

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA
TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA

FV03 – FERMATA BORGHETTO

Relazione di calcolo

Tettoia metallica

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

I V 0 1 0 0 D 2 6 C L F V 0 3 0 0 0 0 5 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	P.L. Carci <i>P.L. Carci</i>	Gennaio 2022	M. Severi <i>M. Severi</i>	Gennaio 2022	G. Fadda <i>G. Fadda</i>	Gennaio 2022	A Perego Gennaio 2022

File: IV0100D26CLFV0300005A.doc

n. Elab.: X

INDICE

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
2.1	GEOMETRIA	4
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
3.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
3.2	ELABORATI PROGETTUALI	6
4	MATERIALI	6
4.1	ELEMENTI IN C.A.	6
4.2	ELEMENTI IN CARPENTERIA METALLICA	8
4.3	DURABILITÀ STRUTTURALE ELEMENTI IN C.A.	9
4.3.1	Classe di esposizione	9
4.3.2	Copriferro.....	10
4.4	DURABILITÀ ELEMENTI IN CARPENTERIA METALLICA.....	11
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	11
6	ANALISI DEI CARICHI	13
6.1	PESI PROPRI	13
6.2	CARICHI PERMANENTI PORTATI	13
6.3	AZIONI VARIABILI.....	13
6.3.1	Azioni variabili verticali da destinazione d'uso	13
6.3.2	Azioni variabili: vento	14
6.3.3	Azioni variabili: neve	21
6.3.4	Azioni variabili: temperatura	22
6.3.5	Azione imperfezioni per analisi globale	23
6.3.6	Azione sismica	23
6.3.7	Spettro di progetto per lo SLU	26
6.3.8	Spettro di progetto per lo Stato limite di Danno	27
6.3.9	Spettro di progetto per lo Stato limite di Operatività.....	27
7	COMBINAZIONI DI CALCOLO	28
7.1	COMBINAZIONI GEOTECNICHE	29
7.2	ELENCO COMBINAZIONI DI CARICO.....	31
8	MODELLO DI CALCOLO ED ANALISI STRUTTURALE	32
8.1.1	Origine e caratteristiche dei codici di calcolo	33
8.1.2	Affidabilità del codice di calcolo.....	34
8.2	CRITERI DI MODELLAZIONE DELLE MASSE STRUTTURALI.....	34
8.3	CALCOLO DELLE AZIONI INTERNE E DEGLI SPOSTAMENTI.....	35
8.3.1	Analisi dinamica modale con spettro di risposta di progetto	35
8.3.2	Combinazione delle riposte modali	35
8.3.3	Combinazione degli effetti delle componenti dell'azione sismica	36
9	PRESENTAZIONE DEI RISULTATI.....	36
9.1	RISULTATI DELL'ANALISI MODALE	36
9.2	PRESENTAZIONE DEI RISULTATI.....	39
10	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI OPERATIVITA'	47
10.1	ANALISI E CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI	47
11	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO ELEMENTI IN C.A.	48
11.1	VERIFICA PILASTRI.....	48
11.1.1	Verifica a presso-flessione	48
11.1.2	Verifica S.L.E. Pilastro.....	50
11.1.3	Armature pilastri	51
11.2	VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE.....	51
12	VERIFICA STATI LIMITE E DI ESERCIZIO ELEMENTI IN CARPENTERIA METALLICA	56

12.1.1	Verifica delle connessioni.....	63
13	GIUNTI SISMICI.....	66
14	VERIFICHE DELLE FONDAZIONI	68
14.1	GENERALITÀ	68
14.2	VERIFICHE GEOTECNICHE	70
15	GIUDIZIO MOTIVATO ACCETTABILITA' DEI RISULTATI	75

1 PREMESSA

Nella presente relazione sono riportate le verifiche strutturali relative alla copertura metallica di collegamento tra il fabbricato viaggiatori ed il fabbricato tecnologico "FV03" da realizzarsi in corrispondenza della fermata Borghetto S. Spirito nell'ambito del progetto definitivo di raddoppio della linea Genova-Ventimiglia tratta Finale Ligure-Andora in corrispondenza della progressiva chilometrica pk 77+250.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La struttura è realizzata a partire da una platea di fondazione dello spessore di 60 cm gettata sopra un magrone di pulizia dello spessore minimo di 10 cm. Dalla platea emergeranno due pilastri a sezione rettangolare 150x50 che sosterranno la struttura in carpenteria metallica della copertura. La tettoia avrà profili portanti HEA280 poggiate sopra i pilastri ed una bordatura perimetrale in profili UPN200. Dal lato che volge verso il fabbricato viaggiatori il bordo della struttura è realizzato ancora con un profilo HEA280 che poi diviene una colonna HEB280 fondata in corrispondenza di un allargamento della fondazione dell'edificio viaggiatori stesso. La tettoia presenta dei giunti strutturali di ampiezza 50 mm rispetto alle altre due strutture limitrofe. Data la presenza delle finiture esterne dei fabbricati tecnologico e viaggiatori, aventi spessore 10 cm) a rustico il giunto riportato negli elaborati grafici di progetto presenta ampiezza 150 mm.

La tettoia risulta completata superiormente con dei pannelli in lamiera coibentata, inferiormente la carpenteria verrà schermata con dei pannelli in lamiera stirata di alluminio tipo alucubond o similare.

2.1 Geometria

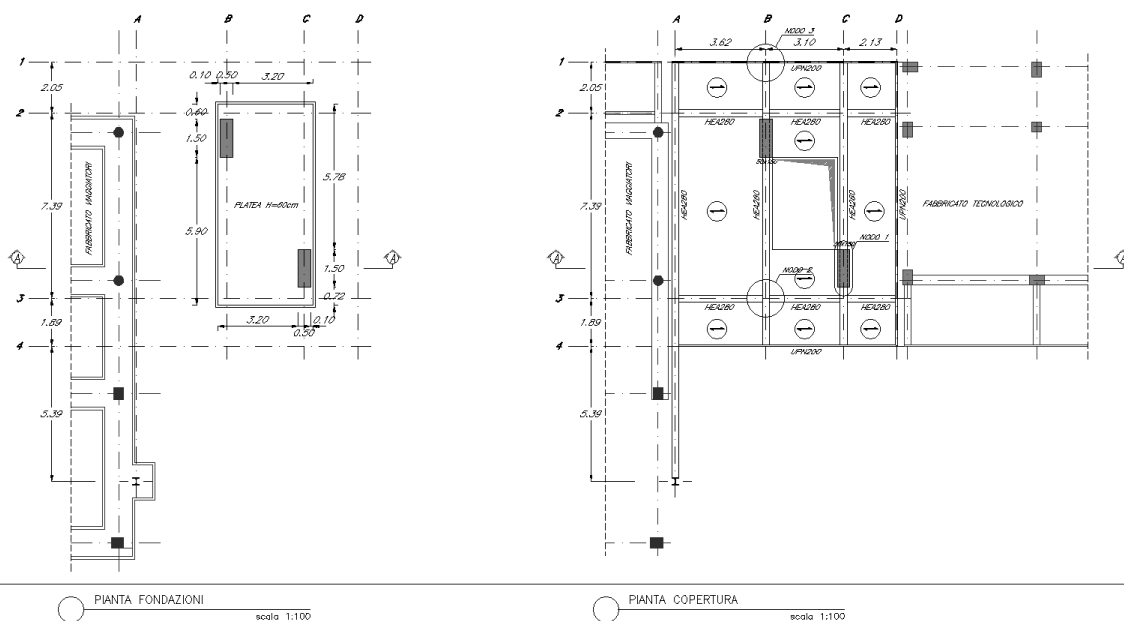


Figura 1 – carpenterie strutturali

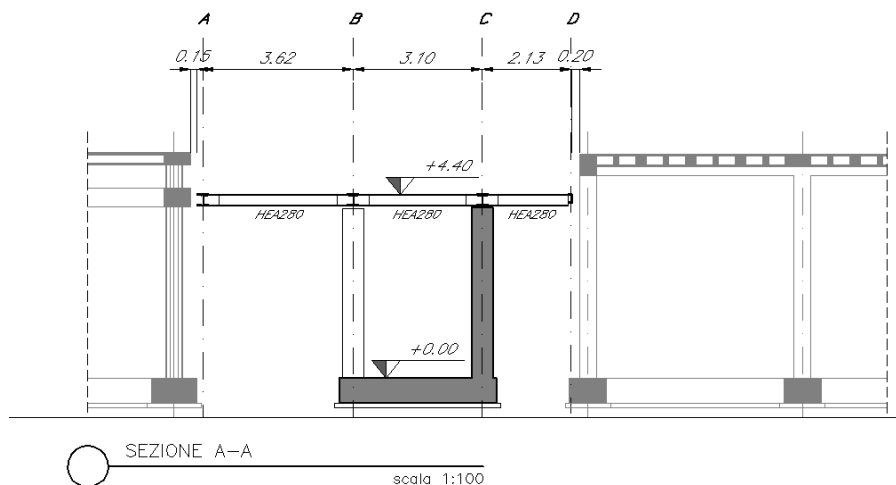


Figura 2 – sezioni

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Normative di riferimento

- [1]. L. n. 1086 del 5/11/1971 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- [2]. L. n. 64 del 2/2/1974 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- [3]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- [4]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l’Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- [5]. Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- [6]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010.
- [7]. RFI DTC SI PS MA IFS 001 E - Manuale di Progettazione delle Opere Civili;
- [8]. RFI DTC SI PS SP IFS 001 E – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili. Parte II – Sezione 6 - Opere in conglomerato cementizio e in acciaio;
- [9]. UNI EN 206-1:2006 Parte 1: Calcestruzzo-Specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- [10]. UNI EN 1991-1-2 (2005) - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali
- [11]. UNI EN 1997-1 (2005) - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [12]. UNI EN 1998-1 (2005) - Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- [13]. UNI EN 1998-5 (2005) - Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

[14]. D.M. 31.07.2012: Approvazione delle Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici.

[15]. Manuale di Tecnologia del fissaggio HILTI Ed. 2008.

3.2 Elaborati progettuali

IV0100D26BZFFV0300001A

IV0100D26BZFFV0300002A

IV0100D26BZFFV0300003A

4 MATERIALI

4.1 Elementi in c.a.

Per le strutture di fondazione ed elevazione, sono prescritti materiali di qualità certificata; di seguito sono riportati i valori di calcolo per i materiali.

Calcestruzzo per fondazione ($\gamma_m = 1,5$): **Classe C25/30**

PROPRIETA' MECCANICHE DEL CALCESTRUZZO	
$R_{ck} = 30$ N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni
$f_{ck} = 25$ N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo <i>Anche $f_{ck} = 0.83 * R_{ck}$</i>
$f_{cd} = 14.17$ N/mm ²	Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo <i>$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$</i>
$\alpha_{cc} = 0.85$	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
$\gamma_c = 1.50$	Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
$f_{cm} = 33$ N/mm ²	Resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo <i>$f_{cm} = f_{ck} + 8$ [N/mm²]</i>
$E_{cm} = 31476$ N/mm ²	Modulo elastico (di Young) da assumere in sede di progettazione per il cls <i>$E_c = 22000 * (f_{cm}/10)^{0.3}$ [N/mm²]</i>
$f_{ctm} = 2.56$ N/mm ²	Resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo <i>$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$ [N/mm²] per classi $\leq C50/60$ $f_{ctm} = 2.12 + \ln[1 + (f_{cm}/10)]$ [N/mm²] per classi $> C50/60$</i>
$f_{ctk,0.05} = 1.80$ N/mm ²	Valore caratteristico della resistenza a trazione del cls corrispondente al frattile 5% <i>$f_{ctk,0.05} = 0.7 * f_{ctm}$</i>
$f_{ctd,0.05} = 1.20$ N/mm ²	Valore di progetto della resistenza a trazione del cls corrispondente al frattile 5% <i>$f_{ctd,0.05} = f_{ctk,0.05} / \gamma_c$</i>
$f_{bk,0.05} = 4.04$ N/mm ²	Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza acciaio-calcestruzzo (resistenza corrispondente al frattile 5%) <i>$f_{bk} = 2,25 * \eta * f_{ctk,0.05}$ $\eta = 1$ per barre di diametro $\phi \leq 32mm$ $\eta = (132 - \phi) / 100$ per barre di diametro superiore</i>
$f_{bd,0.05} = 2.69$ N/mm ²	Resistenza tangenziale di progetto di aderenza acciaio-calcestruzzo (resistenza cls corrispondente al frattile 5%) <i>$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$</i>
$f_{ctk,0.95} = 3.33$ N/mm ²	Valore caratteristico della resistenza a trazione del cls corrispondente al frattile 95% <i>$f_{ctk,0.95} = 1.3 * f_{ctm}$</i>
$f_{ctd,0.95} = 2.22$ N/mm ²	Valore di progetto della resistenza a trazione del cls corrispondente al frattile 95% <i>$f_{ctd,0.95} = f_{ctk,0.95} / \gamma_c$</i>

$f_{bk,0.95} = 7.50 \text{ N/mm}^2$	Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza acciaio-calcestruzzo (resistenza cls corrispondente al frattile 95%) $f_{bk} = 2,25 * \eta * f_{ctk,0.95}$ $\eta = 1$ per barre di diametro $\phi \leq 32\text{mm}$ $\eta = (132 - \phi)/100$ per barre di diametro superiore
$f_{bd,0.95} = 5.00 \text{ N/mm}^2$	Resistenza tangenziale di progetto di aderenza acciaio-calcestruzzo (resistenza cls corrispondente al frattile 95%) $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$
$f_{ctm} = 3.08 \text{ N/mm}^2$	Valor medio della resistenza a trazione per flessione $f_{cfm} = 1.2 * f_{ctm}$

