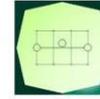


CONCEDENTE



CONCESSIONARIA



SOCIETÀ DI PROGETTO  
BREBEMI SPA

CUP E3 1 B05000390007

COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE  
DI CONNESSIONE TRA LE CITTA' DI  
BRESCIA E MILANO

PROCEDURA AUTORIZZATIVA D. LGS 163/2006  
DELIBERA C.I.P.E. DI APPROVAZIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO N° 19/2016

INTERCONNESSIONE A35-A4  
PROGETTO ESECUTIVO

I - INTERCONNESSIONE  
I1 - INTERCONNESSIONE A35-A4  
BRAX1 - BARRIERA DI TRAVAGLIATO  
PROGETTO STRUTTURALE  
RELAZIONE DI CALCOLO COPERTURA

PROGETTAZIONE:



VERIFICA:

IL PROGETTISTA RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE  
IMPRESA RIZZAROTTI E S. S.P.A.  
DOTT. ING. PIETRO MAZZOLI  
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI PARMA N. 821

IL DIRETTORE TECNICO  
IMPRESA RIZZAROTTI E S. S.P.A.  
DOTT. ING. SABINO DEL BALZO  
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI POTENZA N. 631

APPROVATO SDP

I.D.	IDENTIFICAZIONE ELABORATO														PROGR.		DATA:	
	EMIT.	TIPO	FASE	M.A.	LOTTO	OPERA	PROG. OPERA	TRATTO	PART.	PROGR.	PART. LOC.	STATO	REV.	LUG	2016	SCALA:		
65856	04	RC	E	I	I1	BR	AX1	00	00	002	00	A	00					

ELABORAZIONE PROGETTUALE	REVISIONE									
	N.	REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	DATA	CONTROLLATO	DATA	APPROVATO	
IL PROGETTISTA PIACENTINI INGEGNERI S.R.L. DOTT. ING. LUCA PIACENTINI ORDINE DEGLI INGEGNERI DI BOLOGNA N. 152	A	00	EMISSIONE	29/07/2016	PIACENTINI	29/07/2016	MAZZOLI	29/07/2016	MAZZOLI	

	<b>IL CONCEDENTE</b> 	<b>IL CONCESSIONARIO</b> <p>Società di Progetto Brebemi SpA</p>
--	--------------------------	--

IL PRESENTE DOCUMENTO NON POTRA' ESSERE COPIATO, RIPRODOTTO O ALTAMENTE PUBBLICATO, IN TUTTO O IN PARTE, SENZA IL CONSENSO SCRITTO DELLA SdP BREBEMI S.P.A. OGNI UTILIZZO NON AUTORIZZATO SARÀ PERSEGUITO A NORMA DI LEGGE  
THIS DOCUMENT MAY NOT BE COPIED, REPRODUCED OR PUBLISHED, EITHER IN PART OR IN ITS ENTIRETY, WITHOUT THE WRITTEN PERMISSION OF SdP BREBEMI S.P.A. UNAUTHORIZED USE WILL BE PROSECUTED BY LAW

## INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE.....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE DEL TERRENO.....</b>	<b>5</b>
<b>5</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI.....</b>	<b>7</b>
5.1	SOLAIO COPERTURA STRUTTURA METALLICA .....	7
5.2	SOLAIO COPERTURA STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO .....	7
5.3	DETERMINAZIONE DELLE MASSE SISMICHE.....	9
5.4	CRITERI E DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA .....	9
5.5	DETERMINAZIONE DELLE AZIONI SISMICHE .....	10
5.6	DETERMINAZIONE DEL FATTORE DI STRUTTURA.....	11
5.7	COMBINAZIONE DELLE AZIONI SISMICHE .....	12
5.8	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI.....	13
5.9	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI VERTICALI .....	14
5.10	RAPPRESENTAZIONE DEGLI SPETTRI.....	14
<b>6</b>	<b>MODELLAZIONE.....</b>	<b>16</b>
<b>7</b>	<b>ANALISI DINAMICA MODALE.....</b>	<b>16</b>
7.1	DETERMINAZIONE DELLE FREQUENZE NATURALI .....	16
7.2	MASSE PARTECIPANTI.....	21
<b>8</b>	<b>VERIFICHE ALLO SLU.....</b>	<b>22</b>
8.1	EFFETTI DEL SECONDO ORDINE SULLE COLONNE .....	22
8.2	PILASTRO Ø50 .....	22
8.2.1	<i>Verifica a presso-flessione .....</i>	<i>22</i>
8.2.2	<i>Verifica a taglio .....</i>	<i>23</i>
8.3	VERIFICA ARCARECCI IPE300 .....	23
8.4	IPE400 CON SBALZO 480CM - BARRIERA.....	26
8.5	VERIFICA TRAVE HEB400.....	27
8.5.1	<i>Verifica a presso-flessione .....</i>	<i>27</i>
8.5.2	<i>Verifica a taglio .....</i>	<i>28</i>
8.6	VERIFICA CONTROVENTO L90X9 .....	29
8.7	COLLEGAMENTO COLONNA TUBOLARE Ø508 ALLA FONDAZIONE .....	29
8.8	COLLEGAMENTO TRAVE HE 400 B – COLONNA Ø508.....	30
8.9	VERIFICA COLLEGAMENTO IPE400 – IPE400.....	32
8.9.1	<i>Verifica a flessione del collegamento.....</i>	<i>32</i>
8.9.2	<i>Verifica a taglio del collegamento .....</i>	<i>32</i>
<b>9</b>	<b>VERIFICHE ALLO SLD E SLO .....</b>	<b>35</b>

APPROVATO SDP



	Doc. N. 65886-BRAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1BRAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 3 di 33
--	--------------------------------	---	-------------	-------------------

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione è riferita alla costruzione di *coperture metalliche*, da realizzare in corrispondenza della barriera di esazione di Travagliato, facenti parte del collegamento autostradale tra le città di Brescia e Milano, e delle *strutture di completamento* delle stesse, costituite da collegamenti interrati tra le varie postazioni e da palazzine uffici. Le opere si inseriscono nell'ambito del Progetto Esecutivo dell'interconnessione A35-A4.

Le strutture di copertura verranno interamente realizzate in acciaio mentre i pilastri sono previsti in cemento armato rivestiti con *camicia* in acciaio. In particolare si prevede l'utilizzo di tubolari strutturali (commerciali)  $\varnothing 508$  sp10mm. Le strutture di elevazione verticali si innesteranno su pareti in cemento armato facenti parti del sistema di collegamento interrato, e sempre in cemento armato saranno realizzate le palazzine ad uso uffici.

Il dimensionamento della struttura è stato svolto secondo le indicazioni fornite dal D.M 14.01.2008.

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**



	Doc. N. 65886-BRAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1BRAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 4 di 33
--	--------------------------------	---	-------------	-------------------

## 2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore.

- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008
- UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni sulle strutture - Azioni in generale - Azioni termiche
- UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Azioni sulle strutture - Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Progettazione delle strutture in acciaio - Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione delle strutture in acciaio - Progettazione dei collegamenti
- UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**



### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali impiegati sono i seguenti:

- calcestruzzo di cemento classe C30/37 Kg/cm<sup>2</sup>;
- acciaio da cemento armato tipo B450C controllato in stabilimento;
- acciaio per profilati Fe430C

I parametri meccanici assunti alla base del progetto e delle verifiche strutturali sono i seguenti:

Calcestruzzo C30/37	: fck= 30 MPa
	: $\gamma_s=1.6$
	: fcd= 18.75 MPa
Acciaio da cemento armato B450C contr.stab.	: fyk = 450 MPa;
	: ftk = 540 MPa;
	: $\gamma_s=1.15$
	: fyd=391.3MPa
Acciaio per profilati Fe430C	: fyk = 275 MPa;
	: E = 210000 MPa;

### 4 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Su ogni barriera è stata effettuata una campagna geognostica volta alla caratterizzazione del terreno di fondazione con particolare riferimento alla specificazione del profilo stratigrafico. La **categoria di sottosuolo** è classificabile, ai fini dell'analisi sismica come terreno di **tipo C**, ovvero:

*"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{S30}$  compresi tra 180m/s e 360m/s (ovvero  $15 < N_{SPT} < 50$ , o coesione non drenata compresa tra  $70 < c_u < 250$  kPa)".*

Relativamente alle caratteristiche della **superficie topografica** si è assunta una **categoria T1**, ovvero: *"Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i < 15^\circ$ ".*

Si riportano le tabelle relative alla determinazione dei parametri per la definizione degli spettri

Tabella 3.2.V – Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

**Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$** 

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

APPROVATO SDP

## 5 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito le analisi dei carichi effettuate per la determinazione delle sollecitazioni di progetto.

### 5.1 Solaio Copertura struttura metallica

Lamiera di copertura tipo Riverclack

Pannelli coibentati

Lamiera e controsoffittatura

**Totale Sovraccarico Permanente** **50daN/m<sup>2</sup>**

Neve 150daN/m<sup>2</sup>

**Totale Sovraccarico Variabile** **150daN/m<sup>2</sup>**

### 5.2 Solaio copertura strutture in cemento armato

#### IMPALCATO 3

##### Solaio SA

Solaio in predalles H=20+5cm 320daN/m<sup>2</sup>

Impermeabilizzazione e coibentazione 10daN/m<sup>2</sup>

Massetto (spessore medio 5cm) 120daN/m<sup>2</sup>

**Totale Sovraccarico Permanente** **450daN/m<sup>2</sup>**

Copertura non accessibile 50daN/m<sup>2</sup>

**Totale Sovraccarico Variabile** **50daN/m<sup>2</sup>**

#### IMPALCATO 2

##### Solaio SA

Solaio getto pieno cls H=25cm 625daN/m<sup>2</sup>

Pavimento 40daN/m<sup>2</sup>

Caldana (spessore 4cm) 80daN/m<sup>2</sup>

Massetto alleggerito 420 Kg/mc (spessore medio 5cm) 20daN/m<sup>2</sup>

**Totale Sovraccarico Permanente** **765daN/m<sup>2</sup>**

Uffici 300daN/m<sup>2</sup>

**Totale Sovraccarico Variabile** **300daN/m<sup>2</sup>**

APPROVATO SDR

Progetto  
Brebemi SpA  


**Solaio SB**

Solaio in predalles H=20+5cm	320daN/m <sup>2</sup>
Pavimento	40daN/m <sup>2</sup>
Caldana (spessore 4cm)	80daN/m <sup>2</sup>
Massetto alleggerito 420 Kg/mc (spessore medio 5cm)	20daN/m <sup>2</sup>
<b>Totale Sovraccarico Permanente</b>	<b>460daN/m<sup>2</sup></b>
Uffici	300daN/m <sup>2</sup>
<b>Totale Sovraccarico Variabile</b>	<b>300daN/m<sup>2</sup></b>

