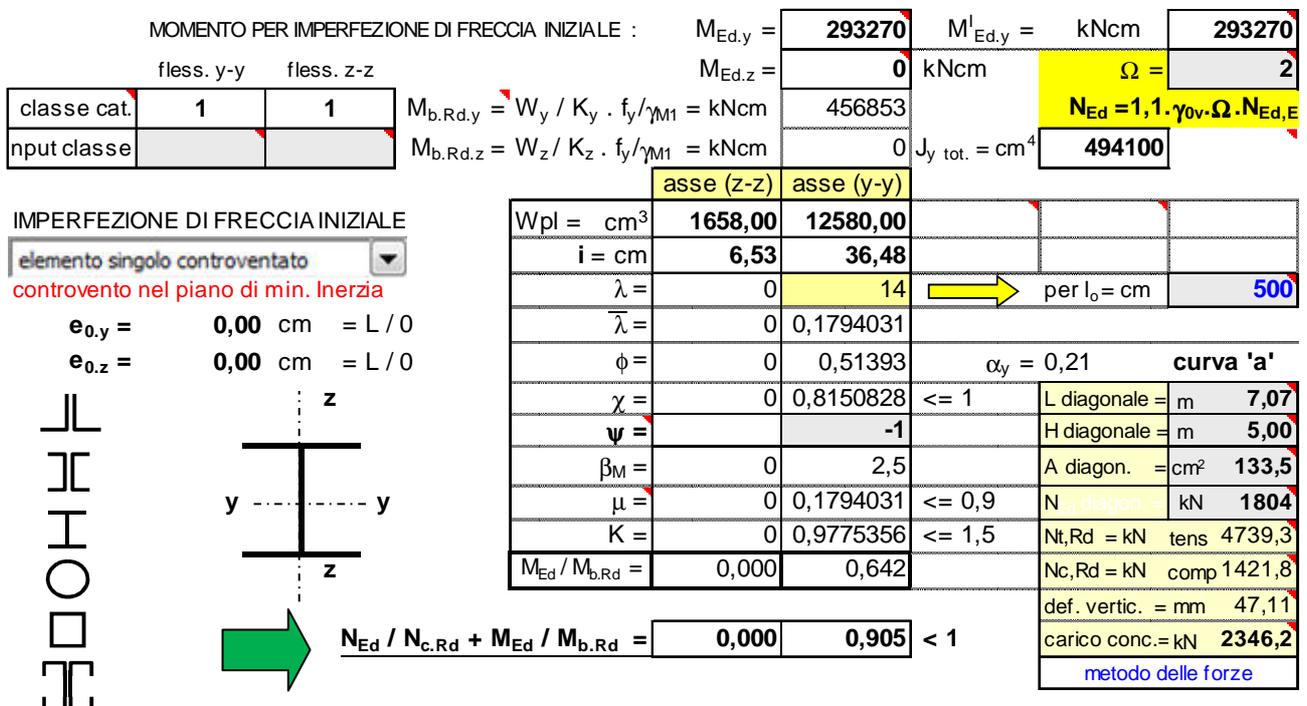
profilo HEB	prof. laminato a caldo	classe 4	spess. min	t = cm	1,85
1 LU	b = cm	30	$f_y =$	35,5	kN/cm ² $f_{ya} = \text{kN/cm}^2$ 35,50
1 LD	h = cm	90	$\beta_A =$	0,9382715	per classe 4
2 LU	tw = cm	1,85	$A_{tot} = \text{cm}^2$	371,30	$A_{eff} = \text{cm}^2$ 348,38
2 LD			$i_{min} = \text{cm}$	6,53	
1 UNP	h/b =	3	$\lambda_{max} =$	77	per lo = cm 500
2 UNP	tf = cm	3,5	$\epsilon =$	0,8136165	per acciaio S 355
IPE	r = cm	3	$\bar{\lambda} =$	0,9708133	$\bar{\lambda}_{p,int} =$ 0,901 0,673
HEA			$\alpha_{min} =$	0,34	curva 'b' $\bar{\lambda}_{p,est} =$ 0,209
HEB 900			$\phi =$	1,1022775	$\rho_{int} =$ 0,839 1,000
TUBO			$\chi =$	0,615639	<= 1 $\rho_{est} =$ 1,000
BOX			$N_{Ed} / N_{b,Rd} =$	0,599	< 1
BOX			$N_{Ed} / N_{c,Rd} =$	0,369	analisi senza imperfezione di freccia
2 CSC					

Mentre la verifica a presso-flessione con il criterio da me proposto presenta il seguente risultato :



Accettabile anche se il rapporto tensionale è di poco superiore all'unità.