Calcestruzzo elevazione ($\gamma_m = 1,5$): **Classe C32/40**

PROPRIETA' MECCANICHE DEL CACESTRUZZO	
$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	Resistenza caratteristica cubica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni
$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$	Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo Anche $f_{ck} = 0.83 * R_{ck}$
$f_{cd} = 18,13 \text{ N/mm}^2$	Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$
$\alpha_{cc} = 0,85$	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
$\gamma_c = 1,50$	Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
$f_{cm} = 40 \text{ N/mm}^2$	Resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ [N/mm}^2]$
$E_{cm} = 33346 \text{ N/mm}^2$	Modulo elastico (di Young) da assumere in sede di progettazione per il cls $E_c = 22000 * (f_{cm}/10)^{0.3} \text{ [N/mm}^2]$
$f_{ctm} = 3,02 \text{ N/mm}^2$	Resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} \text{ [N/mm}^2]$ per classi $\leq C50/60$ $f_{ctm} = 2.12 + \ln[1 + (f_{cm}/10)] \text{ [N/mm}^2]$ per classi $> C50/60$
$f_{ctk,0.05} = 2,12 \text{ N/mm}^2$	Valore caratteristico della resistenza a trazione del cls corrispondente al frattile 5% $f_{ctk,0.05} = 0.7 * f_{ctm}$
$f_{ctd,0.05} = 1,41 \text{ N/mm}^2$	Valore di progetto della resistenza a trazione del cls corrispondente al frattile 5% $f_{ctd,0.05} = f_{ctk,0.05} / \gamma_c$
$f_{bk,0.05} = 4,76 \text{ N/mm}^2$	Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza acciaio-calcestruzzo (resistenza cls corrispondente al frattile 5%) $f_{bk} = 2,25 * \eta * f_{ctk,0.05}$ $\eta = 1$ per barre di diametro $\phi \leq 32\text{mm}$ $\eta = (132 - \phi)/100$ per barre di diametro superiore
$f_{bd,0.05} = 3,18 \text{ N/mm}^2$	Resistenza tangenziale di progetto di aderenza acciaio-calcestruzzo (resistenza cls corrispondente al frattile 5%) $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$
$f_{ctk,0.95} = 3,93 \text{ N/mm}^2$	Valore caratteristico della resistenza a trazione del cls corrispondente al frattile 95% $f_{ctk,0.95} = 1.3 * f_{ctm}$
$f_{ctd,0.95} = 2,62 \text{ N/mm}^2$	Valore di progetto della resistenza a trazione del cls corrispondente al frattile 95% $f_{ctd,0.95} = f_{ctk,0.95} / \gamma_c$
$f_{bk,0.95} = 8,84 \text{ N/mm}^2$	Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza acciaio-calcestruzzo (resistenza cls corrispondente al frattile 95%) $f_{bk} = 2,25 * \eta * f_{ctk,0.95}$ $\eta = 1$ per barre di diametro $\phi \leq 32\text{mm}$ $\eta = (132 - \phi)/100$ per barre di diametro superiore
$f_{bd,0.95} = 5,90 \text{ N/mm}^2$	Resistenza tangenziale di progetto di aderenza acciaio-calcestruzzo (resistenza cls corrispondente al frattile 95%) $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$
$f_{ctm} = 3,63 \text{ N/mm}^2$	Valor medio della resistenza a trazione per flessione $f_{cfm} = 1.2 * f_{ctm}$

- Acciaio ordinario per elementi in c.a. ($\gamma_m = 1,15$): **B450C**

PROPRIETA' MECCANICHE DELL'ACCIAIO	
$f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$	Valore nominale della tensione di snervamento frattile 5%)
$f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$	Valore nominale della tensione di rottura (frattile 5%)
$f_{yk} \geq f_{y,nom}$	Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)
$f_{tk} \geq f_{t,nom}$	Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)
$f_{yd} = 3913 \text{ daN/cm}^2$	Resistenza di calcolo dell'acciaio $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
$\gamma_s = 1,50$	Coefficiente parziale di sicurezza
$E_s = 2000000 \text{ daN/cm}^2$	Modulo elastico (di Young) dell'acciaio
$1,15 \leq (f_t/f_{yk}) \leq 1,35$	Rapporti di duttilità (frattile 10%)
$(A_{gt})_k \geq 7,5\%$	Allungamento (frattile 10%)

4.2 Elementi in carpenteria metallica

Acciaio per carpenteria:

Materiale: S275J0 per ambienti esterni
 Tensione di rottura a trazione: $f_t = 430 \text{ MPa}$
 Tensione di snervamento: $f_y = 275 \text{ MPa}$

Collegamenti bullonati:

Classe vite: 8.8
 Tensione di rottura: $f_{u,b} = 800 \text{ MPa}$
 Tensione di snervamento: $f_{y,b} = 640 \text{ MPa}$

modulo elastico $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
 modulo di elasticità trasversale $G = E / [2 (1 + \nu)] \text{ N/mm}^2$
 coefficiente di Poisson $\nu = 0,3$
 coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$
 (per temperature fino a $100 \text{ }^\circ\text{C}$)
 Densità $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Le rispettive resistenze di calcolo saranno valutate di volta in volta a seconda della verifica trattata.

COEFFICIENTI DI SICUREZZA PER STRUTTURE IN ACCIAIO (NTC 18)

Coefficiente di sicurezza parziale per i materiali:

resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4 $\gamma_{M0} = 1.05$
 resistenza all'instabilità delle membrature $\gamma_{M1} = 1.05$

resistenza, rispetto alla frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori) $\gamma_{M2} = 1.25$

Coefficiente di sicurezza parziale per i collegamenti:

resistenza bulloni $\gamma_{M2} = 1.25$

resistenza saldature a cordone d'angolo $\gamma_{M2} = 1.25$

resistenza dei piatti a contatto $\gamma_{M2} = 1.25$

4.3 Durabilità strutturale elementi in c.a.

4.3.1 Classe di esposizione

La durabilità di un'opera dipende dalle condizioni ambientali e dalle azioni di tipo chimico-fisiche che possono interessarne gli elementi strutturali nell'arco della vita utile della struttura. Tali azioni, non prese in conto nell'analisi strutturale, richiedono un'opportuna scelta del materiale strutturale ed adeguate disposizioni costruttive.

Il requisito di durabilità si ritiene soddisfatto quando la struttura, per il periodo di vita previsto, è in grado di assolvere le sue funzioni senza limitazioni d'uso essendo soggetta solo a manutenzione ordinaria.

Per ottenere strutture durabili la EN 206-1:2001 (indicata esplicitamente dalle NTC18) richiede che siano soddisfatti i seguenti criteri per i componenti realizzati in c.a.:

- classificazione degli elementi strutturali in idonee classi di esposizione;
- impiego di calcestruzzo di adeguata composizione;
- protezione dell'armatura metallica

Le condizioni ambientali prevalenti degli elementi strutturali e le tipologie di calcestruzzi sono riportate nelle seguenti tabelle:

- Calcestruzzo fondazione

CLASSI DI ESPOSIZIONE (UNI-EN 206-1:2006)						
Ambiente	classe di esposizione	Min Classe di Resistenza	Max rapporto a/c	Min contenuto di aria [%]	Dosaggio minimo cemento [kg/m ³]	Condizioni ambientali
Assenza di rischio di corrosione o attacco	-	-	-	-	-	-
Corrosione indotta da carbonatazione	XC2	C25/30	0.6	-	280	Ordinarie
Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare	-	-	-	-	-	-
Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare	-	-	-	-	-	-
Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti	-	-	-	-	-	-
Attacco chimico	-	-	-	-	-	-

- Calcestruzzo elevazione

CLASSI DI ESPOSIZIONE (UNI-EN 206-1:2006)						
Ambiente	classe di esposizione	Min Classe di Resistenza	Max rapporto a/c	Min contenuto di aria [%]	Dosaggio minimo cemento [kg/m ³]	Condizioni ambientali
Assenza di rischio di corrosione o attacco	-	-	-	-	-	-
Corrosione indotta da carbonatazione	XC4	C32/40	0.5	-	340	Aggressive
Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare	-	-	-	-	-	-
Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare	-	-	-	-	-	-
Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti	-	-	-	-	-	-
Attacco chimico	-	-	-	-	-	-

4.3.2 Copriferro

Con riferimento al punto 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato nella tabella C4.1.IV della Circolare 2019, riportata di seguito, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.III delle NTC.

I valori della Tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I) i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p elementi a piastra		cavi da c.a.p altri elementi	
C _{min}	Co	ambiente	C _≥ Co	C _{min} ≤C<Co	C _≥ Co	C _{min} ≤C<Co	C _≥ Co	C _{min} ≤C<Co	C _≥ Co	C _{min} ≤C<Co
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Ai valori riportati nella tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm.

Si riportano di seguito i copriferri adottati, determinati in funzione della classe del cls e delle condizioni ambientali.

	ambiente	Copriferro minimo	Tolleranza di posa	Vita Nominale	Copriferro nominale
Travi	Aggressivo	35	10	10	55
Pilastrini	Ordinario	25	10	10	45
Fondazioni	Ordinario	25	10	10	45

4.3.2.1 Ampiezza massima delle fessure

Condizioni di aggressività per i vari tipi di opere e limiti di apertura delle fessure

Secondo le prescrizioni delle NTC 2018, Tab. 4.1.III.

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	XC0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Condizioni di aggressività per opere di fondazione ed in elevazione

Per la classe XC2 delle fondazioni ricadiamo in **condizioni ordinarie**.

Per la classe XC3 delle elevazioni dei pilastri ricadiamo in **condizioni ordinarie**.

In relazione al MdP “RFI DTC SI PS MA IFS 001 E” §2.5.1.8.3.2.4 avendo armature poco sensibili si ha:

Per le fondazioni:

Limite di apertura delle fessure per Combinazione di azioni rara $\delta \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Per le elevazioni (pilastri e travi):

Limite di apertura delle fessure per Combinazione di azioni rara $\delta \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$

4.3.2.2 Valori limite delle tensioni

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- Per combinazione di carico caratteristica (rara): 0,55 fck;
- Per combinazioni di carico quasi permanente: 0,40 fck ;

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare 0,75 fyk.

4.4 **Durabilità elementi in carpenteria metallica**

La durabilità di una struttura in carpenteria metallica, deve assicurare il mantenimento nel tempo della geometria e delle caratteristiche dei materiali della struttura affinché questa conservi inalterata la sua funzionalità, aspetto estetico e resistenza.

Al fine di garantire tale persistenza, date le caratteristiche di esposizione della struttura (struttura posta all'esterno) e l'oggettiva difficoltà di manutenzione stante la posizione in quota, **i profilati metallici dovranno essere zincati a caldo secondo le procedure di cui alla UNI EN ISO 1461 e UNI EN ISO 1179.**

La struttura sarà pertanto del tipo “sicuramente protetta dalla corrosione”.

Le unioni in cantiere potranno essere esclusivamente del tipo bullonato. Il direttore dei lavori potrà eventualmente autorizzare saldature in opera purchè siano presi tutti gli accorgimenti per garantire la riuscita dell'intervento e la sua protezione dalla corrosione.

5 **INQUADRAMENTO GEOTECNICO**

La stratigrafia dei terreni con i quali la struttura interagisce è stata determinata in base al profilo geotecnico di Pietra Ligure (documento L371 00 D26 F5 GE0005 003A) e alla relazione geotecnica della tratta Finale Ligure – Andora, relativa alle tratte all'aperto (documento L371 00 D26 RB GE0005 001A).

L'area di Borghetto S. Spirito è caratterizzata dalla presenza delle valli del torrente Varatello e del rio del Castellaro, ove i sondaggi geognostici non raggiungono il substrato litoide. Esso è stato individuato nella porzione occidentale della galleria artificiale Pineland: si tratta della porzione alterata ed allentata delle Quarziti di Ponte Nava che si presentano in foro di sondaggio spesso completamente destrutturate come sabbia ghiaioso-limosa.

Per la stratigrafia si fa riferimento al sondaggio BH18 Imprefond 2001 (p.c. 14.80 m)

UNITÀ 1

Terreno vegetale e materiale di riporto eterogeneo composto generalmente da sabbia e ghiaia da debolmente limosa a limosa, di colore variabile da marrone rossastro a grigio verdastro. Si rinvencono saltuariamente frammenti di laterizi, materiale organico e plastico, clasti litoidi maggiori di 10cm. Lo spessore di questa unità è pari a circa 0.50 m dal p.c.

UNITÀ 2

Ghiaia eterometrica sabbiosa localmente limosa, sabbia e ghiaia in matrice limosa (presenza anche ciottoli $\phi_{max}=7\div 8cm$), di colore marrone da mediamente addensata ad addensata, costituita da clasti poligenici angolari. Presenza di trovanti litoidi poligenici generalmente silicatici di $\phi\approx 5\div 10cm$.

Sabbia da media a grossolana, sabbia limosa debolmente ghiaiosa e saltuariamente limi sabbioso-ghiaiosi, di colore marrone giallastro talvolta grigio, da debolmente a molto addensata.

Lo spessore di questo strato si estende per circa 9.50m.