**Solaio SC**

Solaio in predalles H=20+5cm	320daN/m <sup>2</sup>
Impermeabilizzazione	10daN/m <sup>2</sup>
Massetto (spessore medio 5cm)	120daN/m <sup>2</sup>
<b>Totale Sovraccarico Permanente</b>	<b>450daN/m<sup>2</sup></b>
Copertura - Neve	150daN/m <sup>2</sup>
<b>Totale Sovraccarico Variabile</b>	<b>150daN/m<sup>2</sup></b>

**IMPALCATO 1****Solaio SA**

Solaio getto pieno cls H=40cm	1000daN/m <sup>2</sup>
Pavimento in cls 2400 Kg/mc (spessore 20cm)	480daN/m <sup>2</sup>
<b>Totale Sovraccarico Permanente</b>	<b>1480daN/m<sup>2</sup></b>
Strada di PRIMA CATEGORIA	
<b>Totale Sovraccarico Variabile</b>	

**Solaio SB**

Solaio getto pieno cls H=30cm	750daN/m <sup>2</sup>
Pavimento	40daN/m <sup>2</sup>
Caldana (spessore 4cm)	80daN/m <sup>2</sup>
Massetto alleggerito 420 Kg/mc (spessore medio 5cm)	20daN/m <sup>2</sup>
Vespaio aerato con igloo sp.35cm	250daN/m <sup>2</sup>
Incidenza tramezze	150daN/m <sup>2</sup>
<b>Totale Sovraccarico Permanente</b>	<b>1290daN/m<sup>2</sup></b>
Uffici	300daN/m <sup>2</sup>
<b>Totale Sovraccarico Variabile</b>	<b>300daN/m<sup>2</sup></b>

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Breda SpA

### 5.3 Determinazione delle masse sismiche

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionale così come indicato in 3.2.4 del D.M 14.01.2008.

In particolare la massa è stata determinata secondo la seguente combinazione:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

Dove i valori  $\Psi_{2j}$  sono riportati nella tabella seguente:

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Ai valori sopra riportati vanno aggiunti sovraccarichi permanenti ed i pesi propri strutturali nel loro valore caratteristico.

### 5.4 Criteri e definizione dell'azione sismica

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 (NT).

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti

	Doc. N. 65886-BRAX1-A00.doc	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1BRAX1000000200	REV. A00	FOGLIO 10 di 33
--	--------------------------------	---	-------------	--------------------

strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2., assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

A riguardo del calcolo allo SLV, dovendo la struttura mantenere durante l'evento sismico un comportamento elastico, vengono eseguite le verifiche alle tensioni di esercizio (§ 4.1.2.2.5), assumendo come limite delle tensioni di esercizio quelle adottate per la combinazione caratteristica (rara) (EC2 § 7.2). Tale combinazione, in accordo al punto § 7.10.6.1. (NTC) e alla Circ. 617 § 7.10.6.1. (nella quale si afferma che il sostanziale mantenimento in campo elastico della struttura nelle verifiche allo SLU, fornisce ampie garanzie rispetto alla sicurezza nei confronti dello SLD), consente di ritenere soddisfatte anche le verifiche nei confronti dello SLD.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale ( $V_N$ ) dell'opera è stata assunta pari a 50 anni.  
La classe d'uso assunta è la IV.

Il periodo di riferimento ( $V_R$ ) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:  
 $V_R = V_N \cdot C_u = 100$ anni

## 5.5 Determinazione delle azioni sismiche

L'azione sismica sulla struttura in oggetto è stata calcolata secondo quanto previsto dal D.M 14.01.2008, tramite **analisi lineare dinamica**.

In particolare, le forze di progetto sono state determinate mediante:

- determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella combinazione di questi effetti attraverso una combinazione quadratica completa.

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**



$$E = (\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j)^{1/2} \quad (7.3.3)$$

con:

$E_j$  valore dell'effetto relativo al modo  $j$ ;

$\rho_{ij}$  coefficiente di correlazione tra il modo  $i$  e il modo  $j$ , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1+\beta_{ij})[(1-\beta_{ij})^2+4\xi^2\beta_{ij}]} \quad (7.3.4)$$

$\xi$  smorzamento viscoso dei modi  $i$  e  $j$ ;

$\beta_{ij}$  è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia  $i$ - $j$  di modi ( $\beta_{ij} = T_j/T_i$ ).

Si sono considerati un numero di modi tale da garantire che la somma delle massa modali efficaci sia almeno pari al 85% della massa dell'edificio, e che tutti i modi con massa modale efficace  $\geq 5\%MT$  siano inclusi.

## 5.6 Determinazione del fattore di struttura

Il fattore di struttura è stato determinato per le due direzioni principali della azione sismica

$$q = q_0 \cdot K_R \quad (7.3.1)$$

dove:

$q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha_w/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

$K_R$  è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

In particolare *per strutture in acciaio* in funzione della tipologia strutturale

**Tabella 7.5.II – Limiti superiori dei valori di  $q_0$  per le diverse tipologie strutturali e le diverse classi di duttilità.**

TIPOLOGIA STRUTTURALE	$q_0$	
	CD "B"	CD "A"
a) Strutture intelaiate	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
c) Strutture con controventi eccentrici		
b1) Controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4	4
b2) Controventi concentrici a V	2	2,5
d) Strutture a mensola o a pendolo inverso	2	$2\alpha_w/\alpha_1$
e) Strutture intelaiate con controventi concentrici	4	$4\alpha_w/\alpha_1$
f) Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2	2

Si è considerato per la **direzione longitudinale**  $q_0=2$  (strutture a pendolo inverso) e per la **direzione trasversale**  $q_0=4$  (strutture intelaiate) con classe di duttilità CD "B".

Per la componente verticale si è utilizzato  $q=1.5$ .

Per strutture in calcestruzzo invece, sempre in funzione della tipologia strutturale

Tabella 7.4.I – Valori di  $q_0$

Tipologia	$q_0$	
	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$	$4,5 \alpha_w / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Si è considerato  $q_0=3$  (strutture a pareti debolmente armate) con classe di duttilità CD "B".

## 5.7 Combinazione delle azioni sismiche

Le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio sono state effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni che qui si riporta:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj} \quad (3.2.16)$$

Ai fini della ulteriori verifiche agli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni:

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

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

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

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

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

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

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

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

I valori dei coefficienti  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$  sono così definiti:

**Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

I valori dei coefficienti  $\psi$  sono quelli precedentemente definiti nella tabella 2.5.I.

### 5.8 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali.

In generale lo spettro di risposta elastico normalizzato può essere definito, a seconda dei diversi valori del periodo, come:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \tag{3.2.10}$$

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_s \cdot S_T, \tag{3.2.5}$$

essendo  $S_s$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V) e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI);

$\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55, \tag{3.2.6}$$

dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

$F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

$T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C \cdot T_C^*, \quad (3.2.7)$$

dove  $T_C^*$  è definito al § 3.2 e  $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V);

$T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C / 3, \quad (3.2.8)$$

$T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6. \quad (3.2.9)$$

## 5.9 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \end{aligned} \quad (3.2.10)$$

nelle quali  $T$  e  $S_{ve}$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e  $F_v$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (3.2.11)$$

I parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $S$ ,  $\eta$  sono quelli precedentemente definiti per le componenti orizzontali, mentre i valori di  $S_s$ ,  $T_b$ ,  $T_c$ ,  $T_d$  sono riportati nella seguente tabella.

Tabella 3.2.VII – Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	$S_s$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

## 5.10 Rappresentazione degli spettri

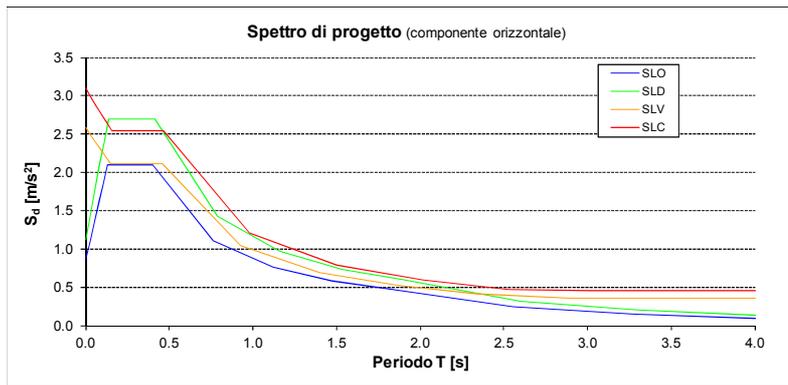
Per gli stati limite ultimi (Stato limite di salvaguardia della vita – Stato limite di prevenzione del Collasso) lo spettro di progetto  $S_d(T)$  utilizzato, sia per la componente verticale che orizzontale, è lo spettro elastico

riferito alla probabilità di superamento nel periodo  $P_{vr}$  con le ordinate ridotte del fattore di struttura  $q$ , precedentemente definito.

Per gli stati limite di esercizio (*Stato limite di operatività – Stato limite di Danno*) lo spettro di progetto  $S_d(T)$  utilizzato, sia per la componente verticale che orizzontale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo  $P_{vr}$ .

Di seguito si riporta la rappresentazione grafica dei diversi spettri introdotti nei paragrafi precedenti.