Se fosse garantita la stabilità a compressione del diagonale superiore la forza di taglio si ripartirebbe in due forze uguali di compressione e trazione nei due tratti del traverso pari alla metà del taglio totale e la verifica sarebbe pienamente soddisfatta :



La verifica del sistema di controvento a V rovescio non è finita qui poiché deve essere anche controllata la resistenza del diagonale teso nel caso sia previsto un giunto bullonato di estremità resistente a taglio. Nel caso specifico si ritiene opportuno eseguire il giunto sulle ali del profilo con 4 file di bulloni M20 10.9 (foro ϕ 22 mm).

Di seguito si evidenzia che il criterio di sovrarresistenza del giunto rispetto alla rottura non è rispettato :

ELEMENTO TESO											
PROFILO	HEA	340		$N_{Ed} =$	1804,4	$L = m$	7,07				
$N_{t,Rd} = \min.$		$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 4739 \text{ kN}$ $N_{u,Rd} = k \cdot A_{net} \cdot f_{y,u} / \gamma_{Mj} = 4369 \text{ kN}$		$k = 0,900$	$N_{t,Rd} =$	4369	kN	$\gamma_{M0} =$	1	$\gamma_{M2} =$	1,25
unione a taglio											
$f_{y,u} = f_u$	$A_{tot} = \text{cm}^2$	133,5		acciaio	S 355	n° file fori sull'anima =					
$M_j = M2$	$A_{net} = \text{cm}^2$	118,98		$f_y = \text{kN/cm}^2$	35,50	n° file fori sulle ali =	4				
spessore anima collegata = cm		0,95		$f_u = \text{kN/cm}^2$	51,00	diam. dei fori = mm	22				
$N_{Ed} / N_{t,Rd} =$		0,413	< 1	con sisma		$1,1 \cdot \gamma_{M2} / \gamma_{M0} \cdot f_y / f_u =$	0,957	< $A_{net} / A_{tot} =$	0,891		

Ovvero, in base alla norma europea EN 1998-1-1 la resistenza a rottura della sezione netta $N_{u,Rd}$ deve essere maggiore della resistenza plastica della sezione lorda $N_{pl,Rd}$.
Tale condizione non è sufficiente per la norma italiana NTC 2008 che richiede anche il rispetto della condizione di “sovrarresistenza” seguente :

$$1,1 \cdot \gamma_{M2} / \gamma_{M0} \cdot f_y / f_u \leq A_{net} / A_{tot}$$

Le prescrizioni europea e nazionale possono essere soddisfatte maggiorando la sezione del diagonale nella zona del giunto in cui **non** sono previsti i fori per i bulloni ovvero rinforzando con piatti saldati aggiuntivi l’anima del profilo HEA 340 per una lunghezza entro la quale è garantita l’efficienza del giunto.

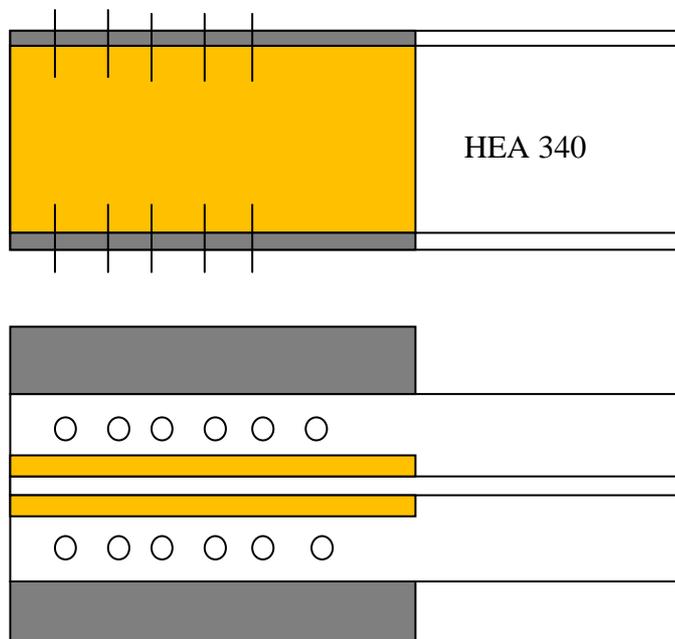
Per soddisfare il criterio della norma EN è sufficiente aggiungere all’anima del profilo **un piatto** saldato di dimensioni **200 x 10 mm**; la verifica $N_{u,Rd} > N_{pl,Rd}$ è soddisfatta :