UNITÀ 3

Limi da debolmente sabbiosi a con sabbia, localmente ghiaioso-sabbiosi, di colore giallastro, da mediamente consistente a consistente.

UNITÀ 4

Limo argilloso, argilla e limo, limo argilloso da sabbioso a con sabbia, di colore ocre giallastro o grigio, da consistente ad estremamente consistente.

SUBSTRATO LITOIDE

DOLOMIE DI SAN PIETRO DEI MONTI (SPM): Dolomie calcaree e calcari dolomitici (Ladinico - Anisico).

QUARZITI DI PONTE DI NAVA (PDN alt.): alterate ed allentate (in carota di sondaggio si presentano spesso completamente destrutturate).

QUARZITI DI PONTE DI NAVA (PDN): quarziti biancastre e verdoline, in strati e banchi, a volte scistose e cloritiche, con intercalazioni di peliti verso la sommità (Scitico).

- Parametri geotecnici medi operativi unita' terre

	γ [kN/m ³]	c_u [kPa]	c' [kPa]	ϕ' [°]	E' [MPa]	ν	OCR
Unità 1	19.5	-	0	23÷28	10÷30	0.3	-
Unità 2	20.5	-	0÷10	28÷35	30÷50	0.3	-
Unità 3	20.0	50÷200	2÷20	25÷28	8÷20	0.3 (*)	3÷5
Unità 4	19.5	50÷150	5÷10	23÷26	10÷15	0.3 (*)	2÷4

La falda è considerata a -7.00m dal p.c.

Poiché la quota di imposta delle fondazioni si attesterà almeno a quota +14.50 m s.l.m. le fondazioni risiederanno in pratica entro l'unità 2.

6 ANALISI DEI CARICHI

Per le analisi dei carichi si è fatto riferimento al D.M. 17.01.2018.

6.1 Pesì propri

Il peso proprio delle strutture di elevazione in c.a. è imputato alla struttura direttamente dal programma di calcolo utilizzato assumendo un peso specifico per il cemento armato pari a 25.00 kN/m³.

6.2 Carichi permanenti portati

I carichi permanenti e variabili applicati alla struttura sono quelli dovuti a:

Tettoia metallica (cat. H) – carico tipo 1

- Peso proprio orditure secondarie	0,10 kN/mq
- Peso proprio pannello superiore	0,20 kN/mq
- Peso proprio pannello inferiore	0,10 kN/mq
TOTALE PESO PROPRIO	0,10 kN/mq
TOTALE PERMANENTI	0,30 kN/mq

6.3 Azioni variabili

6.3.1 Azioni variabili verticali da destinazione d'uso

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²],
- carichi verticali concentrati Q_k [kN].
- carichi orizzontali lineari H_k [kN/m]

I valori nominali e/o caratteristici q_k , Q_k ed H_k sono riportati nella Tab. 3.1.II della [3]. Tali valori sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari, purché non vi sia rischio di risonanza delle strutture.

I carichi verticali concentrati Q_k formano oggetto di verifiche locali distinte e non vanno sovrapposti ai corrispondenti carichi verticali ripartiti; essi devono essere applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento.

Dal paragrafo 3.1.4 del D.M. '18, nel caso di specie si ha una sola tipologia di carico di esercizio:

- Solai di copertura

Solai interni e copertura

Cat.	Ambienti	q_k [KN/m ²]	Q_k [KN]	H_k [KN/m]
H	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0.50	1.20	1.00

6.3.2 Azioni variabili: vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al § 3.3.3 delle NTC18.

VELOCITÀ BASE DI RIFERIMENTO

La velocità base di riferimento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_r$$

$v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I delle NTC18 in funzione della zona in cui sorge la costruzione;

c_r è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_a \left(\frac{a_s}{a_0 - 1} \right) \quad \text{per } a_0 \leq a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

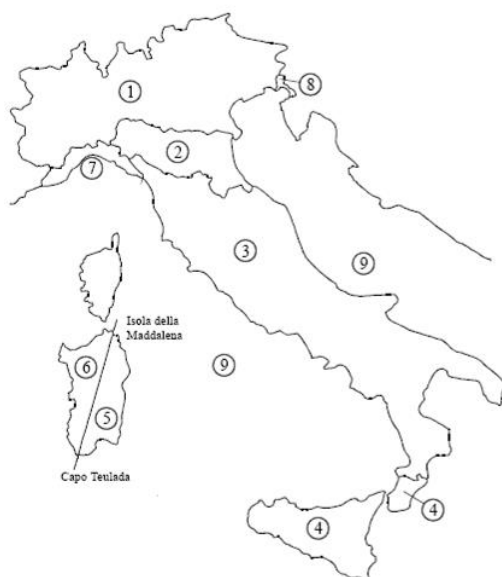


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

La velocità di riferimento v_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito al periodo di ritorno di progetto T_R . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot C_r$$

dove

v_b è la velocità base di riferimento, di cui al § 3.3.1 delle NTC18;

c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

dove T_R è il periodo di ritorno espresso in anni.

Si assumerà $T_R = 75$ anni, cui corrisponde $c_r = 1.04$.

AZIONI STATICHE EQUIVALENTI

Le azioni del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r c_e c_p c_d$$

dove

q_r è la pressione cinetica di riferimento;

c_e è il coefficiente di esposizione;

c_p è il coefficiente di pressione;

c_d è il coefficiente dinamico.

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

La pressione cinetica di riferimento q_r è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho \cdot v_r^2$$

dove

v_r è la velocità di riferimento del vento;

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

Esprimendo ρ in kg/m³ e v_r in m/s, q_r risulta espresso in N/m².

COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \left[7 + \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \right] \quad \text{per } z > z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z \leq z_{\min}$$

dove

k_r, z_0, z_{\min} sono assegnati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t è il coefficiente di topografia.

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

La categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III.

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

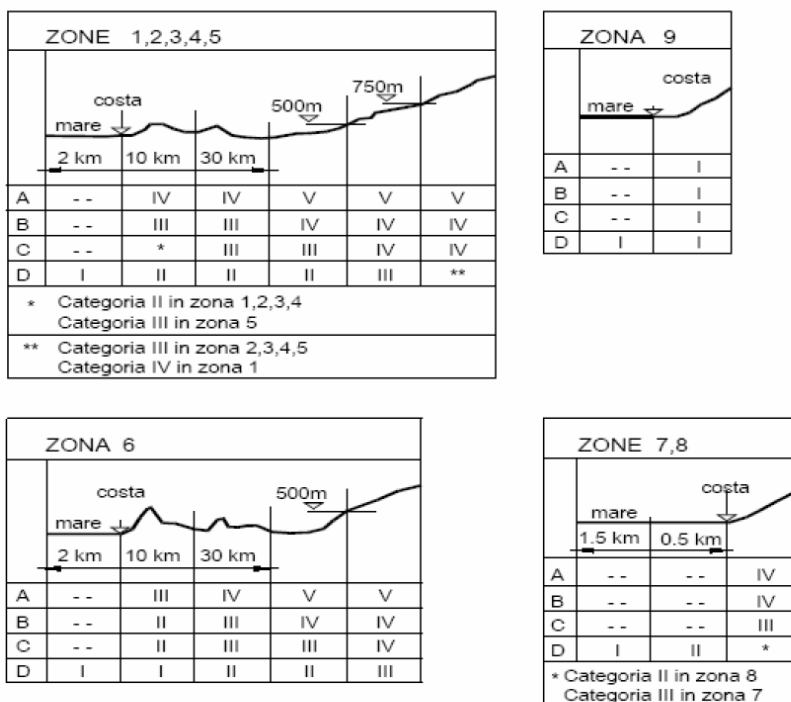


Fig. 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

COEFFICIENTI AERODINAMICI

Il coefficiente di pressione c_p dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

Il coefficiente d'attrito c_f dipende dalla scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente.

Entrambi questi coefficienti, definiti coefficienti aerodinamici, possono essere ricavati da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento. In assenza di valutazioni più precise, suffragate da opportuna documentazione o prove sperimentali in galleria del vento, per i coefficienti di pressione si assumono i valori riportati ai punti seguenti, con l'avvertenza che si intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni.

TETTOIE A FALDA DOPPIA

La Tabella C3.3.XVI e la relativa Figura C3.3.23 delle NTC2018 riportano i valori dei coefficienti di forza per le tettoie a doppia falda con vento agente perpendicolarmente alla linea di colmo. I valori dei coefficienti di forza sono espressi in funzione del grado di bloccaggio \varnothing e dell'inclinazione α delle falde. La quota di riferimento z_e è pafri all'altezza massima della tettoia.

Si definisce grado di bloccaggio il rapporto tra l'area esposta al vento di una eventuale ostruzione presente al di sotto della tettoia e l'area totale della superficie ortogonale alla direzione del vento al di sotto della tettoia. Identificandosi due situazioni limite:

- $\varnothing=0$ assenza di ostruzioni al di sotto della tettoia (tettoia libera)

- $\varnothing=1$ spazio al di sotto della tettoia completamente ostruito

Nel caso di specie si assume $\varnothing=0$

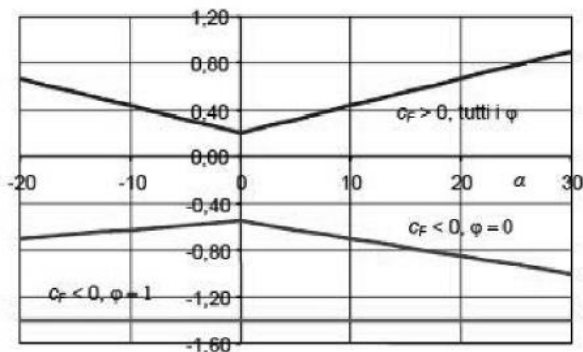
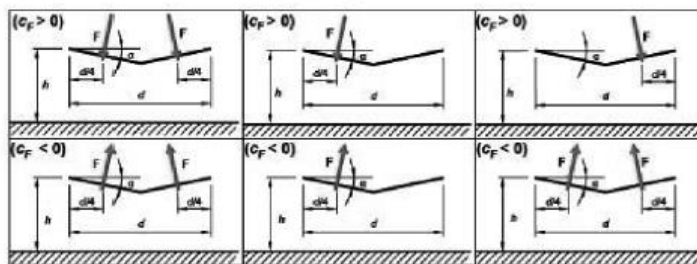


Figura C3.3.23 - Coefficienti di pressione complessiva per tettoia a falda doppia

Tabella C3.3.XVI - Coefficienti di forza per tettoia a doppia falda (α in $^\circ$).

Valori positivi	Tutti i valori di φ	$c_F = +0,2 + 0,7 \cdot \alpha /30$	
Valori negativi	$\varphi = 0$	$\alpha \leq 0^\circ$	$c_F = -0,5 + 0,1 \cdot \alpha/10$
		$\alpha \geq 0^\circ$	$c_F = -0,5 - 0,2 \cdot \alpha/10$
	$\varphi = 1$	tutti i valori di α	$c_F = -1,4$

Per il calcolo della tettoia si considerano le condizioni di carico più gravose tra quelle indicate nella Figura C3.3.24 delle NTC2018, dove la forza unitaria di superficie $F = q_p(z)c_F$ è considerata agente simultaneamente su entrambe le falde oppure soltanto su una di esse. Ciascuna falda delle tettoie a doppia falda con vento agente parallelamente alla linea di colmo può essere analizzata, in prima approssimazione, come una tettoia piana a semplice falda ($\alpha=0$).



(b)

In base a quanto detto qui sopra **nel caso di specie** si ha:

$$v_{b,0} = 28 \text{ m/s} \quad \text{per } a_s = 15 \text{ m} < a_0 = 1000 \text{ m}$$

$$c_a = 1.00$$

$$c_r = 1.04$$

$$v_r = v_b \cdot c_r = 29.12 \text{ m/s}$$

$$q_b = 526.7 \text{ N/m}^2$$

c_e coefficiente di esposizione, funzione dell'altezza z del fabbricato, della rugosità e topografia del terreno e dell'esposizione del sito mediante la relazione

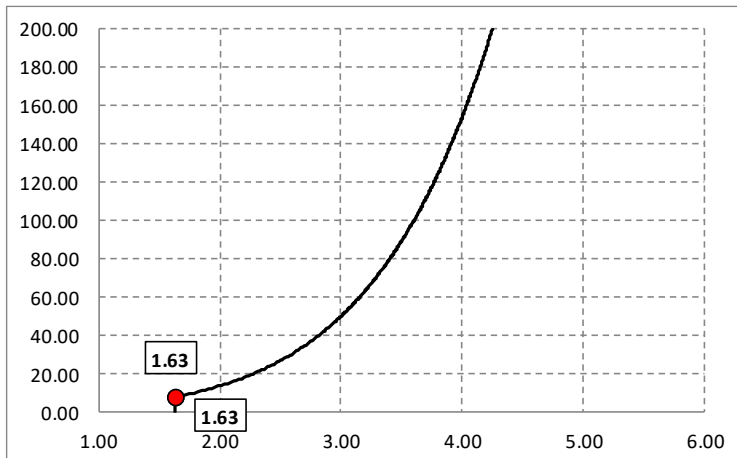
$$c_e(z) = k_r^2 \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z > z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z \leq z_{\min}$$

essendo c_t il coefficiente di topografia posto pari ad 1.
Per l'edificio in oggetto si ha:

Zona di Vento: I
Classe di rugosità B
Categoria di esposizione IV
 $k_r = 0.22$ $z_0 = 0.30 \text{ m}$ $z_{\min} = 8 \text{ m}$

L'altezza massima dal suolo della tettoia è pari a pari a circa $z = 4.00 < z_{\min}$ per cui il coefficiente di esposizione c_e assume il valore costante pari a $c_e = 1.63$.