Coordinate geografiche	Latitudine [DEG sessadecimale]	N	45.5437	Descrizione suolo di fondazione	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_s$ , 30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT,30 < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu,30 < 250$ kPa nei terreni a grana fina).					
	Longitudine [DEG sessadecimale]	E	10.1266							
Suolo e topografia	Cat. suolo di fondazione (A,...E)	C		DATI SPETTRALI	Stati limite d'esercizio					
	Categoria topografica (T1,...T4)	T1				SLO	SLD	SLV	SLC	
Varie	Coeff. di amplificazione topografica	$S_T$	1.0	Probabilità di superamento	$P_{vr}$	81%	63%	10%	5%	
	Vita nominale dell'opera (10, 50, 100)	$V_N$ [anni]	50	Periodo di ritorno	$T_R$ [anni]	60	101	949	1950	
	Classe d'uso (I, II, III, IV)		IV	Accelerazione	$a_g$ [ $m/s^2$ ]	0.579	0.747	1.808	2.288	
	Coefficiente d'uso	$C_U$	2.0	Accelerazione	$a_g/g$	0.059	0.076	0.184	0.233	
Struttura	Periodo di riferimento	$V_R$ [anni]	100	Fattore di amplificazione	$F_0$	2.419	2.414	2.454	2.462	
	Descrizione	Strutture di stazione			Periodo in. velocità costante	$T_C^*$ [s]	0.239	0.252	0.289	0.297
	Massimo fattore di struttura	$q_0$	3	Coefficiente di sottosuolo	$C_C$	1.68	1.65	1.58	1.57	
	Coefficiente riduttivo per regolarità	$K_R$	1	Coeff. di amplif. stratigrafica	$S_S$	1.50	1.50	1.43	1.36	
	Fattore di struttura	$q$	3.0	Coefficiente di sito	$S$	1.50	1.50	1.43	1.36	
	Coeff. di smorz. viscoso equivalente	$\xi$	5%	Periodi	$T_B$ [s]	0.134	0.139	0.152	0.155	
	Fattore di smorzamento viscoso	$\eta$	1.00		$T_C$ [s]	0.402	0.417	0.457	0.466	
	Inverso fattore di struttura	$1/q$	0.33		$T_D$ [s]	1.836	1.905	2.337	2.533	



T [s]	SLO		SLD		SLV		SLC	
	T [s]	$S_d(T)$ [ $m/s^2$ ]						
0.000	0.87	0.000	1.12	0.000	2.58	0.000	3.10	
0.027	1.11	0.028	1.44	0.030	2.49	0.031	2.99	
0.054	1.36	0.056	1.75	0.061	2.39	0.062	2.88	
0.080	1.61	0.083	2.07	0.091	2.30	0.093	2.77	
0.107	1.85	0.111	2.39	0.122	2.21	0.124	2.66	
$T_B$	0.134	2.10	0.139	2.70	0.152	2.11	0.155	2.54
$T_C$	0.40	2.10	0.42	2.70	0.46	2.11	0.47	2.54
	0.76	1.11	0.79	1.43	0.93	1.04	0.98	1.21
	1.12	0.76	1.16	0.97	1.40	0.69	1.50	0.79
	1.48	0.57	1.53	0.74	1.87	0.52	2.02	0.59
$T_D$	1.84	0.46	1.90	0.59	2.34	0.41	2.53	0.47
	2.56	0.24	2.60	0.32	2.89	0.36	3.02	0.46
	3.28	0.14	3.30	0.20	3.45	0.36	3.51	0.46
4.00	0.10	4.00	0.13	4.00	0.36	4.00	0.46	

APPROVATO PER

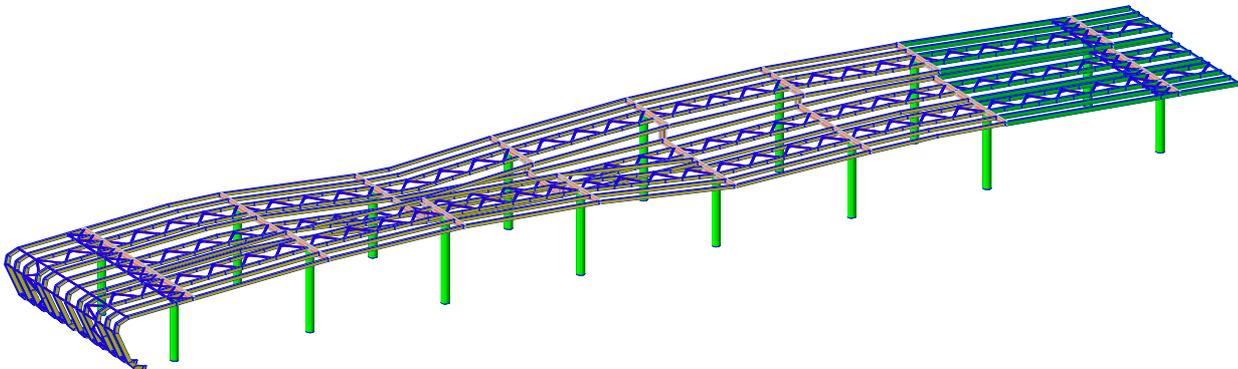
## 6 MODELLAZIONE

Al fine di effettuare l'analisi modale dell'edificio e, successivamente, di determinare le sollecitazioni dimensionanti sia in condizioni sismiche che allo SLU Statico, è stato predisposto un modello ad elementi finiti. Il modello prevede la discretizzazione degli elementi strutturali mediante beam aventi le medesime caratteristiche resistenziali degli elementi strutturali utilizzati nella costruzione.

Ai fini della analisi modale, la massa strutturale e quella dovuta ai sovraccarichi sono schematizzate come masse nodali concentrate.

Lo schema strutturale assunto prevede che gli elementi verticali in c.a. siano incastrati alla base e che le travi a mensola siano collegate tra loro ai diversi piani mediante uno spezzone di trave delle medesime caratteristiche..

### Barriera

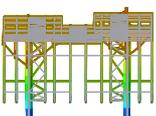
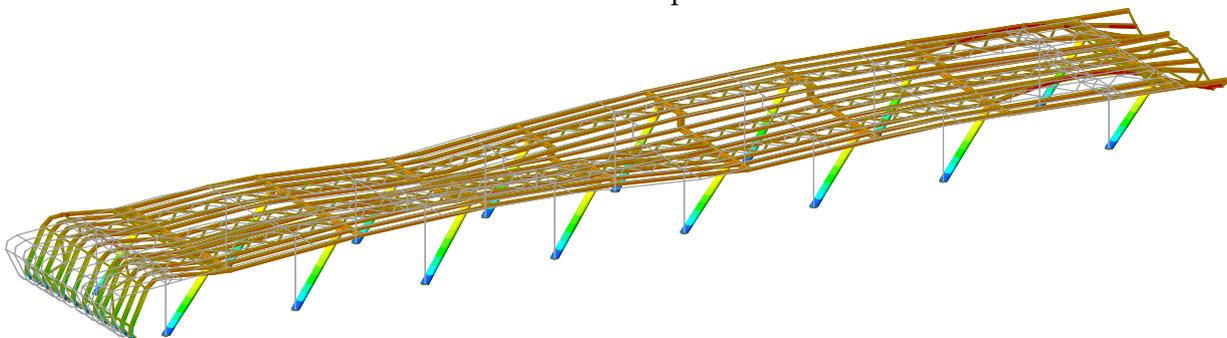


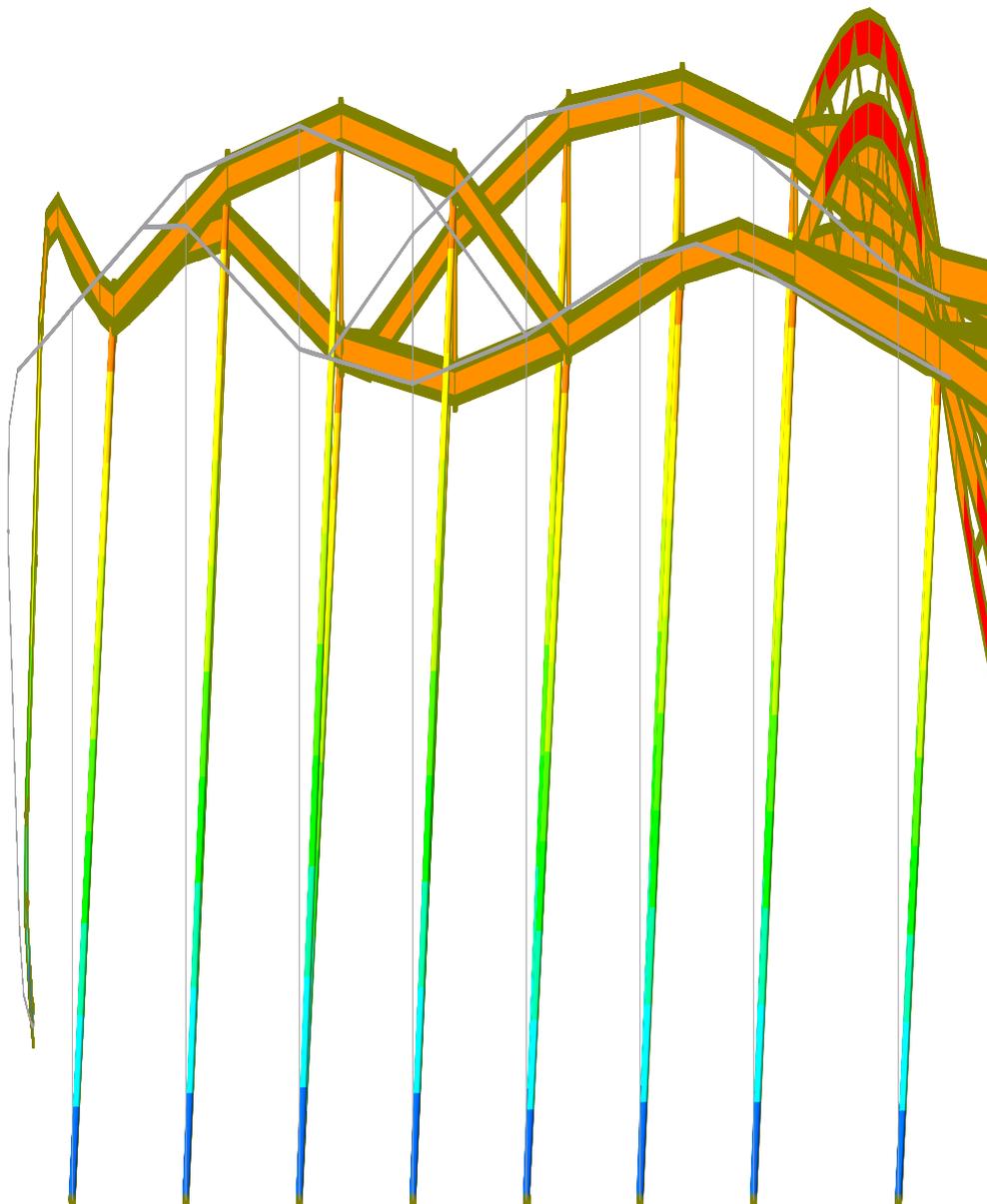
## 7 ANALISI DINAMICA MODALE

### 7.1 Determinazione delle frequenze naturali

Con l'analisi "Natural frequency" sono state determinate le frequenze naturali del sistema. Di seguito si riportano modi principali di vibrare.