ELEMENTO TESO											
PROFILO	HEA	340	340	$N_{Ed} =$	1804,4	$L = m$	7,07				
$N_{t,Rd} = \min.$		$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 4739 \text{ kN}$ $N_{u,Rd} = k \cdot A_{net} \cdot f_{y,u} / \gamma_{Mj} = 5103 \text{ kN}$		$k = 0,900$	$N_{t,Rd} =$	4739	kN	$\gamma_{M0} =$	1	$\gamma_{M2} =$	1,25
unione a taglio											
$f_{y,u} = f_u$	$A_{tot} = \text{cm}^2$	153,5	153,5	acciaio	S 355	n° file fori sull'anima =					
$M_j = M2$	$A_{net} = \text{cm}^2$	138,98		$f_y = \text{kN/cm}^2$	35,50	n° file fori sulle ali =	4				
spessore anima collegata = cm		1,95	1,95	$f_u = \text{kN/cm}^2$	51,00	diam. dei fori = mm	22				
$N_{Ed} / N_{t,Rd} =$		0,381	< 1	con sisma		$1,1 \cdot \gamma_{M2} / \gamma_{M0} \cdot f_y / f_u =$	0,957	< $A_{net} / A_{tot} =$	0,905		

Per soddisfare la norma NTC è necessario aggiungere piatti saldati al profilo fino a raggiungere una sezione lorda di **360 cm²** nella zona del giunto. Tale sezione può essere ottenuta sia aggiungendo **due** piatti saldati all’anima di dimensioni **297 x 27 mm** sia aggiungendo 4 piatti saldati sui bordi esterni delle ali di dimensioni **100 x 16,5 mm** ciascuno. Il giunto risulta decisamente più “pesante” di quello ammesso dalla norma europea senza una chiara giustificazione del normatore italiano.

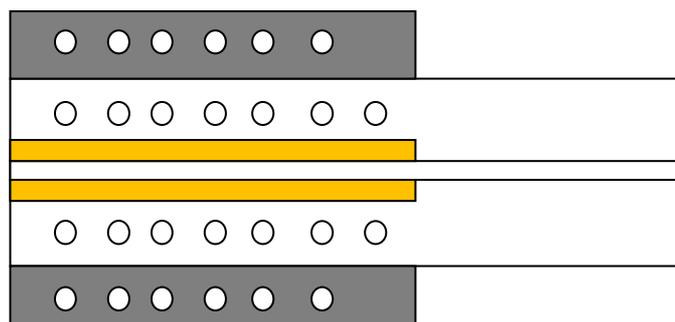
ELEMENTO TESO									
PROFILO	HEA	340	340	$N_{Ed} =$	1804,4	$L = m$	7,07		
$N_{t,Rd} = \min.$		$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 4739 \text{ kN}$ $N_{u,Rd} = k \cdot A_{net} \cdot f_{y,u} / \gamma_{Mj} = 12686 \text{ kN}$		$k =$	0,900	$N_{t,Rd} =$	4739	$\gamma_{M0} =$	1
unione a taglio								$\gamma_{M2} =$	1,25
$f_{y,u} = f_u$	$A_{tot} = \text{cm}^2$	360	360	acciaio	S 355	n° file fori sull'anima =			
$M_j = M2$	$A_{net} = \text{cm}^2$	345,48		$f_y = \text{kN/cm}^2$	35,50	n° file fori sulle ali =	4		
spessore anima collegata = cm		6,35	6,35	$f_u = \text{kN/cm}^2$	51,00	diam. dei fori = mm	22		
$N_{Ed} / N_{t,Rd} =$		0,381	< 1	con sisma	1,1	$\gamma_{M2} / \gamma_{M0} \cdot f_y / f_u =$	0,957	< $A_{net} / A_{tot} =$	0,960

Il giunto "all'italiana" è di seguito disegnato :



Come ultimo passo del progetto deve essere verificata la resistenza dell'unione bullonata in base alla massima forza sismica trasmessa dal diagonale HEA 340.

Come esposto nel calcolo che segue l'ipotesi di bulloni M20 10.9 di collegamento delle sole ali del diagonale richiederebbe 52 bulloni disposti su 4 file da 13 oppure, sfruttando le ali aggiunte opportunamente allargate a 120 mm per tener conto dei fori, 52 bulloni disposti su 8 file da 6 più 4 bulloni sulle ali del profilo. In questa situazione è possibile usare anche **44 bulloni M22 10.9** disposti su 8 file da 5 più 4 bulloni sulle ali del profilo.