La tettoia ha pendenza $\alpha=0^\circ$. Si considera la sola condizione di vento agente in pressione sulla copertura per cui si ha:

Vento in pressione $c_F = 0.20$

L'azione del vento si traduce quindi in un carico verticale di intensità:

$$Q_d = 0.20 \times 1.63 \times 526.7 = 171.7 \text{ N/m}^2$$

6.3.3 Azioni variabili: neve

Le azioni della neve sono definite al capitolo 3.4 delle NTC2018. Il carico provocato dalla neve sulle coperture è definito dall'espressione seguente:

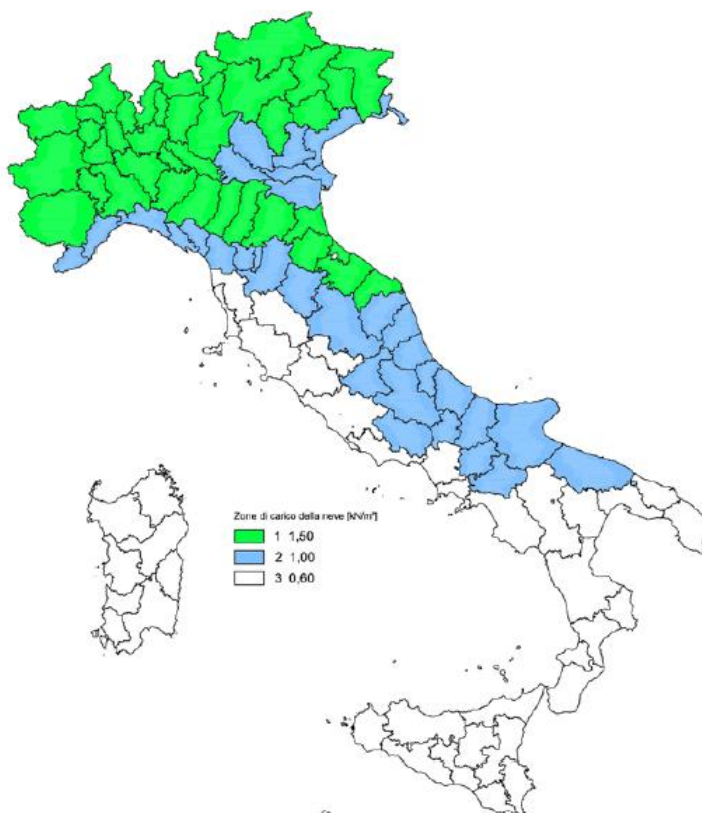
$$\text{Carico da neve sulla copertura} = q_s = \mu_i C_e C_t q_{sk}$$

dove:

- μ_i - Coefficiente di forma della copertura;
- C_e - Coefficiente di esposizione;
- C_t - Coefficiente termico;
- q_{sk} - Valore di riferimento del carico neve al suolo.

L'altitudine di riferimento a_s è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio. Il carico neve al suolo viene valutato, per provincia e per altitudini minori di 1500 m, in base alle espressioni nel seguito riportate, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni.

Nel caso in esame fa' riferimento ad un sito in Zona II a 30 m s.l.m.



Valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo per un periodo di riferimento di 75 anni:

$$q_{sk}(75) = 1,075 \text{ kN/m}^2$$

In relazione alla vita utile dell'edificio

Il valore sopra è suscettibile di correzioni secondo i coefficienti descritti nel seguito.

Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione C_e può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in tabella 3.4.I. NTC2018.

Tabella 3.4.I – Valori di C_e per diverse classi di topografia

Topografia	Descrizione	C_e
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Per il caso in esame, si assume $C_e = 1.0$.

Coefficiente termico

Il coefficiente termico C_t può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1.0$ (3.4.4 - NTC2018).

Coefficiente di forma per le coperture

I valori del coefficiente di forma μ , riportati in Tab. 3.4.I si riferiscono alle coperture ad una o due falde al variare dell'angolo α .

Tabella C3.4.I - Coefficienti di forma per il carico neve

Angolo di inclinazione della falda α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

Nel caso di specie avendo una copertura piana ($0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$) risulta: $\mu_1 = 0.8$

Carico da neve

Il carico neve sulla copertura assume pertanto il seguente valore:

$$q_s = \mu_i C_e C_t q_{sk} = 0.8 \cdot 1.00 \cdot 1.000 \cdot 1.075 = \underline{\underline{0.86 \text{ kN/m}^2}}$$

6.3.4 Azioni variabili: temperatura

Poiché l'azione della temperatura non costituisce azione fondamentale ai fini della sicurezza e dell'efficienza strutturale, la norma consente di tener conto della sola componente ΔT_u .

Essendo la struttura del tipo in acciaio esposta si assume una variazione uniforme di temperatura sul manufatto pari a $\Delta T = \pm 25^\circ$.

6.3.5 Azione imperfezioni per analisi globale

Le imperfezioni nel sistema globale sono state introdotte tramite delle imperfezioni geometriche equivalenti in accordo al §5.3 dell'EN 1993-1-1. L'effetto delle imperfezioni è stato considerato nel modello FEM tramite una matrice di imperfezione laterale iniziale in accordo al §5.3.2(3) dell'EN 1993-1-1.

Queste imperfezioni sono state inserite nel modello di calcolo agli elementi finiti ovvero tramite delle forze iniziali orizzontali equivalenti derivanti dalle suddette imperfezioni laterali.

6.3.6 Azione sismica

6.3.6.1 Vita nominale e classe d'uso

La vita nominale delle strutture oggetto della presente nota di calcolo, intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata, è assunto pari a:

$$V_N = 75$$

La classe d'uso della costruzione è invece assunta pari a:

Classe III: Costruzioni suscettibili di affollamento.

6.3.6.2 Individuazione della zona sismica

Il sito dove sorgerà la costruzione si trova alle coordinate $44^\circ.1194496 \text{ N} - 8^\circ.2315438 \text{ E}$

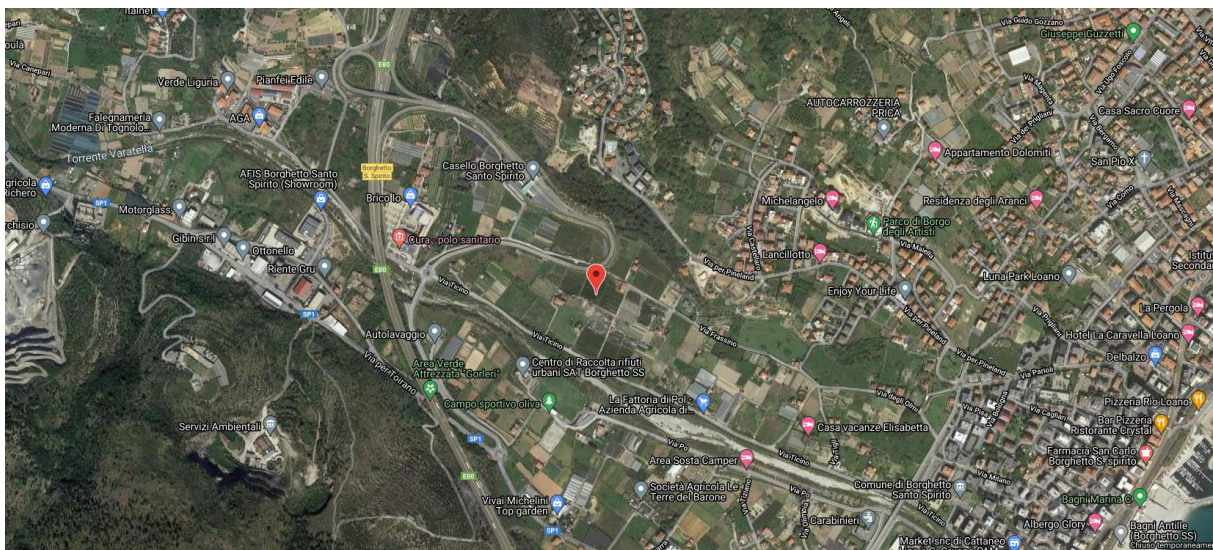


Figura 3

6.3.6.3 Classificazione della tipologia di suolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto la Normativa tecnica definisce diverse categorie di profilo stratigrafico di suolo di fondazione. Le indagini conoscitive sul terreno, definiscono l'appartenenza del suolo alla **categoria di tipo C** (depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argilla di media consistenza con spessori di diverse decine di metri). Data l'orografia dell'area vasta è possibile assumere un coefficiente di condizione **topografia T1**: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media: $i \leq 15^\circ$

6.3.6.4 Spettri di risposta elastici

Lo spettro di risposta elastico $S_e(T)$ è caratterizzato dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Con

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

$$S = S_s \cdot S_T$$

essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica di cui alla tabella seguente ed S_T il coefficiente di amplificazione topografia;

Categoria di sottosuolo	S_s	C_C
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T^*_C)^{-0,33}$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera	S_T
T ₁	-	1,0

η fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

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

nella fattispecie $\xi = 5\%$.

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

$$T_C = C_c T_c^*$$

dove T_c^* è funzione del sito dove sorgerà l'opera e C_c è determinato dalla tabella precedente

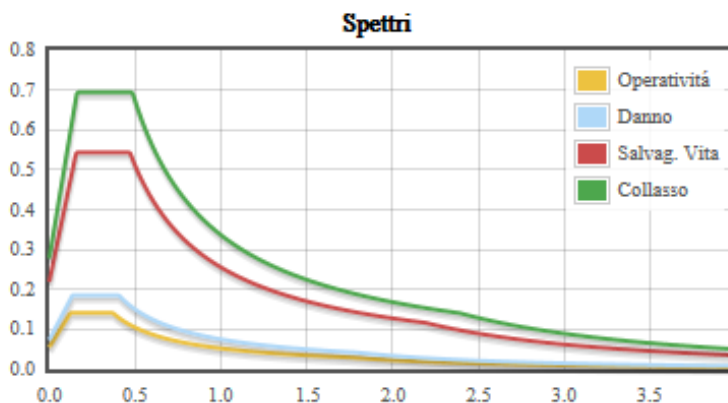
T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = T_C / 3$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro:

$$T_D = 4,0 \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Note le coordinate geografiche del sito ed assunta la condizione topografica, i diagrammi degli spettri elastici per il sito risultano i seguenti.



Parametri di Pericolosità Sismica

<i>Stato Limite</i>	T_r	$a_g = A_g/g$	F_o	T_c^*
<i>Operatività (SLO)</i>	68	0.037	2.545	0.212
<i>Danno (SLD)</i>	113	0.049	2.523	0.242
<i>Salvag. Vita (SLV)</i>	1068	0.148	2.48	0.302
<i>Collasso (SLC)</i>	2193	0.198	2.498	0.316

6.3.6.5 Classe di duttilità e coefficiente di comportamento

Le strutture vengono verificate mediante una analisi dinamica classica con spettro di risposta scalato per il fattore di struttura q . Le strutture vengono progettate come **NON STRUTTURE DISSIPATIVE**.

Il coefficiente di comportamento o fattore di struttura " q_{ND} " è quindi assunto pari a:

$$1 \leq q_{ND} \leq 1.50$$

La struttura presenta un comportamento “a pendolo inverso” pertanto in applicazione della formula 7.3.2 della NTC2018 il fattore di struttura da assumere è quindi pari a:

$$q = 2/3 q_{ND} = 2/3 \times 2.00 = 1.333$$

Si assume quindi

$$q = 1.333$$

in entrambe le direzioni.

6.3.7 Spettro di progetto per lo SLU

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare è lo spettro elastico di cui al par. 6.3.6.4 con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule η con $1/q$ dove q è il fattore di struttura definito nel paragrafo precedente:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right); \quad S_d(T) \geq \beta \cdot a_g$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right); \quad S_d(T) \geq \beta \cdot a_g$$

dove

q è il coefficiente di comportamento $q = 1.333$ in direzione X e in direzione Y.