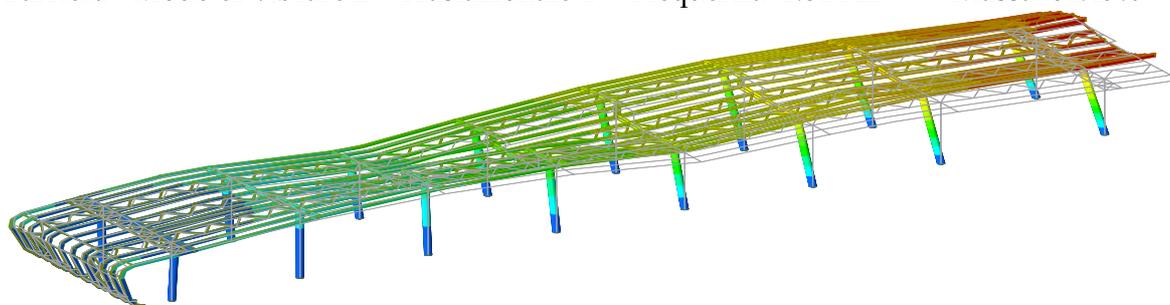
Barriera -Modo di vibrare 1 – Traslazionale X – Frequenza= 1.24Hz      Massa=97.08%





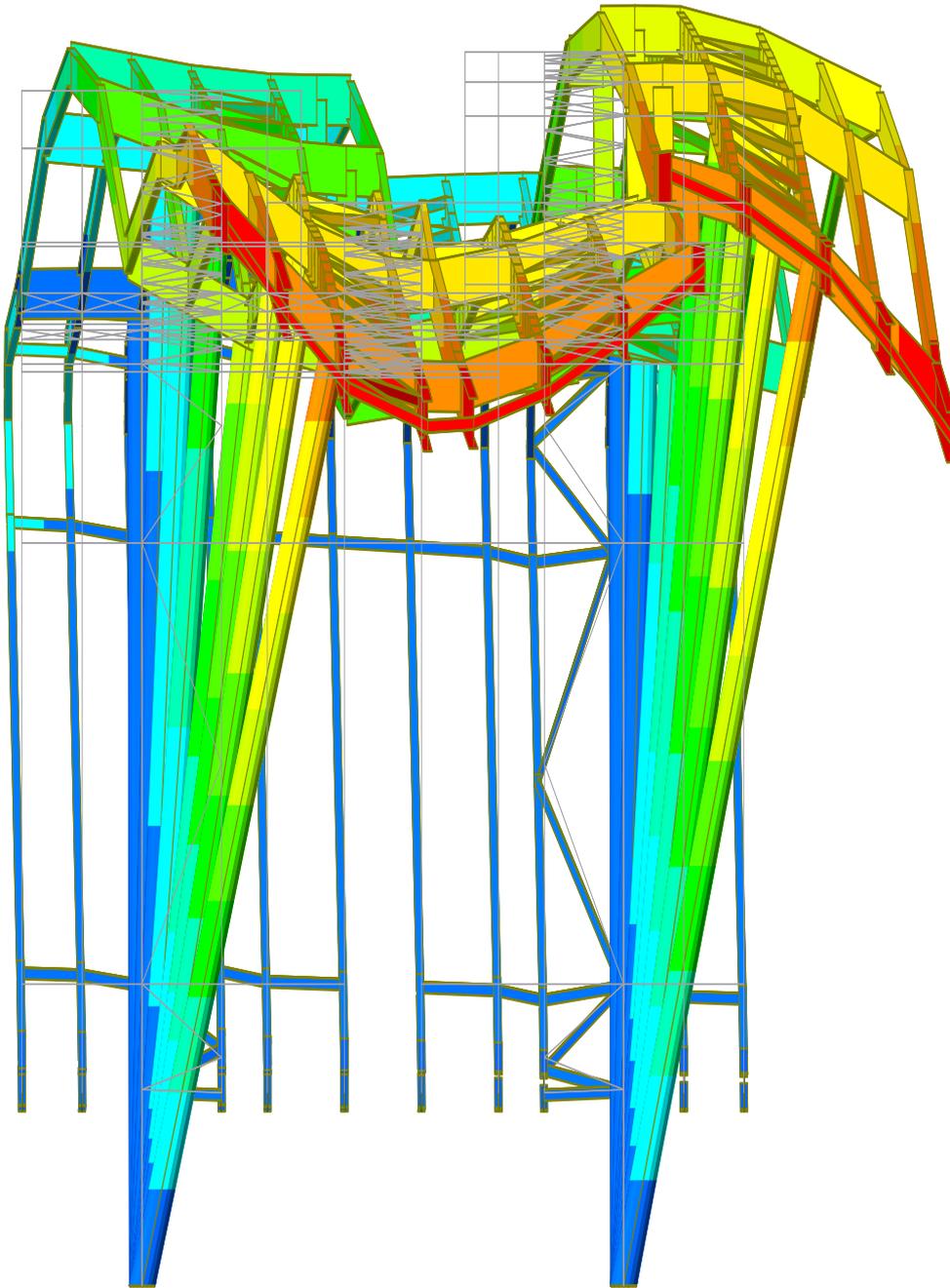
APPROVATO SDP

Barriera - Modo di vibrare 2 – Traslazionale Y – Frequenza=1.81 Hz      Massa=64.43%