VERIFICA GIUNTO DI ESTREMITA'

PROFILO HEA 340 $N_{Ed} = \text{kN}$ 1902,6 C.C. sismica bassa duttilità

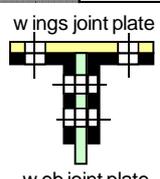
tipo di giunto unione a taglio tipo di acciaio S 355 $\gamma_{M0} =$ 1
 $\gamma_{0v} =$ 1,10

profilo HEA profilo laminato a caldo $A_{tot} = \text{cm}^2$ 373,2 $A_{net} = \text{cm}^2$ 344,16

sp. anima profilo = cm		n° fori sull'anima =	
sp. ala (se collegata) = cm	1,65	n° fori sulle ali =	8
sp. piatto di giunto = cm	1,65	passo minimo = cm	7,00
N° piatti di giunto anima =		dist. da bordo = cm	5,00

ali collegate con piatto singolo

CALCOLO DELL'UNIONE BULLONATA :

N° bulloni di giunto	su anima	0	su ali	52
N° sezioni resistenti				1
diametro bulloni / fori	bulloni (mm)	20	fori (mm)	22
classe bulloni	CL.	10.9	$\gamma_{Mb} =$	1,25
area sezione gambo	A (cm ²)	3,14	 <p>w ings joint plate w eb joint plate</p>	
area sezione filetto	A_s (cm ²)	2,45		
resistenza a rottura	f_{ub} (kN/cm ²)	100,00		
forza di precarico	$F_{p,Cd}$ (kN)	171,53		

$F_{V,Ed} = N_{Ed,S.L.U} / (n_s \cdot n_b) =$ 36,59 kN
 $F_{V,Rd} = 0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb} =$ 117,62 kN > 36,59 kN

RESISTENZA AL RIFOLLAMENTO :

elemento $F_{b,Ed} = N_{Ed,S.L.U} / (n_s \cdot n_b) =$ 36,59 kN $\alpha_b =$ 0,8106061
 $F_{b,Rd} = (2,5 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d_b \cdot t) / \gamma_{Mb} =$ 272,85 kN > 36,59 kN

piatto nodale $F_{b,Ed} = N_{Ed,S.L.U} / (n_p \cdot n_b) =$ 36,59 kN N° piatti = 2
 $F_{b,Rd} = (2,5 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d_b \cdot t) / \gamma_{Mb} =$ 272,85 kN > 36,59 kN

RESISTENZA ALLO SCORRIMENTO :

forza resistente totale : $F_{S,Rd} = k_s \cdot n_s \cdot \mu \cdot F_{p,Cd} / \gamma_{ms} =$ 0,00 kN > 0,00 kN

VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE :

$\mu =$ coeff.attr. $\gamma_{Ms} =$

RESISTENZA PLASTICA A TRAZIONE DELL'ELEMENTO COLLEGATO :

area lorda del profilo collegato : $A =$ 133,5 cm²

$f_y = \text{kN/cm}^2$	35,50
$f_u = \text{kN/cm}^2$	51,00

$N_{t,Rd} = \min. \left\{ \begin{array}{l} N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 4739 \text{ kN} \\ N_{u,Rd} = k \cdot A_{net} \cdot f_{y,u} / \gamma_{Mj} = 12638 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow N_{t,Rd} =$ 4739 kN

$\gamma_{M0} =$ 1
 $\gamma_{M2} =$ 1,25

$f_{y,u} = f_u$
 $M_j = M2$

$R_{j,d} \geq \gamma_{0v} \cdot 1,1 \cdot N_{t,Rd} =$ 5734 kN

bulloni : $R_{j,d} = F_{V,Rd} \cdot n_b \cdot n_s =$	6116	piatto nodale elemento collegato
rifollamento : $R_{j,d} = F_{b,Rd} \cdot (n_b \cdot n_p) =$	14188	
rifollamento : $R_{j,d} = F_{b,Rd} \cdot (n_b \cdot n_s) =$	14188	
scorrimento : $R_{j,d} = F_{S,Rd} \cdot (n_b \cdot n_s) =$	0	

GERARCHIA DELLE RESISTENZE PER ELEMENTO DISSIPATIVO DI STRUTTURA AD ALTA DUTTILITA'

$F_{V,Rd} / F_{V,Ed} > F_{b,Rd} / F_{b,Ed} > N_{u,Rd} / N_{Ed} > N_{pl,Rd} / N_{Ed}$ NON RICH.