β è il valore limite inferiore del coefficiente per lo spettro orizzontale di progetto $\beta = 0,2$

Il diagramma dello spettro di progetto risultante è riportato nella figura seguente:

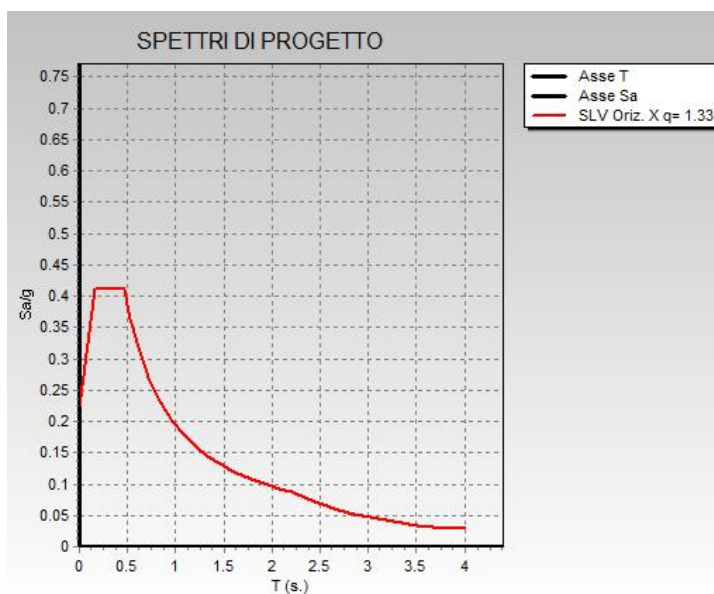


Figura 4: spettro SLV

6.3.8 Spettro di progetto per lo Stato limite di Danno

Essendo la struttura in classe d'uso IV lo stato limite di danno si verifica in resistenza determinando le sollecitazioni sotto l'azione di un terremoto con periodo di ritorno più basso rispetto a quello distruttivo. Il diagramma dello spettro di progetto orizzontale e verticale risultante è riportato nella figura seguente:

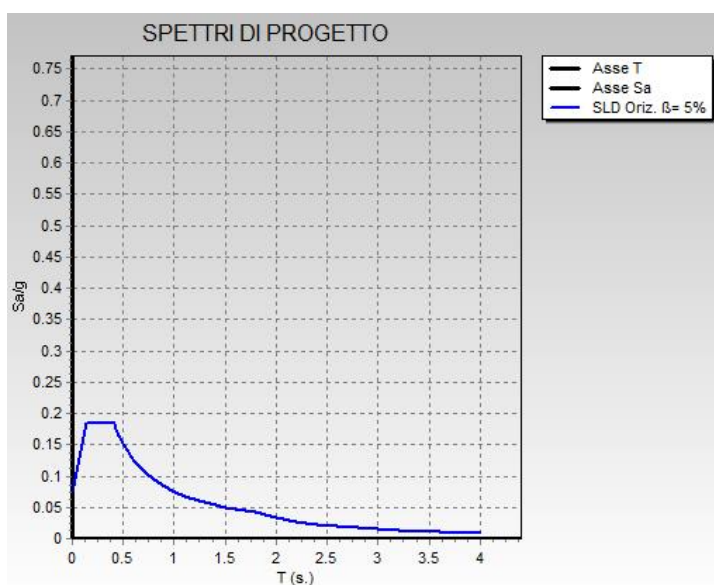


Figura 5: spettro SLD

6.3.9 Spettro di progetto per lo Stato limite di Operatività

Poiché la struttura è di classe d'uso III è necessario eseguire verifiche allo SLO.

Lo stato limite di operatività si verifica imponendo che lo spostamento strutturale di interpiano sia contenuto entro limiti prestabiliti sotto l'azione di un terremoto con periodo di ritorno più basso rispetto a quello distruttivo in modo da non subire danni o interruzioni di servizio. Data la natura dei tamponamenti si assume che tale spostamento di interpiano debba essere inferiore allo 0,33% calcolato facendo riferimento allo spettro di risposta allo SLD (variando quindi i parametri α_g , T_r , F_0 , T^*C).

Il diagramma dello spettro di progetto risultante è riportato nella figura seguente:

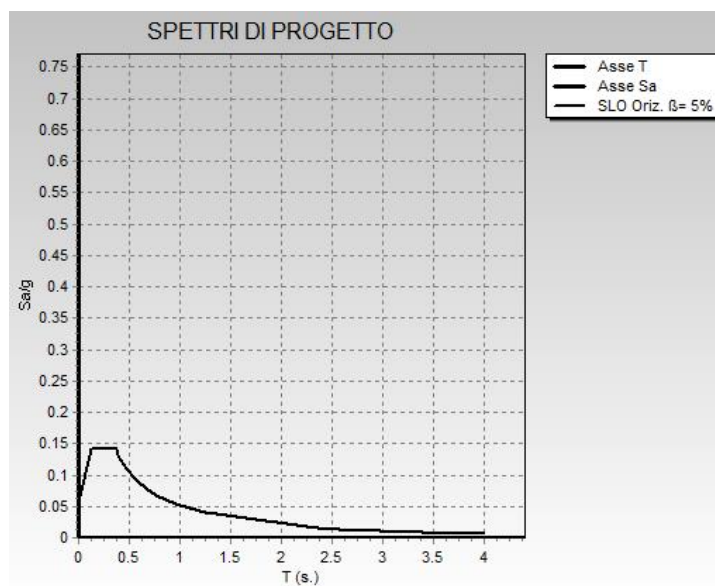


Figura 6: spettro SLO

7 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Il progetto e la verifica di tutti gli elementi strutturali verrà eseguito mediante il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite. Per quanto concerne le verifiche agli stati limite ultimi (SLU), le condizioni elementari di carico vengono tra loro combinate in modo da determinare le sollecitazioni più sfavorevoli.

Le combinazioni di carico che verranno considerate nel calcolo delle sollecitazioni rispettano le prescrizioni fornite dalle NTC 2018,

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (2.5.3 – NTC2018).

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove:

- a) Azioni Permanenti (G);
- b) Azioni Variabili (Q);
- c) Azioni di Precompressione (P);
- d) Azioni Eccezionali (A);
- e) Azioni Sismiche (E);

I valori dei coefficienti che tengono conto della non contemporaneità dei massimi valori delle azioni sono dati dalla Tab. 2.5.I:

Categoria/Azione variabile	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
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 ≤ 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 ≤ 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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I:

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾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.

7.1 Combinazioni geotecniche

Relativamente alle combinazioni per le verifiche geotecniche si fa riferimento al punto 6.2.3.1.1 delle NTC 2018 che riportano la seguente tabella:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_V	γ_V	1,0	1,0

Per le opere di fondazione superficiali devono essere effettuate le verifiche almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale

SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza ultima negli elementi strutturali

Le verifiche geotecniche devono essere eseguite seguendo uno dei 2 approcci elencati nel seguito, utilizzando i coefficienti parziali riportati nella tabella sotto:

Approccio 1:

- Combinazione 1 (A1+M1+R1)
- Combinazione 2 (A2+M2+R2)

Approccio 2:

- Combinazione 1 (A1+M1+R3)

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Vengono riportate nel seguito le tabelle che mostrano tutte le combinazioni di carico per i vari stati limite considerati, con le quali è stata eseguita l'analisi delle sollecitazioni.

7.2 Elenco combinazioni di carico

Il sottoscritto progettista ha verificato che le combinazioni prese in considerazione per il calcolo sono sufficienti a garantire il soddisfacimento delle prestazioni per gli stati limite ultimi.

Le combinazioni considerate ai fini del progetto tengono infatti in conto le azioni derivanti dai pesi propri, dai carichi permanenti, dalle azioni variabili e dalle azioni sismiche combinate utilizzando i coefficienti parziali previsti dal DM2018 per le prestazioni di SLU.

COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.															
DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Peso Strutturale	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Perm.Non Strutturale	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Var.Neve h<=1000	0.75	1.50	0.75	1.50	0.75	0.75	1.50	0.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Var.Coperture	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
vento in pressione	1.50	0.90	1.50	0.90	0.90	1.50	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Eff.Imperpez.Dir. 0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	0.00	0.00	0.00
Eff.Imperpez.Dir. 90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	1.00
Carico termico	0.00	0.00	0.90	0.90	1.50	-0.90	-0.90	-1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma direz. grd 0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	-1.00	-1.00	0.30	0.30	-0.30
Sisma direz. grd 90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	-0.30	0.30	-0.30	1.00	-1.00	1.00

COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.	
DESCRIZIONI	16
Peso Strutturale	1.00
Perm.Non Strutturale	1.00
Var.Neve h<=1000	0.00
Var.Coperture	0.00
vento in pressione	0.00
Eff.Imperpez.Dir. 0	0.00
Eff.Imperpez.Dir. 90	-1.00
Carico termico	0.00
Sisma direz. grd 0	-0.30
Sisma direz. grd 90	-1.00

COMBINAZIONI RARE - S.L.E.								
DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8
Peso Strutturale	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Perm.Non Strutturale	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Var.Neve h<=1000	0.50	1.00	0.50	1.00	0.50	0.50	1.00	0.50
Var.Coperture	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
vento in pressione	1.00	0.60	1.00	0.60	0.60	1.00	0.60	0.60
Eff.Imperpez.Dir. 0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Eff.Imperpez.Dir. 90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Carico termico	0.00	0.00	0.60	0.60	1.00	-0.60	-0.60	-1.00
Sisma direz. grd 0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma direz. grd 90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI - S.L.E.				
DESCRIZIONI	1	2	3	4
Peso Strutturale	1.00	1.00	1.00	1.00
Perm.Non Strutturale	1.00	1.00	1.00	1.00
Var.Neve h<=1000	0.00	0.20	0.00	0.00
Var.Coperture	0.00	0.00	0.00	0.00
vento in pressione	0.20	0.00	0.00	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI - S.L.E.

DESCRIZIONI	1	2	3	4
Eff.Imperpez.Dir. 0	0.00	0.00	0.00	0.00
Eff.Imperpez.Dir. 90	0.00	0.00	0.00	0.00
Carico termico	0.00	0.00	0.50	-0.50
Sisma direz. grd 0	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma direz. grd 90	0.00	0.00	0.00	0.00

COMBINAZIONI PERMANENTI - S.L.E.

DESCRIZIONI	1
Peso Strutturale	1.00
Perm.Non Strutturale	1.00
Var.Neve h<=1000	0.00
Var.Coperture	0.00
vento in pressione	0.00
Eff.Imperpez.Dir. 0	0.00
Eff.Imperpez.Dir. 90	0.00
Carico termico	0.00
Sisma direz. grd 0	0.00
Sisma direz. grd 90	0.00

8 MODELLO DI CALCOLO ED ANALISI STRUTTURALE

L'analisi strutturale è condotta mediante il programma agli elementi finiti CDS Win 2021. I pilastri, le travi in elevazione sono modellate mediante elementi beam, che uniscono due nodi aventi ciascuno 6 gradi di libertà. Per maggiore precisione di calcolo, viene tenuta in conto anche la deformabilità a taglio e quella assiale di questi elementi.

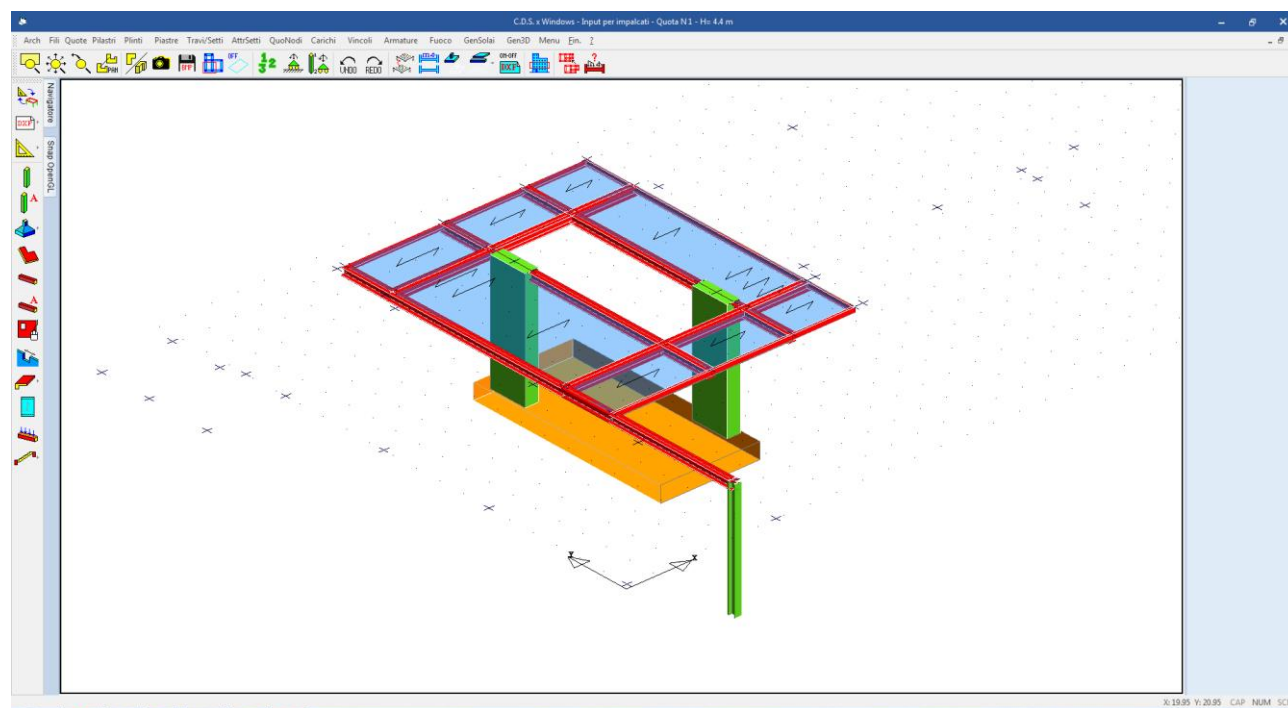


Figura 7: modello strutturale

L'interazione tra terreno di fondazione e struttura è modellata mediante una piastra su suolo elastico (piastra alla Winkler). La costante di sottofondo K adottata nel calcolo, è supposta costante con la profondità, e valutata secondo la relazione di Bowles:

$$K_s = E / [B \times (1 - \mu^2)]$$

Con:

$$E = 40000 \text{ KN/m}^2$$

modulo terreno

$$B = 4.00 \text{ m}$$

larghezza trave (3.80)+magrone(0,2)

$$\mu = 0,3$$

Coefficiente di Poisson del suolo

Si ha:

$$K_s = E / [B \times (1 - \mu^2)] = 40000 / [4.0 \times (1 - 0,3^2)] = 10989 \text{ KN/m}^3$$

L'analisi sismica dinamica è stata svolta con il metodo dell'analisi modale con masse concentrate nei nodi del modello strutturale; la ricerca dei modi e delle relative frequenze è stata perseguita con il metodo di Cholesky.