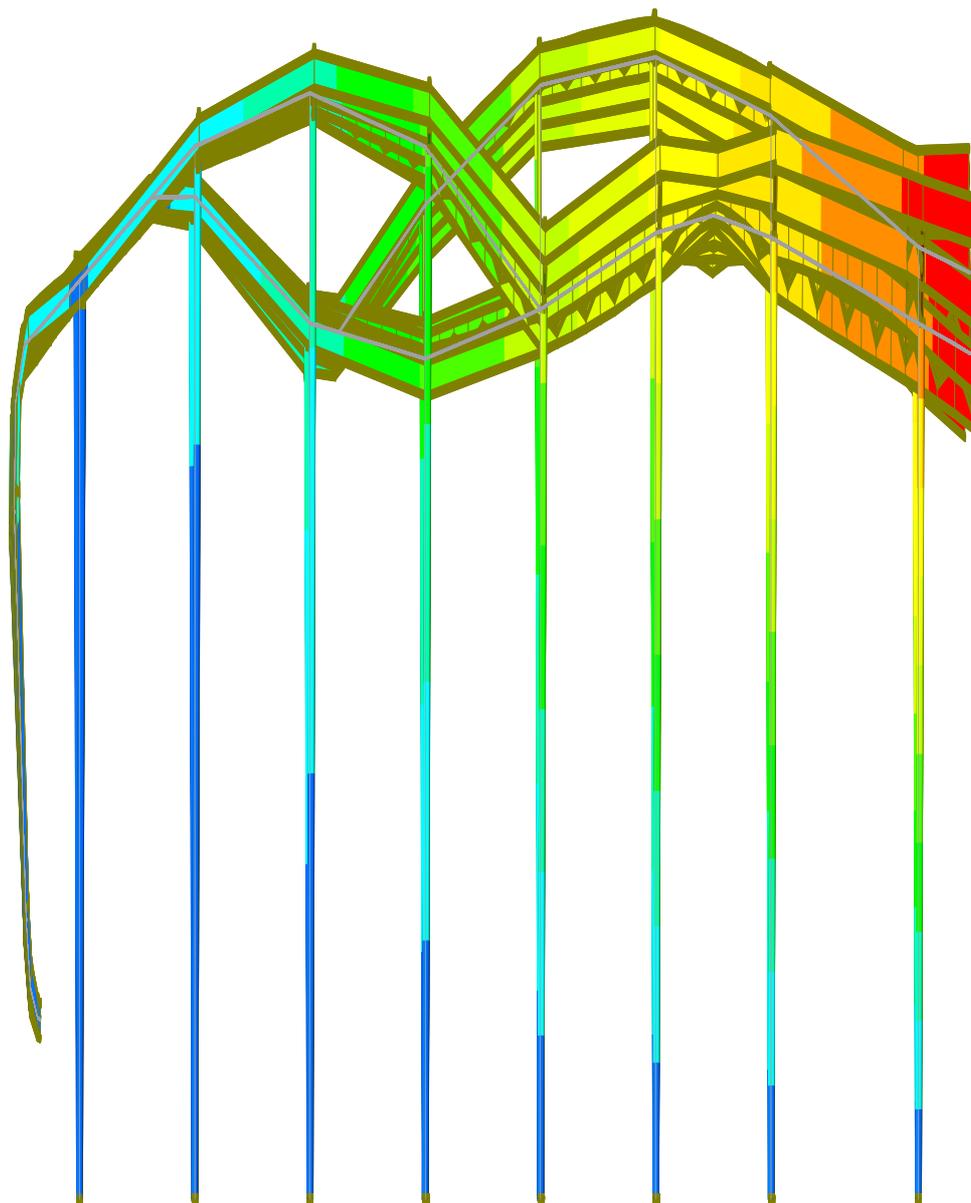


Società di Progetto  
**Brebemi SpA**





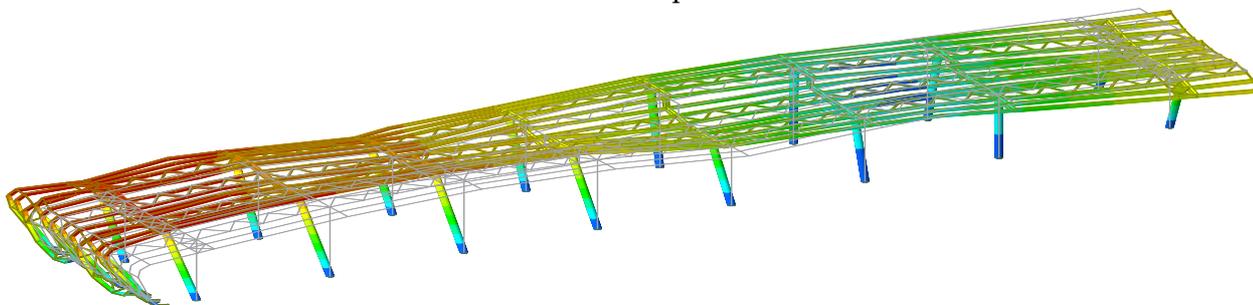
APPROVATO SDP



APPROVATO SDP

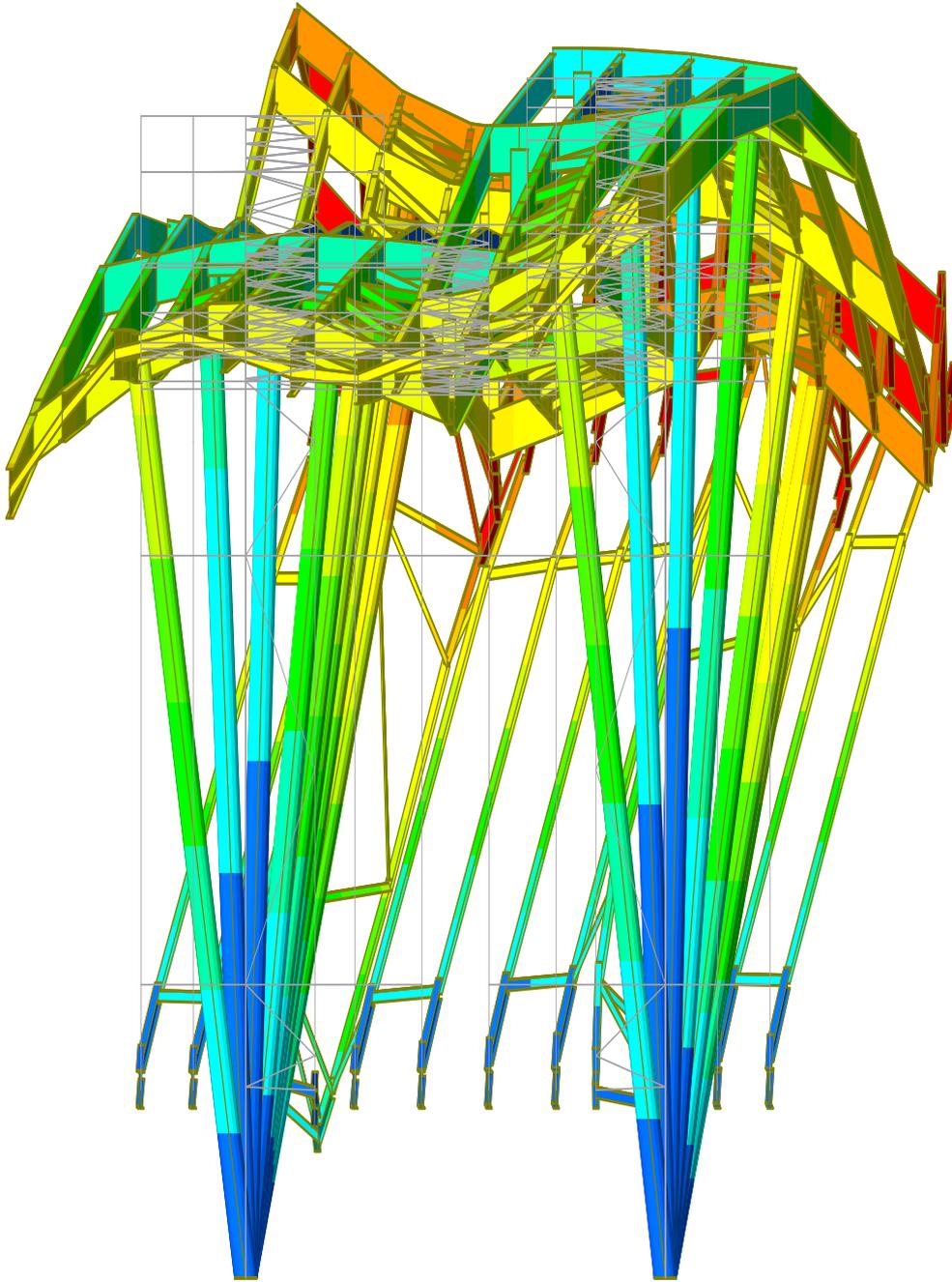
Barriera - Modo di vibrare 3 – Traslazionale Y – Frequenza=2.00 Hz

Massa=30.76%

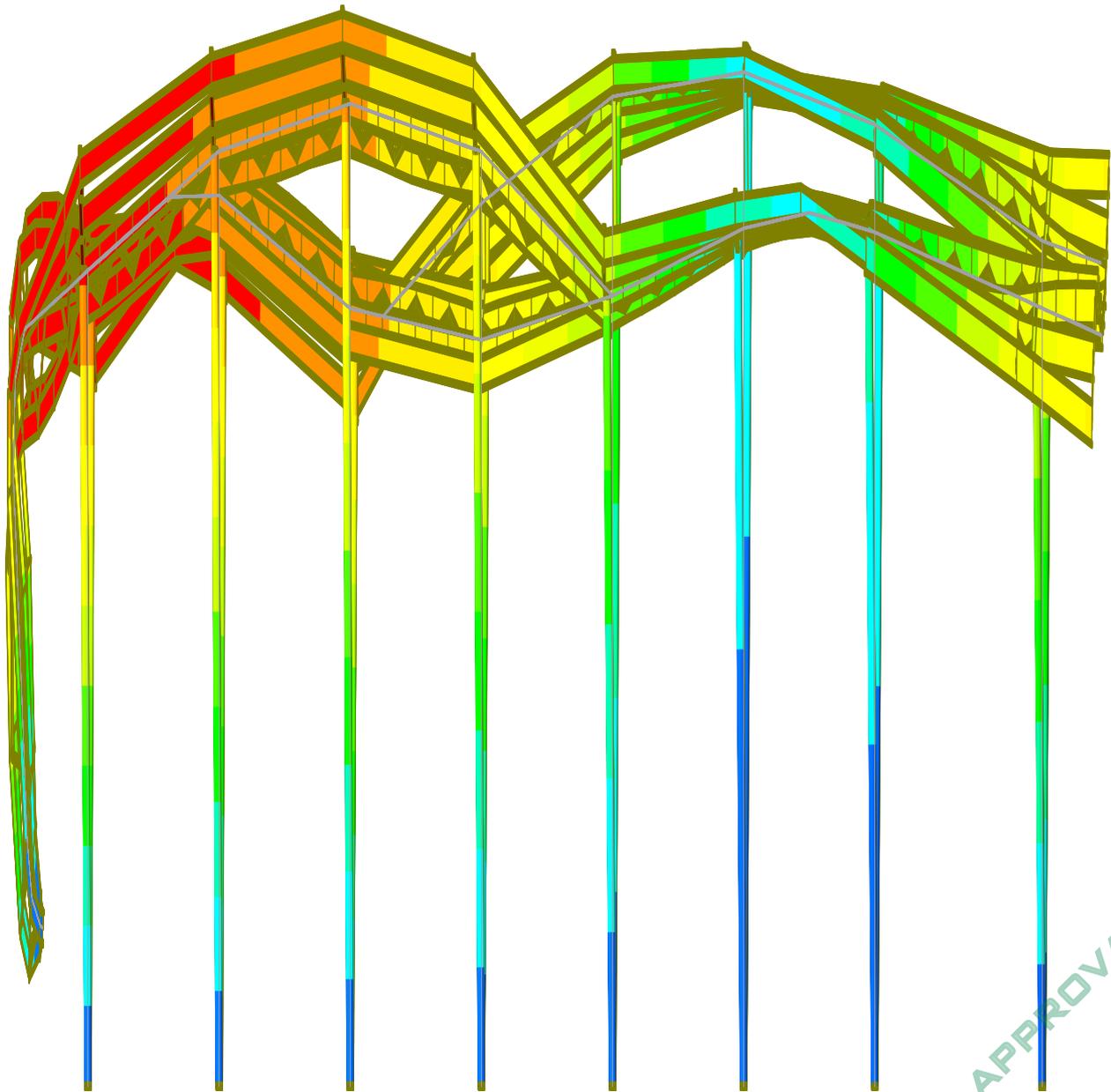


Società di Progetto  
Brebemi SpA





APPROVATO SDP



APPROVATO SDP

## 7.2 Masse partecipanti

Dall'analisi con spettro di risposta è stato possibile individuare i modi che, sommati, permettono di raggiungere una massa partecipante totale superiore a 85% della massa totale per ogni direzione di sollecitazione.

BARRIERA					
Mode No	TRAN-X MASS(%)	SUM(%)	TRAN-Y MASS(%)	SUM(%)	
1	97,08		97,08	0,00	0,00
2	0,00		97,08	64,43	64,43
3	0,01		97,09	30,76	95,19

Società di Progetto  
**Brebemi SpA**



## 8 VERIFICHE ALLO SLU

Di seguito si riportano le principali verifiche effettuate sugli elementi strutturali.

### 8.1 Effetti del secondo ordine sulle colonne

Come indicato in 7.3.1 la possibilità di trascurare gli effetti del secondo ordine allorché sia verificata la relazione:

$$g = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} < 0.1$$

Nel caso in esame, considerando le azioni gravanti sulla colonna maggiormente sollecitata, si ha che  $g < 0.1$ , pertanto è possibile trascurare gli effetti del secondo ordine.

### 8.2 Pilastro ø50

Le strutture di elevazione sono rappresentate da pilastri ø50 sp.10mm (valore superiore al limite di snellezza di cui al pto. 7.6.5 pari a 6.9mm).

I pilastri ø50 hanno altezza variabile da un minimo di 760cm ad un massimo di 810cm.