VERIFICA GIUNTO DI ESTREMITA'

PROFILO HEA 340 $N_{Ed} = \text{kN}$ 1902,6 C.C. sismica bassa duttilità

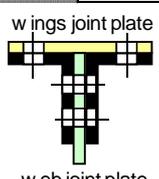
tipo di giunto unione a taglio tipo di acciaio S 355 $\gamma_{M0} =$ 1
 $\gamma_{0v} =$ 1,10

profilo HEA profilo laminato a caldo $A_{tot} = \text{cm}^2$ 373,2 $A_{net} = \text{cm}^2$ 341,52

sp. anima profilo = cm		n° fori sull'anima =	
sp. ala (se collegata) = cm	1,65	n° fori sulle ali =	8
sp. piatto di giunto = cm	1,65	passo minimo = cm	8,00
N° piatti di giunto anima =		dist. da bordo = cm	5,00

ali collegate con piatto singolo

CALCOLO DELL'UNIONE BULLONATA :

N° bulloni di giunto	su anima		su ali	44
N° sezioni resistenti		0		1
diametro bulloni / fori	bulloni (mm)	22	fori (mm)	24
classe bulloni		CL. 10.9	$\gamma_{Mb} =$	1,25
area sezione gambo	A (cm ²)	3,80	 <p>wings joint plate</p> <p>w eb joint plate</p>	
area sezione filetto	A _s (cm ²)	2,97		
resistenza a rottura	f _{ub} (kN/cm ²)	100,00		
forza di precarico	F _{p,Cd} (kN)	207,55		

$F_{V,Ed} = N_{Ed,S.L.U} / (n_s \cdot n_b) =$ 43,24 kN
 $F_{V,Rd} = 0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb} =$ 142,32 kN > 43,24 kN

RESISTENZA AL RIFOLLAMENTO :

elemento $F_{b,Ed} = N_{Ed,S.L.U} / (n_s \cdot n_b) =$ 43,24 kN $\alpha_b =$ 0,8611111
 $F_{b,Rd} = (2,5 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d_b \cdot t) / \gamma_{Mb} =$ 318,83 kN > 43,24 kN

piatto nodale $F_{b,Ed} = N_{Ed,S.L.U} / (n_p \cdot n_b) =$ 43,24 kN N° piatti = 2
 $F_{b,Rd} = (2,5 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d_b \cdot t) / \gamma_{Mb} =$ 318,83 kN > 43,24 kN

RESISTENZA ALLO SCORRIMENTO :

forza resistente totale : $F_{S,Rd} = k_s \cdot n_s \cdot \mu \cdot F_{p,Cd} / \gamma_{ms} =$ 0,00 kN > 0,00 kN

VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE :

$\mu =$ coeff.attr. $\gamma_{Ms} =$

RESISTENZA PLASTICA A TRAZIONE DELL'ELEMENTO COLLEGATO :

area lorda del profilo collegato : A = 133,5 cm²

f _y = kN/cm ²	35,50
f _u = kN/cm ²	51,00

$N_{t,Rd} = \min. \left\{ \begin{array}{l} N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 4739 \text{ kN} \\ N_{u,Rd} = k \cdot A_{net} \cdot f_{y,u} / \gamma_{Mj} = 12541 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow N_{t,Rd} =$ 4739 kN

$\gamma_{M0} =$ 1
 $\gamma_{M2} =$ 1,25

f_{y,u} = f_u
M_j = M2

$R_{j,d} \geq \gamma_{0v} \cdot 1,1 \cdot N_{t,Rd} =$ 5734 kN

bulloni : R _{j,d} = F _{V,Rd} · n _b · n _s =	6262	kN
rifollamento : R _{j,d} = F _{b,Rd} · (n _b · n _p) =	14029	kN
rifollamento : R _{j,d} = F _{b,Rd} · (n _b · n _s) =	14029	kN
scorrimento : R _{j,d} = F _{S,Rd} · (n _b · n _s) =	0	kN

piatto nodale
elemento collegato

GERARCHIA DELLE RESISTENZE PER ELEMENTO DISSIPATIVO DI STRUTTURA AD ALTA DUTTILITA'

$F_{V,Rd} / F_{V,Ed} > F_{b,Rd} / F_{b,Ed} > N_{u,Rd} / N_{Ed} > N_{pl,Rd} / N_{Ed}$ NON RICH.