I modi di vibrare considerati sono in numero tale da assicurare l'eccitazione di più dell' 85% della massa totale della struttura.

Per le aste in c.a. è stata considerata una percentuale ridotta di rigidità flessionale delle aste. Ciò permette di tenere in conto del fatto che, a causa della fessurazione del calcestruzzo, la rigidità flessionale delle aste, ai fini della risoluzione in fase elastica della struttura tridimensionale, può essere ridotta. Il valore assegnato è il 70%.

I valori delle sollecitazioni sismiche sono combinati linearmente (in somma e in differenza) con quelle per carichi statici per ottenere le sollecitazioni per sisma nelle due direzioni di calcolo.

Le caratteristiche di sollecitazione massime su ogni elemento si ottengono invilupando tutte le condizioni di carico prese in considerazione.

8.1.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Per l'analisi delle strutture è stato utilizzato il software **CDSWIN** © versione **2021** della **STS Software Tecnico Scientifico**, numero di licenza **32896**, distribuito da **Kipendoff Engineering** via Pietro Sommariva, 50 - 00195 Roma.

La documentazione fornita dal produttore e dal distributore del software circa l'affidabilità, la validazione ed i casi di prova interamente risolti e commentati con files di input che consentano la riproduzione dell'elaborazione sono disponibili al sito www.stsweb.it.

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 17.01.2018 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

La S.T.S. s.r.l. a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti fornisce direttamente on-line i test sui casi prova (<http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/homepage.htm>)

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.
- Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento.
- Controlli sulla verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.
- Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

8.1.2 Affidabilità del codice di calcolo

Per quanto riguarda il software utilizzato per l'analisi strutturale, un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software **CDSWin** ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

8.2 Criteri di modellazione delle masse strutturali

Nella fase di analisi dinamica le masse strutturali sono state considerate concentrate nei nodi del modello.

Nella valutazione delle masse si è tenuta in conto della presenza di carichi variabili. La normativa consente di considerare solamente una aliquota dei carichi variabili massimi per tener conto della scarsa probabilità che si verificano contemporaneamente l'evento sismico e i massimi valori dei carichi variabili su tutta la struttura. Tali aliquote sono differenti in relazione alla destinazione d'uso dei singoli ambienti all'interno della struttura. Gli effetti inerziali dell'azione sismica di progetto sono valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali che compaiono nella seguente combinazione di azioni:

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

dove

ψ_{2j}

È il coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_{kj} che tiene conto della probabilità che tutti i carichi Q_{kj} non agiscano contemporaneamente sull'intera struttura in occasione del sisma, i valori assunti da tale coefficiente in relazione alle categorie di carico sono riportate nella tabella 2.5.I della [3] in funzione dell'analisi dei carichi di cui ai paragrafi che precedono

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{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 - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 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

8.3 Calcolo delle azioni interne e degli spostamenti

8.3.1 Analisi dinamica modale con spettro di risposta di progetto

L'analisi dinamica modale associata allo spettro di risposta di progetto, che costituisce il metodo normale per la definizione delle sollecitazioni di progetto e degli spostamenti, viene applicata al modello tridimensionale della struttura. In questo tipo di analisi viene tenuta in conto la risposta di tutti i modi di vibrare della struttura che contribuiscano in modo significativo alla risposta globale, soddisfacendo una delle seguenti condizioni:

- la somma delle masse modali effettive per i modi considerati rappresenta almeno il 85% della massa totale della struttura;
- sono presi in considerazione tutti i modi caratterizzati da una massa modale effettiva maggiore del 5% della massa totale.

Avendo utilizzato un modello spaziale, le condizioni risultano verificate per ogni direzione principale.

8.3.2 Combinazione delle risposte modali

Ottenuta la massima risposta dei modi di vibrare occorre combinare i massimi modali poiché tali massimi non si verificano nello stesso istante.

La tecnica adottata è quella della "combinazione quadratica completa" (CQC):

$$E = \left(\sum_i \sum_j \rho_{i,j} E_i E_j \right)^{\frac{1}{2}}$$

Dove:

- E è il valore totale della componente di risposta sismica che si sta considerando;
- E_i è il valore della medesima componente dovuta al modo i ;
- E_j è il valore della medesima componente dovuta al modo j ;
- $\rho_{i,j}$ è il coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j .

$$\rho_{i,j} = \frac{8\xi^2 \cdot (1 + \beta_{i,j}) \cdot \beta_{i,j}^{3/2}}{(1 - \beta_{i,j}^2) + 4\xi^2 \cdot \beta_{i,j} \cdot (1 - \beta_{i,j}^2)}$$

Con:

- ξ coefficiente di smorzamento equivalente;
- $\beta_{i,j} = \omega_i/\omega_j$ rapporto fra le frequenze di ciascuna coppia di modi i e j .

8.3.3 Combinazione degli effetti delle componenti dell'azione sismica

La risposta alle diverse componenti dell'azione sismica ed alla variabilità spaziale del moto della struttura, viene calcolata separatamente per ciascuna delle due direzioni principali in pianta. Gli effetti sulla struttura di tali azioni sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy}$$

$$0,30 E_{Edx} "+" E_{Edy}$$

Dove:

“+” significa "deve essere combinato con";

E_{Edx} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale x della struttura;

E_{Edy} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della medesima azione sismica lungo l'asse orizzontale ortogonale y della struttura.

9 PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

9.1 Risultati dell'analisi modale

L'analisi modale viene effettuata automaticamente dal programma di calcolo che fornisce i valori dei periodi propri T_i e le deformate modali. Nella tabella seguente sono riportati i valori dei periodi propri per i vari tipi di spettri di progetto per i primi modi di vibrare.

FREQUENZE E MASSE ECCITATE																
Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)	Sd/g SLO	Sd/g SLD	Sd/g SLV X	Sd/g SLV Y	Sd/g SLV Z	Sd/g SLC	SISMA N.ro 1		SISMA N.ro 2		SISMA N.ro 3		
										Massa	Perc.	Massa	Perc.	Massa	Perc.	
										Eccitat Totale	16.76	100	16.76	99.99		
										Massa Mod Ecc. (t)	16.76		16.76		Massa Mod Ecc. (t)	
1	32.558	0.19299	5.0	0.141	0.185	0.411	0.411			0.12	1	2.34	14			
2	35.502	0.17698	5.0	0.141	0.185	0.411	0.411			6.31	38	0.29	2			
3	37.983	0.16542	5.0	0.141	0.185	0.411	0.411			9.99	60	0.19	1			
4	40.408	0.15549	5.0	0.141	0.185	0.410	0.410			0.21	1	0.26	2			
5	50.609	0.12415	5.0	0.141	0.176	0.372	0.372			0.00	0	2.76	16			
6	74.489	0.08435	5.0	0.114	0.143	0.324	0.324			0.01	0	10.09	60			
7	90.626	0.06933	5.0	0.104	0.131	0.305	0.305			0.13	1	0.02	0			
8	91.675	0.06854	5.0	0.103	0.130	0.304	0.304			0.01	0	0.81	5			
9	101.684	0.06179	5.0	0.098	0.124	0.296	0.296			0.00	0	0.00	0			
10	226.313	0.02776	5.0	0.075	0.096	0.255	0.255			0.00	0	0.00	0			
11	268.910	0.02337	5.0	0.072	0.093	0.250	0.250			0.00	0	0.00	0			
12	585.707	0.01073	5.0	0.063	0.082	0.234	0.234			0.00	0	0.00	0			

Nelle figure seguenti sono illustrate le forme modali dei primi 3 modi di vibrare.