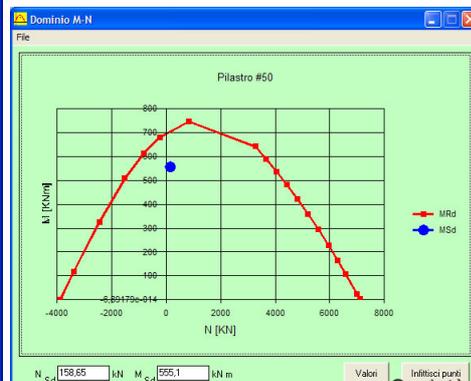
Sono caratterizzati da uno schema statico a mensola per quanto riguarda la direzione longitudinale, mentre in direzione trasversale sono inseriti in un telaio.

Si riporta la condizioni di carico dimensionante per la struttura.

	M sd max	Nsd	T sd max	(KN - m)
Barriera	555,10	158,00	82,93	

#### 8.2.1 VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

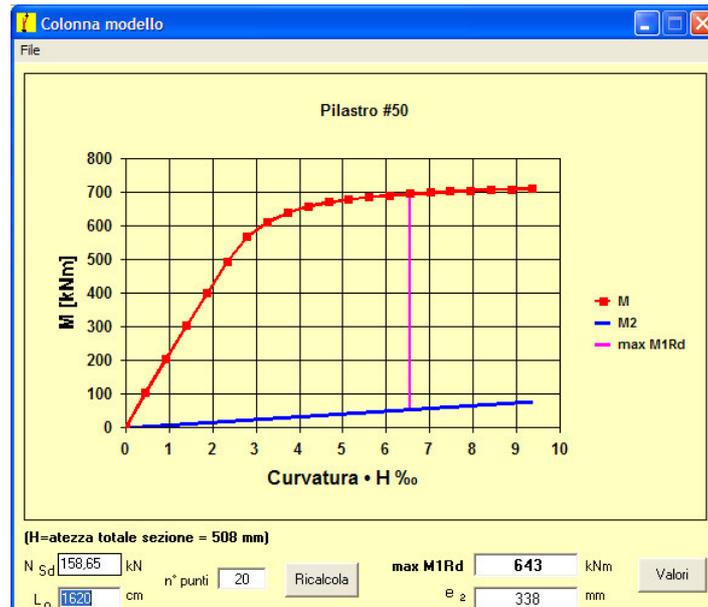
Di seguito sono riportate le verifiche a presso flessione ed instabilità effettuate con il metodo della colonna modello.



Verifica SLU – Pressoflessione – Dominio M-N

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Brebemi SpA



### 8.2.2 VERIFICA A TAGLIO

$$V_{Ed} / V_{pl,Rd} < 1.00$$

Con  $V_{Ed} = 82.93 \text{ KN}$

$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yk}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{mo})$  con  $A_v = 2 \cdot A / \pi$

Considerando unicamente il tubo  $\varnothing 50.8$  spessore 0.8cm.

$V_{pl,Rd} = (80.04 \cdot 2750) / (\sqrt{3} \cdot 1.05) = 1210.3 \text{ KN}$

$V_{Ed} / V_{pl,Rd} = 82.93 / 1210.3 = 0.076 < 1.00$

### 8.3 Verifica arcarecci IPE300

Di seguito si riportano i risultati ottenuti dalle verifiche condotte sugli arcarecci. Gli schemi statici utilizzati sono di trave semplicemente appoggiata alle estremità per gli elementi di tutte le campate ad esclusione dell'ultima ove, in presenza di sbalzi di lunghezza massima 480cm, è prevista la continuità sull'ultimo appoggio.

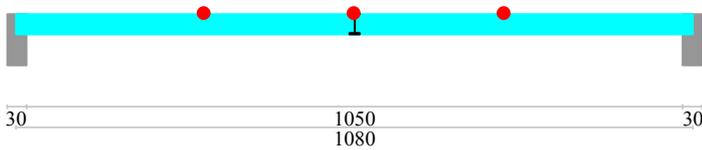
APPROVATO SDR

## ARCARECCIO IPE 300

TRAVE CONTINUA IN ACCIAIO

Metodo di calcolo: stati limite EC3. Valori in daN cm.

Prospetto trave



Svergolamento: con carico di estradosso  
Materiale: Fe430  
Gamma M0 =1.05  
Calcolo coefficienti C1,C2,C3 automatico  
Gamma M1 =1.05

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI						
n.	Profilo	Area	Jx	Wx	Wplx	At
1	IPE330	63	11805	715	807	23

GEOMETRIA DELLE CAMPATE						
campata n.	luce	sezione	estradosso iniziale	estradosso finale	Y asse	
1	1080.0	1	0.0	0.0	0.00	

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI			
appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico verticale
1		30.0	0.0000E+00
2		30.0	0.0000E+00

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE					
	gamma	E	ni	Fy sp<=40mm	Fy sp>40mm
Fe430	0.0078500	2060000	0.300	2750.0	2550.0

AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1			
peso proprio	0.49		
carico uniforme	permanente	variabile	
	1.00	3.00	

Verifica asta 1

campata n°1												
X	Msd	Mrd	Classe	Ro	Vsd	VRd	Msd.sv	Mrd.sv	Classe.sv	Chi	Lambda.ad	
0	0	0	0	0.000	3559	46859	0	0	0	0.00	0.00	
108	345897	2113481	1	0.000	2847	46859	345897	1899028	1	0.90	0.58	
216	614928	2113481	1	0.000	2135	46859	614928	1899028	1	0.90	0.58	
324	807093	2113481	1	0.000	1423	46859	807093	1821388	1	0.86	0.67	
432	922392	2113481	1	0.000	712	46859	922392	1821388	1	0.86	0.67	
540	960825	2113481	1	0.000	0	0	960825	1821388	1	0.86	0.67	
648	922392	2113481	1	0.000	712	46859	922392	1821388	1	0.86	0.67	
756	807093	2113481	1	0.000	1423	46859	807093	1821388	1	0.86	0.67	
864	614928	2113481	1	0.000	2135	46859	614928	1538689	1	0.73	0.91	
972	345897	2113481	1	0.000	2847	46859	345897	1538689	1	0.73	0.91	
1080	0	0	0	0.000	3559	46859	0	0	0	0.00	0.00	

Valori massimi  
Asta sottoutilizzata  
Flessione  
X = 540  
Msd 960825  
Mrd 2113481  
Classe 1  
Ro 0  
Taglio  
X = 0  
Vsd 3559  
VRd 46859  
Svergolamento  
X = 540  
Msd.sv = 960825  
Mrd.sv = 1821388  
Classe.sv = 1  
Chi = 0.67  
Lambda.ad = 0.67

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Brebemi SpA



DEFORMATA

campata	x	f qp	f ra	f fr		
campata n°1	72	0.32	0.69	0.46		
campata n°1	180	0.77	1.65	1.10		
campata n°1	288	1.14	2.45	1.63		
campata n°1	396	1.39	2.99	1.99		
campata n°1	504	1.52	3.25	2.17		
campata n°1	612	1.49	3.20	2.13		
campata n°1	720	1.32	2.84	1.89		
campata n°1	828	1.03	2.21	1.47		
campata n°1	936	0.63	1.35	0.90		
campata n°1	1044	0.16	0.35	0.23		
Valori massimi						
campata	f qp	L/f qp	f ra	L/f ra	f fr	L/f fr
campata n°1	1.52	709	3.27	330	2.18	496

REAZIONI VINCOLARI

appoggio	n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1		3559	806	2426	806	1616	806	1130	806
	2		3559	806	2426	806	1616	806	1130	806

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Brebemi SpA




## 8.4 IPE400 CON SBALZO 480cm - BARRIERA

### SBALZO BARRIERA - 480cm

TRAVE CONTINUA IN ACCIAIO

Metodo di calcolo: stati limite EC3. Valori in daN cm.

Prospetto trave



Svergolamento: con carico di estradosso  
Materiale: Fe430  
Gamma M0 =1.05  
Calcolo coefficienti C1,C2,C3 automatico  
Gamma M1 =1.05

n.	Profilo	Area	Jx	Wx	Wplx	At
2	IPE400	85	23206	1160	1312	32

GEOMETRIA DELLE CAMPATE						
campata n.	luce	sezione	estradosso iniziale	estradosso finale	Y asse	
campata n. 1	1380.0	2	0.0	0.0	0.00	
mensola destra	480.0	2	0.0	0.0	0.00	

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI						
appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico verticale			
1		30.0	0.0000E+00	diretto		
2		30.0	0.0000E+00	diretto		

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE						
	gamma	E	ni	Fy sp<=40mm	Fy sp>40mm	
Fe430	0.0078500	2060000	0.300	2750.0	2550.0	

AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1			
peso proprio	0.66		
carico uniforme	permanente	variabile	
	4.00	0.00	

MENSOLA DESTRA			
peso proprio	0.66		
carico uniforme	permanente	variabile	
	4.00	0.00	

Verifica asta 1

campata n°1											
X	Msd	Mrd	Classe	Ro	Vsd	VRd	Msd.sv	Mrd.sv	Classe.sv	Chi	Lambda.ad
0	0	0	0	0.000	4439	64930	0	0	0	0.00	0.00
460	1301526	3434916	1	0.000	1220	64930	1301526	2638897	1	0.77	0.85
920	1122391	3434916	1	0.000	2194	64930	1122391	2741748	1	0.80	0.80
1380	-753049	3434916	1	0.000	5412	64930	-753049	1767441	1	0.51	1.22

mensola dx											
X	Msd	Mrd	Classe	Ro	Vsd	VRd	Msd.sv	Mrd.sv	Classe.sv	Chi	Lambda.ad
1380	-753049	3434916	1	0.000	3359	64930	-753049	1767441	1	0.51	1.22
1540	-358269	3434916	1	0.000	2239	64930	-358269	3188430	1	0.93	0.49
1700	-89567	3434916	1	0.000	1120	64930	-89567	3138525	1	0.91	0.53
1860	0	0	0	0.000	0	0	0	0	0	0.00	0.00

Valori massimi

Asta sottoutilizzata

Flessione

X = 644

Msd 1407551

Mrd 3434916

Classe 1

Ro 0

Taglio

X = 1380

Vsd 5412

VRd 64930

APPROVATO SDP

Società di Progetto  
Brebemi SpA



## 8.5 Verifica Trave HEB400

### 8.5.1 VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

Per le mensole in acciaio, la condizione di carico dimensionante è quella statica.  
Si riporta la condizione di carico dimensionante per la struttura.