In entrambi i casi la gerarchia delle resistenze è verificata e il giunto risulta sovreresistente al profilo del diagonale teso garantendo la dissipazione in quest'ultimo.

Conclusioni:

il calcolo di un sistema di controvento a V rovescio in condizioni sismiche è, a mio avviso, trattato in modo incompleto e poco chiaro sia dalla norma europea che dalla norma italiana..... mi chiedo se mai qualcuno abbia tentato di applicare a casi reali il metodo dello sbilanciamento delle forze per la verifica del traverso del controvento e se si sia mai posto il problema di un risultato talmente penalizzante da suscitare dubbi e perplessità sul comportamento "fisico" del sistema. Alcune ricerche effettuate in ambiente universitario hanno evidenziato quanto sia importante ragionare in termini di deformazione piuttosto che di forze limite e quanta importanza assuma la scelta del tipo di vincolo del traverso alle colonne. Inoltre la rigidità flessionale del traverso e la conseguente sua deformabilità inducono riduzione delle forze di trazione e compressione nei diagonali a V che non vengono tenute in conto in un sistema basato sul puro equilibrio geometrico delle forze. Si è visto nel caso presentato che una certa "vicinanza" tra il metodo delle forze e il metodo delle deformazioni si ha solamente considerando il traverso incastrato alle colonne e la forza di taglio totale ripartita tra parte compressa e parte tesa del traverso attribuendo alla parte compressa una percentuale del taglio globale variabile dal 50% al 70% a seconda della resistenza all'instabilità per compressione dei diagonali superiori.

In ogni caso il metodo delle forze sbilanciate porta ad avere un traverso dotato di altissima resistenza flessionale nel piano del telaio tanto maggiore quanto maggiore è la resistenza plastica a trazione dei diagonali.

Ciò richiede un dimensionamento dei diagonali al limite della resistenza alla instabilità plastica a compressione (minima sezione) sfatando il "mito" che un diagonale forte dia maggior stabilità globale al sistema di controvento.

D'altra parte essendo proprio il diagonale teso e il diagonale compresso del sistema a V rovescio gli elementi in cui risiede la capacità dissipativa della struttura, gli altri elementi della struttura (traverso e colonne) devono essere dotati di "opportuna" sovreresistenza onde garantire il prioritario snervamento dell'elemento teso.

L'attenzione che un progettista deve porre nel calcolo è quella di non cedere alla tentazione di prevedere l'utilizzo di sezioni "pesanti" per i diagonali poiché queste possono richiedere un traverso di resistenza plastica flessionale maggiore addirittura di quella delle colonne venendo così meno al principio di gerarchia della resistenza trave-colonna quando, a snervamento avvenuto del diagonale teso, la resistenza residua della struttura potrebbe essere affidata proprio al collegamento flesso-resistente del traverso alla colonna se realizzato (anche per ragioni costruttive) come nodo rigido.

Infine la verifica del diagonale teso (elemento dissipativo) richiede un sovradimensionamento del giunto realizzato con bulloni resistenti a taglio che è facilmente realizzabile in base alla norma EN 1998-1-1 ma diviene pesantemente penalizzato da rinforzi significativi in base alla norma NTC 2008. Anche l'unione bullonata condiziona pesantemente la sezione di giunto poiché il diametro e il numero di fori in una sezione trasversale contribuiscono a definire la sezione netta che deve soddisfare il criterio di sovreresistenza della norma. Un diametro maggiore dei bulloni ne limiterebbe il numero ma il maggior diametro dei fori richiede un incremento dei rinforzi. Il paradosso è che la sezione del diagonale deve essere la minore possibile per non sollecitare pesantemente il traverso e allo stesso tempo deve essere la maggiore possibile almeno nella sezione di giunto perché la resistenza del giunto stesso in tutte le sue componenti (bulloni, piatti nodali, sezione del profilo) sia maggiore della resistenza plastica dell'elemento dissipativo (diagonale).

Bibliografia:

1) Mazzolani F.M. (2007). Corso di Aggiornamento Professionale alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni: Edifici in acciaio in zona sismica - www.ordineingegnerinapoli.it/news/documenti/corsosismica2007-mazzolani.pdf

2) Leone D. & Castagnone A. (2007). Eurocodice 3: utilizzo pratico, progettazione delle strutture in acciaio. Ed. Sistemi Editoriali vol. E118.