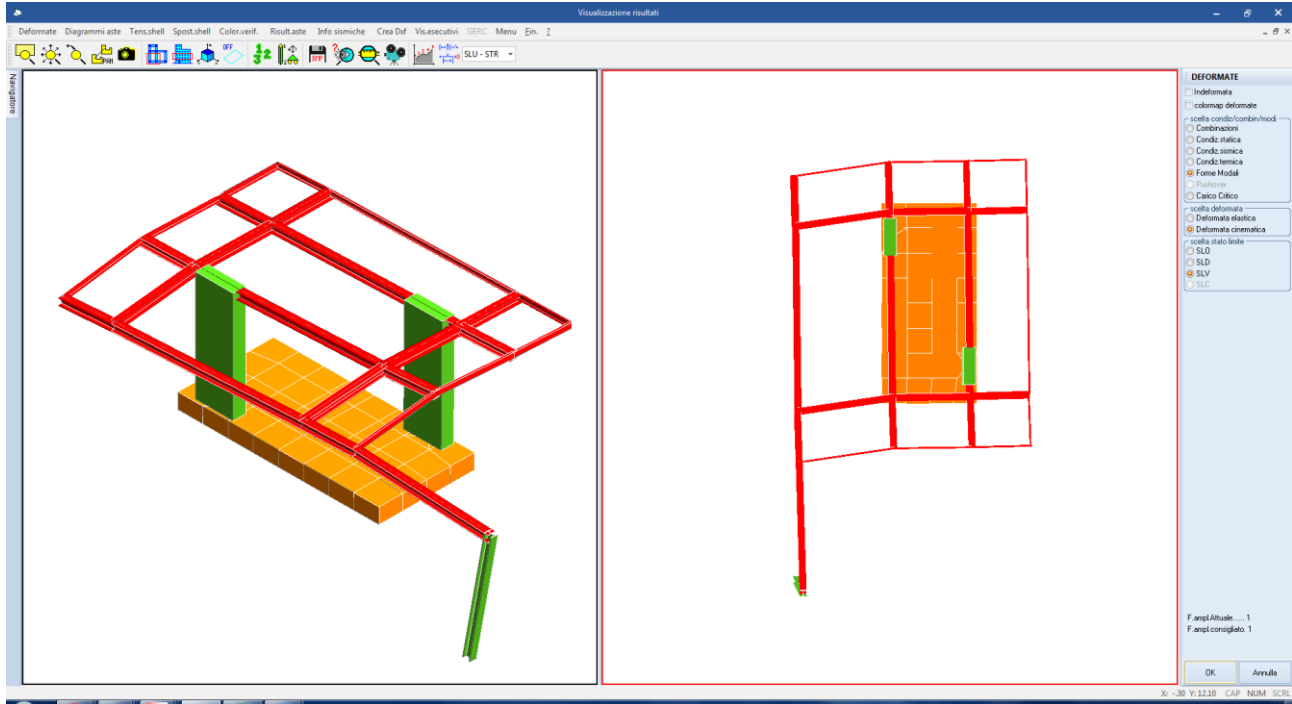


Figura 8: primo modo di vibrare

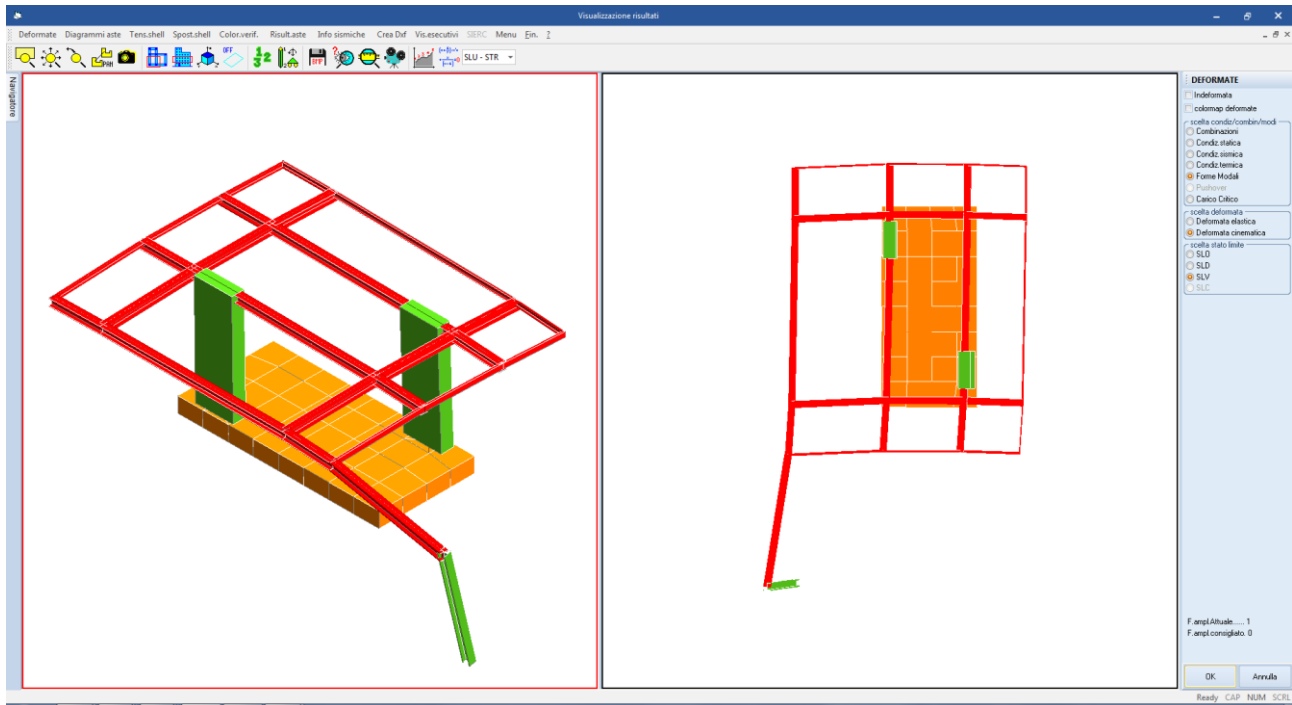


Figura 9: secondo modo di vibrare

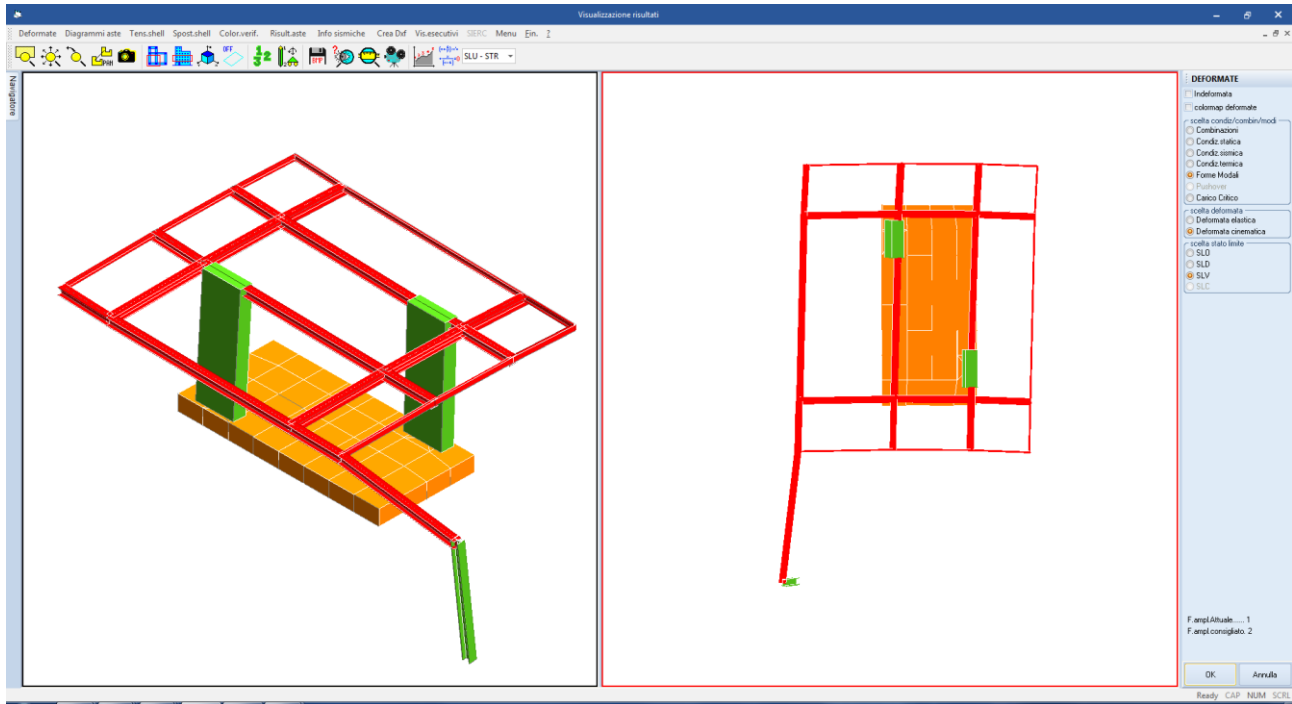


Figura 10: terzo modo di vibrare

Nelle figure seguenti sono individuate le frequenze dei modi di vibrare rispetto agli spettri di progetto.

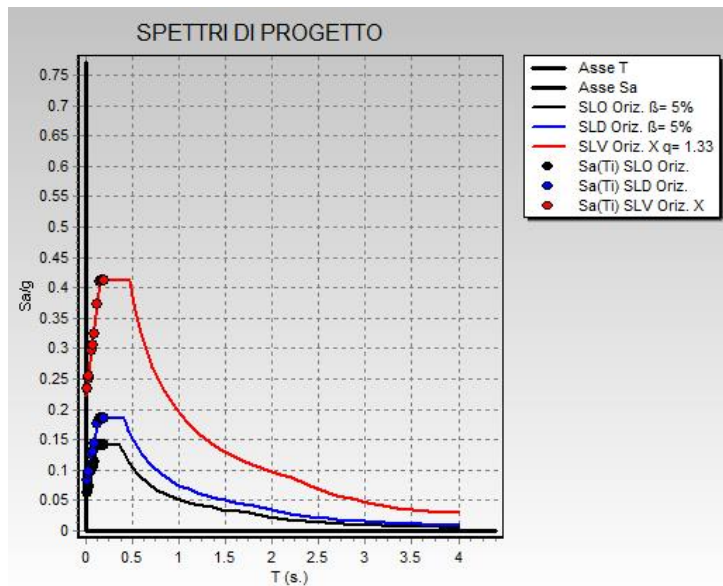


Figura 11: frequenze proprie della struttura sugli spettri di progetto SLV, SLD, SLO

Il periodo proprio della struttura risulta essere $T_1 = 0.193$ sec.

9.2 Presentazione dei risultati

Nelle figure che seguono sono riportati gli involuipi delle caratteristiche di sollecitazione, nonché gli schemi di applicazione di alcuni dei carichi.

Le convenzioni sui segni sono quelle riportate nella parte iniziale del tabulato di calcolo allegato alla presente e comunque quelli tipici della Scienza delle Costruzioni. Le unità di misura sono ugualmente riportate nella parte iniziale del tabulato di calcolo.