	MySd	MySd	Nsd	Tsd	(KN - m)
Barriera	484,38	15,21	2,50	283,40	

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioCls ?

IPE  IPN  HEAA  HL  Wy  
 HEA  IPEA  HEX  UB  ly  
 HEB  IPEO  HD  UC  g  
 HEM  IPEX  HP  W

Acciaio: S275 (Fe430) ty (N/mm2): 275

Lunghezze di libera inflessione [m]: l<sub>0y</sub> 7 l<sub>0z</sub> 7

N<sub>Sd</sub> [kN]: 2,5

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 320 B	127,0	320	300	11,50	20,50	27,00
HE 340 B	134,0	340	300	12,00	21,50	27,00
HE 360 B	142,0	360	300	12,50	22,50	27,00
HE 400 B	155,0	400	300	13,50	24,00	27,00
HE 450 B	171,0	450	300	14,00	26,00	27,00
HE 500 B	187,0	500	300	14,50	28,00	27,00
UC 550 B	199,0	550	300	15,00	30,00	27,00

Aggiorna Tabella

HE 400 B

N<sub>by,Rd</sub> [kN]: 4.612 M<sub>oy,Rd</sub> [kNm]: 808  
N<sub>bz,Rd</sub> [kN]: 2.677 M<sub>oz,Rd</sub> [kNm]: 276  
V<sub>ply,Rd</sub> [kN]: 1.010 V<sub>plz,Rd</sub> [kNm]: 2.078

g (Kg/m): 155 h (mm): 400 r2 (mm): 0  
b (mm): 300 A (cm2): 197,8 i<sub>y</sub> (cm): 17,08 i<sub>z</sub> (cm): 7,4  
tw (mm): 13,5 I<sub>y</sub> (cm4): 57.680 I<sub>z</sub> (cm4): 10.820 I<sub>T</sub> (cm4): 355,7  
tf (mm): 24 W<sub>y</sub> (cm3): 2.884 W<sub>z</sub> (cm3): 721,3 I<sub>w</sub> (cm6): 3.817.000  
r1 (mm): 27 W<sub>pl,y</sub> (cm3): 3.232 W<sub>pl,z</sub> (cm3): 1.104

Classe Sezione  
Compressione: 1  
Flessione My: 1  
Flessione Mz: 1  
Presso-Flessione: 1

Verifiche  
 Presso-Flessione  
 Svergolamento

Plotta

Caratteristiche sezione

APPROVATO SDR

**Verifica Presso-Flessione - EC3 #5.5.4.**

HE 400 B    Acciaio S275 (Fe430)     $f_y$  (N/mm<sup>2</sup>) 275

$N_{Sd}$  [kN] 2,5

	Inflessione attorno all'asse y-y	z-z
$I_0$ [m]	7	7
Snellezza $\lambda$	40,98	94,59
$N_{b,Rd}$ [kN]	4.612	2.677
$M_Q$ [kNm]	484,38	15,21
$\beta_M$	1,4	1,4
$\mu$	-0,446	-0,777
$k$	1,	1,001
$M_{c,Rd}$ [kNm]	808	276
$M_{Sd}$ [kNm]	484,4	15,21

Resistenza della sezione 0,414    OK ?  
 Instabilità flessio-torsionale 0,753    OK ?

Flessione e compressione assiale - Classe 1 - EC3 #5.5.4.(1)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0,001 + 0,6 + 0,055 = 0,656$$

OK

Pressoflessione

**Resistenza della membratura all'instabilità flessio-torsionale - EC3 #5.5.2.**

HE 400 B    Acciaio S275 (Fe430)     $f_y$  (N/mm<sup>2</sup>) 275

$z_a$  [mm] 0,0    L [m] 7,0 =  $I_{Oz}$  [m]

Coefficienti C:  $C_1$  2,092     $C_2$  0     $C_3$  1  
 Coefficienti di lunghezza efficace:  $k$  0,7     $k_\psi$  1,0

Momento resistente di progetto all'instabilità flessio-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.

$M_{cr}$  [kNm] = 4.283     $M_{c,Rd}$  [kNm] = 808

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{c,Rd} \gamma M_0}{M_{cr}}} = 0,456$$

$\chi_{LT} = 0,938$      $M_{b,Rd}$  [kNm] = 757,5

Resistenza all'instabilità flessio torsionale (flessione e compressione)- Classe 1/2 - EC3 #5.5.4. (2)

$N_{Sd}$  [kN] 2,5     $M_{y,Sd}$  [kNm] 484,38     $M_{z,Sd}$  [kNm] 15,21

$$\frac{N_{Sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{by,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = \frac{2,5}{2.677} + \frac{1 \times 484,4}{757,5} + \frac{1,003 \times 15,21}{276}$$

$$= 0,001 + 0,639 + 0,055 = 0,696$$

OK

Svergolamento

### 8.5.2 VERIFICA A TAGLIO

$$V_{Ed} / V_{pl,Rd} < 1.00$$

Con  $V_{Ed} = 283.40$  KN e  $V_{pl,Rd} = 1010.0$  KN  
 $V_{Ed} / V_{pl,Rd} = 283.40 / 1010.0 = 0.28 < 1.00$

Società di Progetto  
Brebemi SpA

## 8.6 Verifica Controvento L90x9

Si riporta la condizione di carico dimensionante per la struttura.

	Nsd	( KN )
Barriera	54,08	

Il massimo valore di compressione a cui sono soggetti è di 54.08kN su un elemento di 2.35m. Di seguito si riporta la determinazione dell'azione assiale resistente per l'angolare.

**Profili L**

File Tipo Profilo ?

L Uguali  
 L Disuguali

Ordina per:  iy  ly  g

Acciaio: S275 (Fe430) fy (N/mm2): 275

Lunghezze di libera inflessione [m]:  
 $l_{0y}$  2,35  $l_{0z}$  2,35  $l_{0v}$  2,35

$N_{sd}$  [kN] 54

designation	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)
L 60 x 60 x 8	7,1	60	60	8,00	8,00	4,00
L 80 x 80 x 6	7,3	80	80	6,00	10,00	5,00
L 70 x 70 x 7	7,4	70	70	7,00	9,00	4,50
L 90 x 90 x 6	8,0	90	90	6,00	11,00	5,50
L 80 x 80 x 7	8,5	80	80	7,00	10,00	5,00
L 65 x 65 x 9	8,6	65	65	9,00	9,00	4,50

Aggiorna Tabella

Plotta

L 90 x 90 x 6  $N_{by,Rd}$  [kN] 135,6  $N_{bv,Rd}$  [kN] 78,56  
 $N_{bz,Rd}$  [kN] 135,6 ?

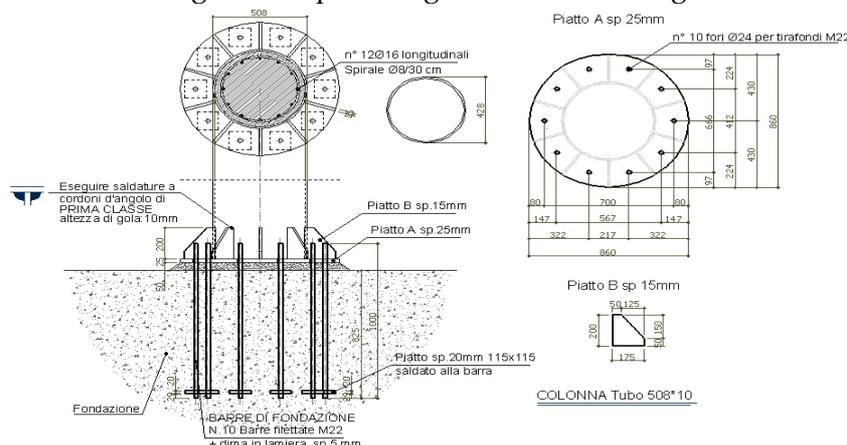
Classe Sezione  
Compressione 4 ?

g (Kg/m): 8  
h (mm): 90 A (cm2): 10,6  
b (mm): 90  $I_y$  (cm4): 80,31  $W_z$  (cm3): 12,18  $I_v$  (cm4): 33,34  
t (mm): 6  $W_y$  (cm3): 12,18  $i_z$  (cm): 2,757  $i_v$  (cm): 1,776  
r1 (mm): 11  $i_y$  (cm): 2,757  $I_u$  (cm4): 127,3  
r2 (mm): 5,5  $I_z$  (cm4): 80,31  $i_u$  (cm): 3,47

Azione assiale resistente minima  
 $78.56kN > 54.08kN$  sollecitante

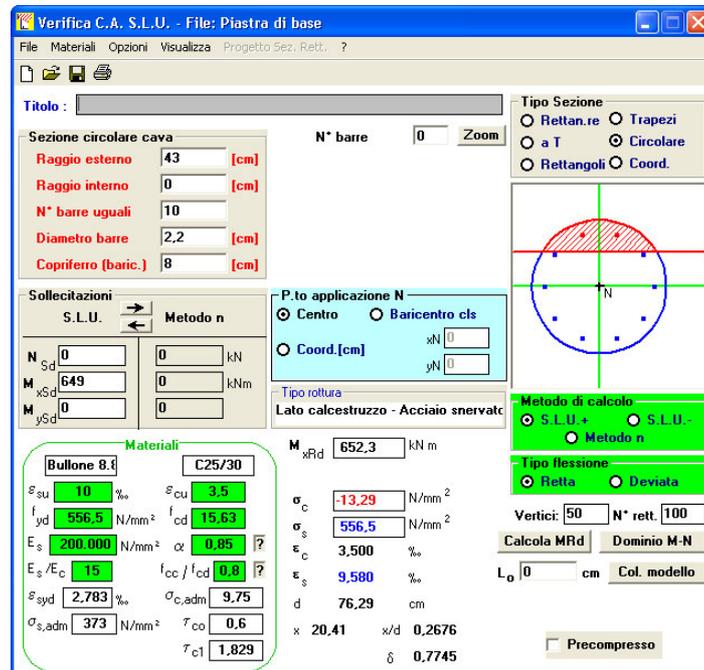
## 8.7 Collegamento colonna tubolare $\varnothing 508$ alla fondazione

Il collegamento è stato effettuato con l'utilizzo di una piastra (PIATTO A) di spessore 25mm, ancorata con 10 tirafondi M22 di classe 8.8. Di seguito si riporta la geometria del collegamento:



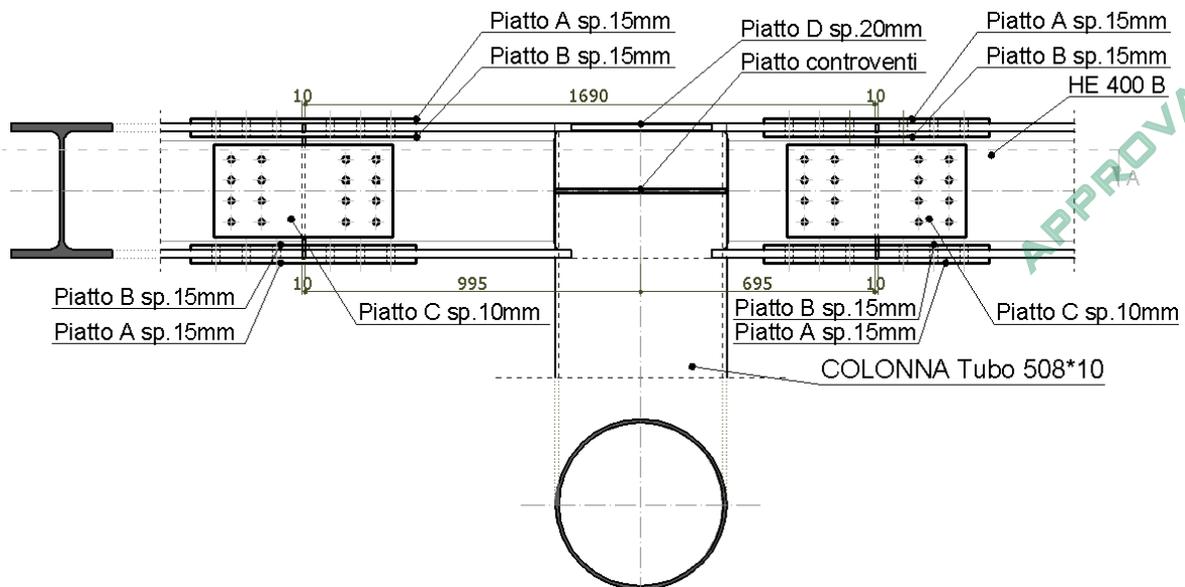
Società di Progetto  
Brebemi SpA

Per il dimensionamento del collegamento, è stato utilizzato come sollecitazione, il momento plastico resistente della colonna tubolare, ovvero:  $M_{pl,Rd} = 649 \text{ kN}$ . Di seguito si riporta la verifica a flessione della piastra di base con i tirafondi:



Si nota come il momento sollecitante sia inferiore a quello resistente. Pertanto la verifica è soddisfatta.

## 8.8 Collegamento TRAVE HE 400 B – COLONNA ø508



Il profilo HE 400 B (indicato in figura con lunghezza 1690mm) è stato privato delle ali in corrispondenza della colonna in modo da garantire la continuità all'anima. Superiormente alla colonna, è stato previsto un piatto (PIATTO D) di spessore 20 mm al fine di trasferire il momento negativo sollecitante da un'ala superiore all'altra. Per rendere inoltre continuo l'intero telaio costituito dalle colonne e dall'HE 400 B, sono stati utilizzati dei collegamenti sia per le ali che per l'anima (PIATTO A, B e C). Alle ali (e quindi ai piatti A e B) è stata affidata l'azione assiale  $N_{Sd} = 12 \text{ kN}$  ed il momento sollecitante  $M_{Sd} = 380 \text{ kNm}$ , che scomposto nella coppia risultante  $R = 380 \text{ kNm/d} = 1000 \text{ kN}$ , dove con d si è indicato la distanza tra i

baricentri delle ali (380mm), da origine alla sollecitazione su ogni ala. Utilizzando piatti di spessore 15 mm si ha che la tensione massima sul piatto A, (ipotizzando di affidare a lui l'intera reazione R), è pari a  $f = (1000000 + 12000/2) \text{ N} / (300 \times 15) = 224 \text{ N/mm}^2$  inferiore alla tensione massima adm. Per il collegamento si sono utilizzati 6 bulloni M22 di classe 8.8: poiché ognuno di essi ha due piani di taglio la sollecitazione sarà  $F_{v,Sd} = 1000/(6 \times 2) = 83.5 \text{ kN}$  che sommata alla componente dovuta all'azione assiale  $N_{Sd} = 12 \text{ kN}/(6 \times 2) = 0.5 \text{ kN}$  dà  $F_{t,Sd} = 84 \text{ kN}$ . La sollecitazione al rifollamento dell'ala sarà quindi  $F_{b,Sd} = 168 \text{ kN}$ . Si riporta la verifica dei bulloni e quella di rifollamento del piatto:

Le verifiche sono quindi soddisfatte.

Ai piatti C di spessore 10 mm è affidato invece il taglio sollecitante:  $V_{Sd} = 230 \text{ kN}$ . Si sono utilizzati 8 bulloni M16 di classe 8.8 la cui sollecitazione per piano di taglio è:  $F_{v,Sd} = 230/(8 \times 2) = 14.4 \text{ kN}$ . Si deve poi tenere in considerazione il momento torcente dovuto al trasporto del taglio nel baricentro delle bullonature:  $M_{V_{Sd}} = 230 \times 0.170 \text{ m} = 39.1 \text{ kNm}$  che danno origine ad una coppia di forze pari a  $R = 39.1/0.1254 = 312 \text{ kN}$ . Quest'ultima viene affidata ai 4 bulloni ciascuno dei quali con due piani di taglio, da cui  $F_{R,Sd} = 312/(4 \times 2) = 39 \text{ kN}$ . Combinando le due azioni si ottiene una risultante pari a  $F_v = 42 \text{ kN}$ , con un'azione di rifollamento sull'anima  $F_{b,Sd} = 84 \text{ kN}$ . La verifica diviene quindi:

Anche in questo caso le verifiche risultano soddisfatte.

Per quanto riguarda il piatto D avente spessore 20mm e diametro 508mm, esso è soggetto ad una trazione dovuta al momento negativo e pari a  $T = 380 \text{ kNm} / 0,38\text{m} = 1000 \text{ kN}$  da sommare alla quota parte di azione assiale dell'ala superiore ovvero  $12/2 = 6 \text{ kN}$ . La tensione massima sul piatto sarà quindi  $f = 1006000 \text{ N} / (508 \times 20) = 100 \text{ N/mm}^2$ , inferiore alla tensione massima. Il piatto è quindi verificato.

APPROVATO SDR

Società di Progetto  
**Brebenji SpA**

## 8.9 VERIFICA COLLEGAMENTO IPE400 – IPE400

Avendo disposto gli arcarecci in luce alle travi principali, in corrispondenza dello sbalzo la continuità è garantita dalla realizzazione di moncherini saldati a completo ripristino della sezione in corrispondenza della HEB400; ad una distanza compatibile con la presenza delle reticolari di falda, è stato predisposto un collegamento giunto – coprigiunto in grado di trasmettere le sollecitazioni di progetto. Di seguito si riportano le principali verifiche condotte.

Le sollecitazioni a cui è sottoposto il collegamento (lato arcareccio interno) per effetto dei carichi di progetto sono le seguenti:

- $M_{sd} = 7926 \text{ daNm}$  (teorico)
- $V_{sd} = 4000 \text{ daN}$

Si assume come ipotesi progettuale che le ali assorbano la sollecitazione di flessione, mentre l'anima sia atta alla trasmissione del taglio.

### 8.9.1 VERIFICA A FLESSIONE DEL COLLEGAMENTO

Il valore di trazione nelle ali è pari a  $\frac{M_{sd}}{h} = \frac{800000}{28.9} = 27682 \text{ daN}$

Su ogni bullone agirà una forza pari a  $F_{vB} = \frac{27682}{n_B \cdot n_{sez}} = \frac{27682}{6 \cdot 2} = 2307 \text{ daN}$

Fig.1. Resistenza Bullone M16  $F_{vrd} = 6029 \text{ daN} > 2307 \text{ daN}$  + Rifollamento ala  $F_{b,Rd} = 15140 > 4614 \text{ daN}$

### 8.9.2 VERIFICA A TAGLIO DEL COLLEGAMENTO

Data la geometria del collegamento, la sollecitazione tagliante/rifollamento a cui sono sottoposti i bullone/piatti dipendono dall'azione tagliante applicata e dal momento di trasporto della stessa nel baricentro delle bullonerie.

Nel caso in esame avremo che:

$$F_{vB} = \frac{4100}{n_B \cdot n_{sez}} = \frac{4100}{6 \cdot 2} = 341.7 \text{ daN} \text{ per effetto del solo taglio}$$

$$F_{MT} = \frac{4100 \cdot 128 \cdot 92}{2 \cdot (4 \cdot 92^2 + 2 \cdot 60^2 + 2 \cdot 70^2)} = 474 \text{ daN}$$

Considerando a favore sicurezza che le azioni agiscano nella stessa direzione si ha che ogni bullone è sollecitato da 815daN.

Fig.1. Resistenza Bullone M16  $F_{v,Rd}=6029daN > 815daN$  + Rifollamento IPE400  $F_{b,Rd}=9632 > 1630daN$

## 9 VERIFICHE ALLO SLD E SLO

Si deve verificare, in termini di spostamenti interpiano, che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la struttura.

Considerando la tipologia degli elementi di tamponamento si è considerato un limite di deformabilità di  $0.005h \leq d_{rp} \leq 0.01h$  per la verifica agli stati limite di danno, mentre in relazione agli stati limite di operatività si è considerato un valore pari ai 2/3 dei limiti precedenti.

In tabella sono riportati gli spostamenti massimi in relazione alla struttura in esame ed alle combinazioni SLD ed SLO.

Barriera	Dr	0,01 Hmin	2/3*0,01 Hmin
SLD X		4,98	7,61
SLD Y		4,24	7,61
SLO X		4,08	5,07
SLO Y		3,45	5,07

APPROVATO SDR