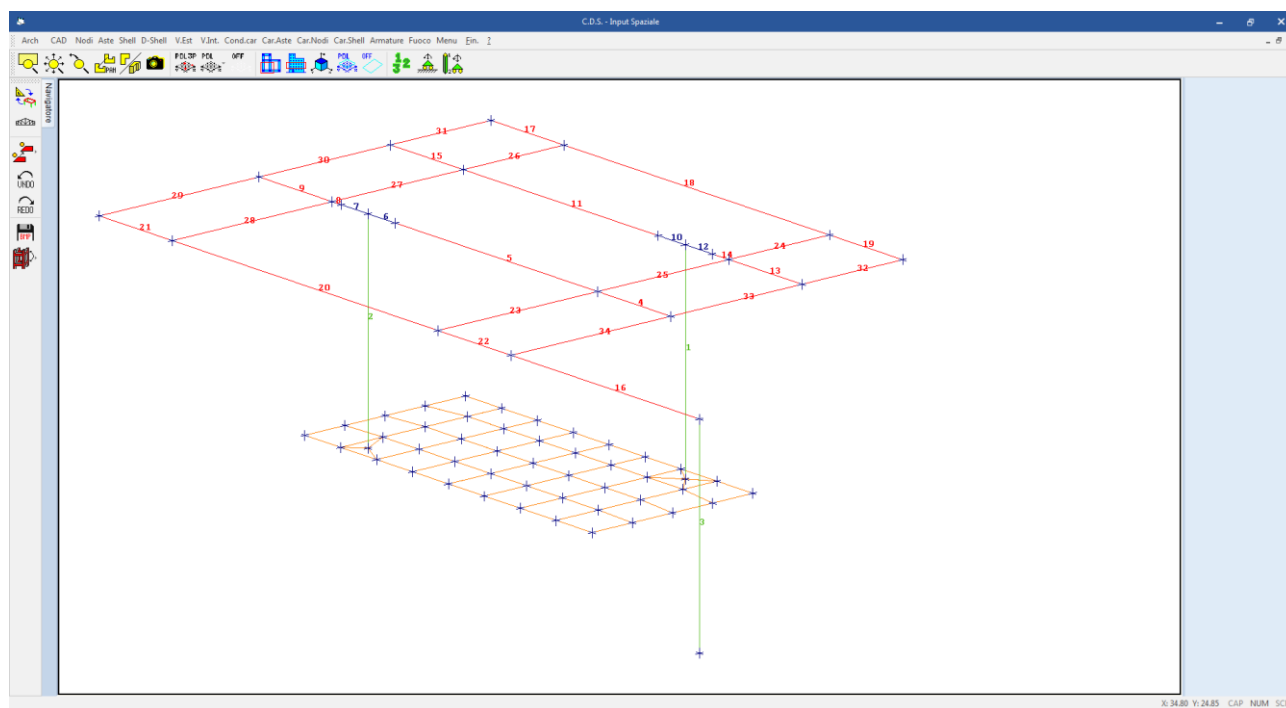


Figura 12: numerazione aste del modello

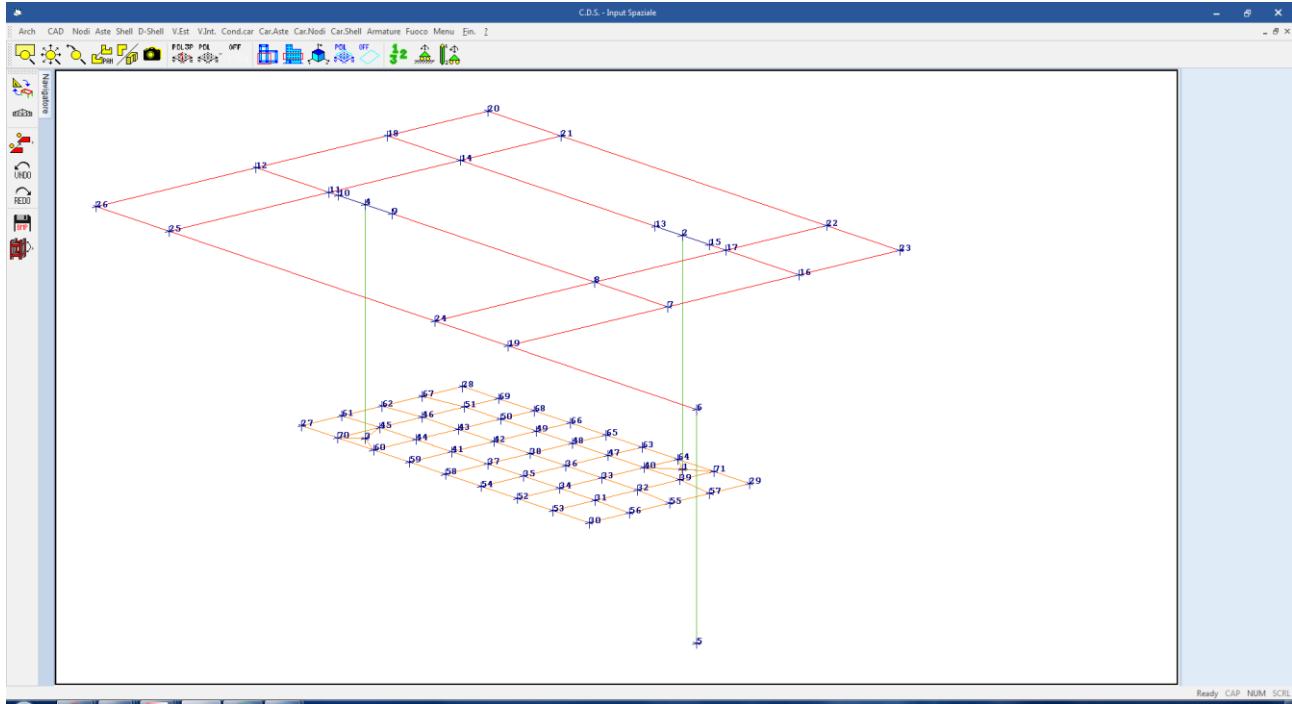


Figura 13: numerazione nodi del modello

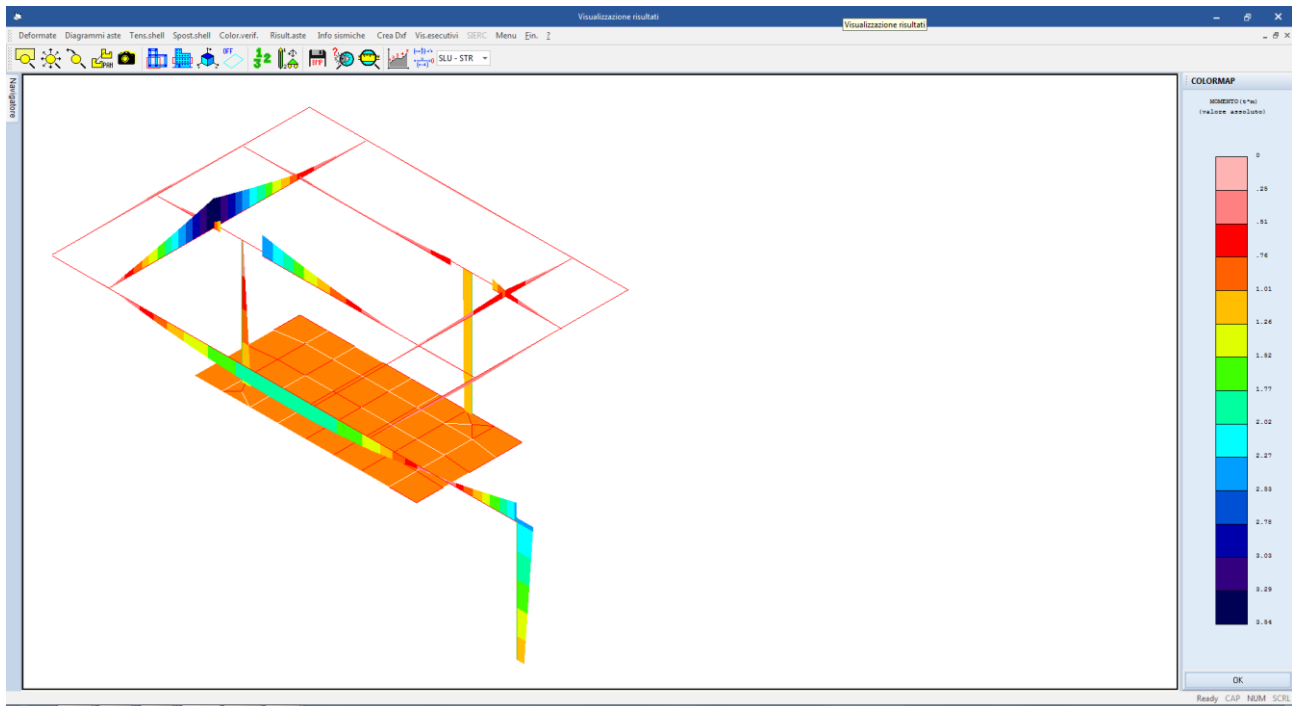


Figura 14: involuppo dei momenti flettenti M_x

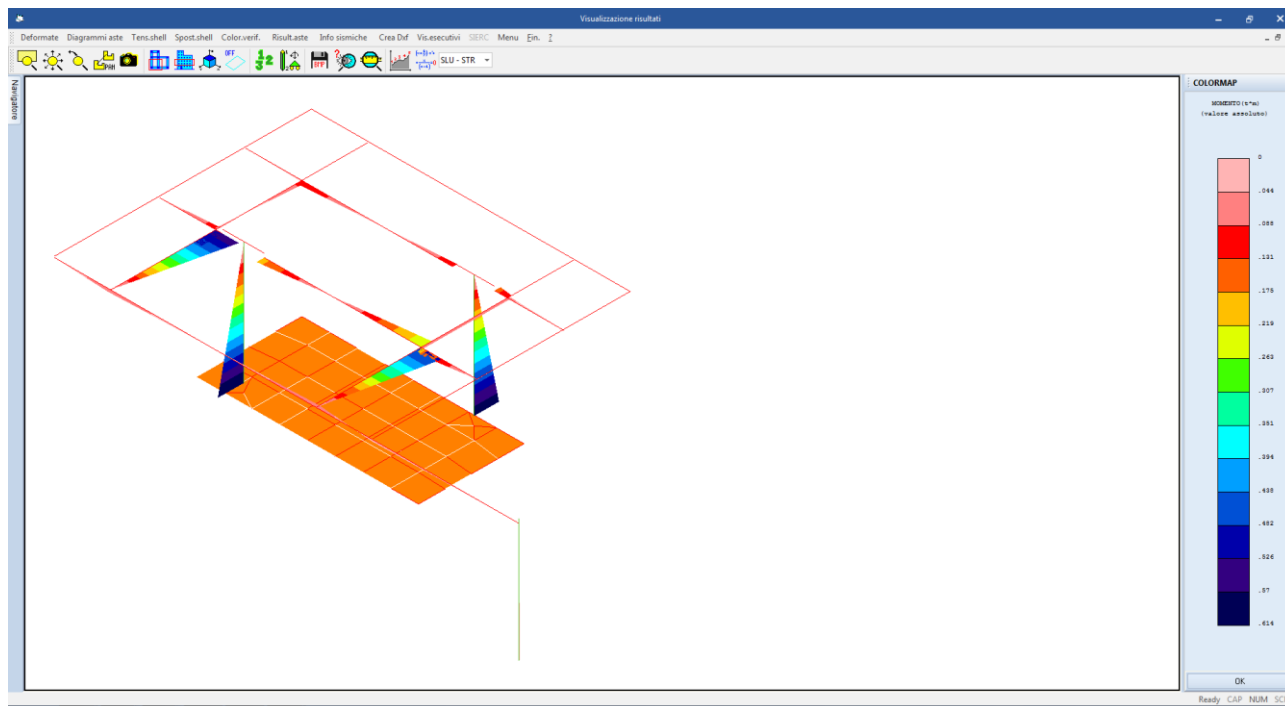


Figura 15: involuppo dei momenti flettenti M_y

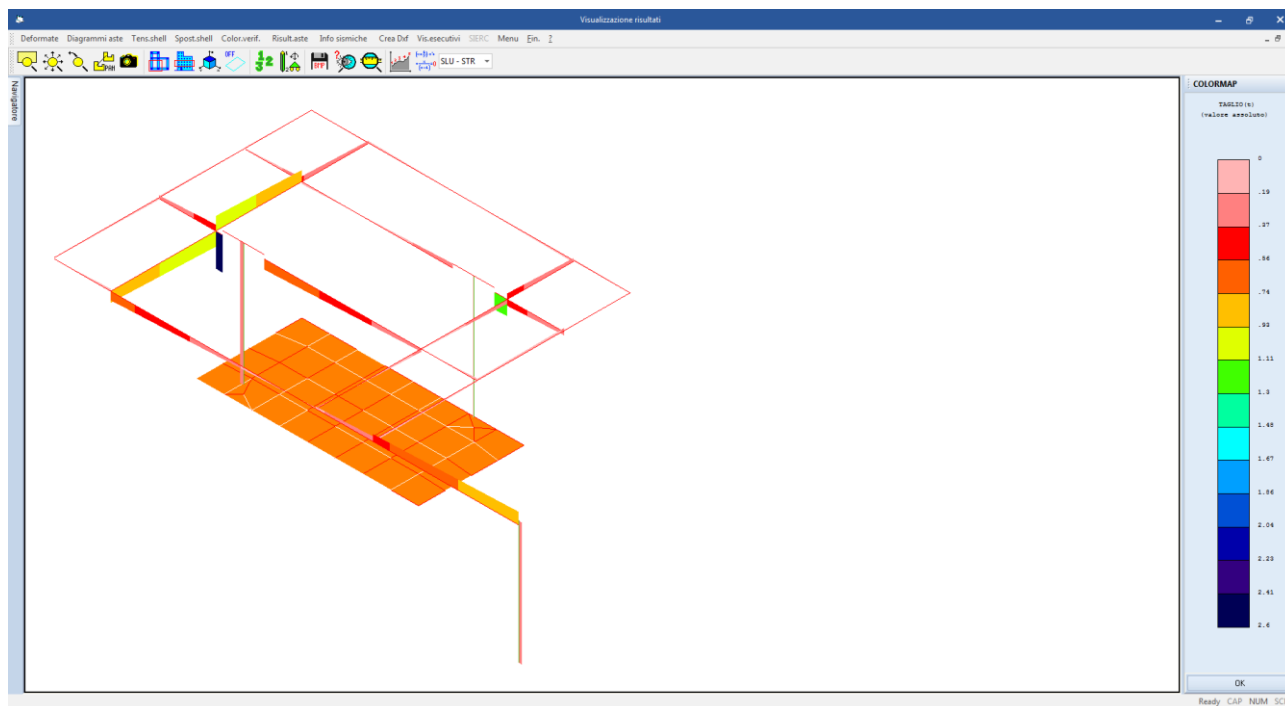


Figura 16: involuppo taglio V_y

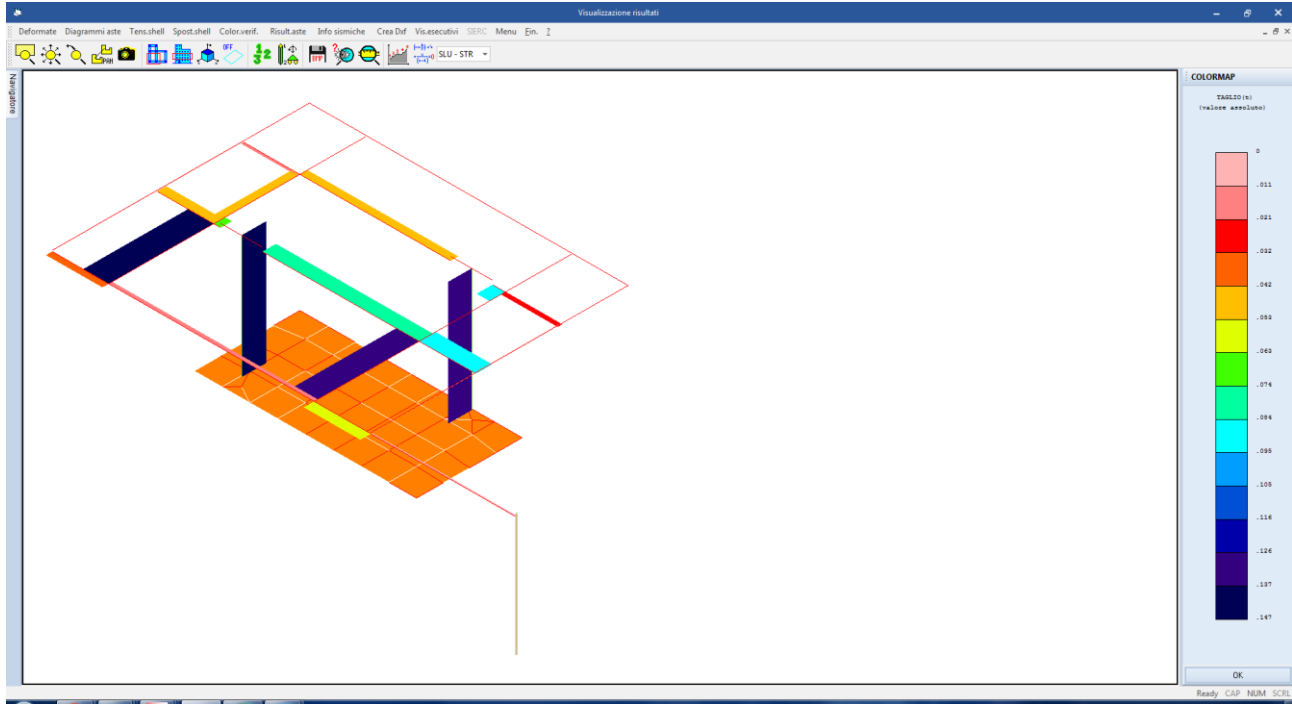


Figura 17: involuipo taglio V_x

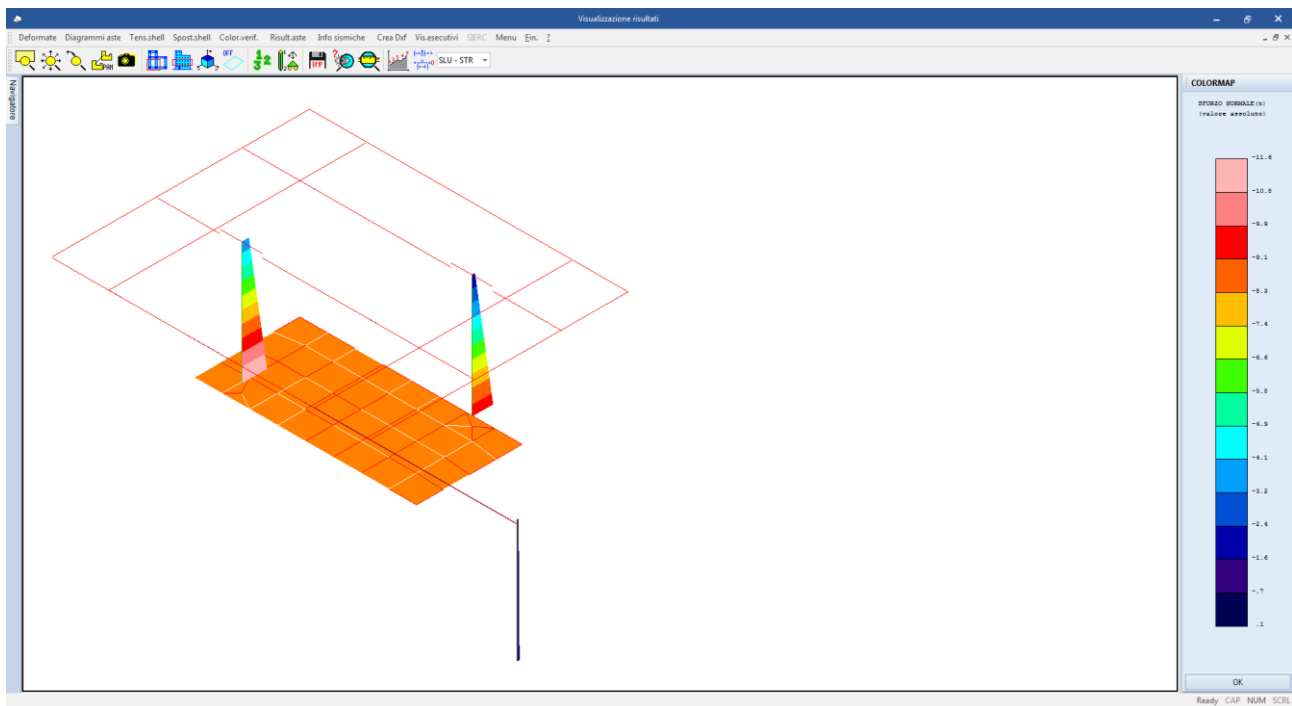


Figura 18: involuipo sforzo normale

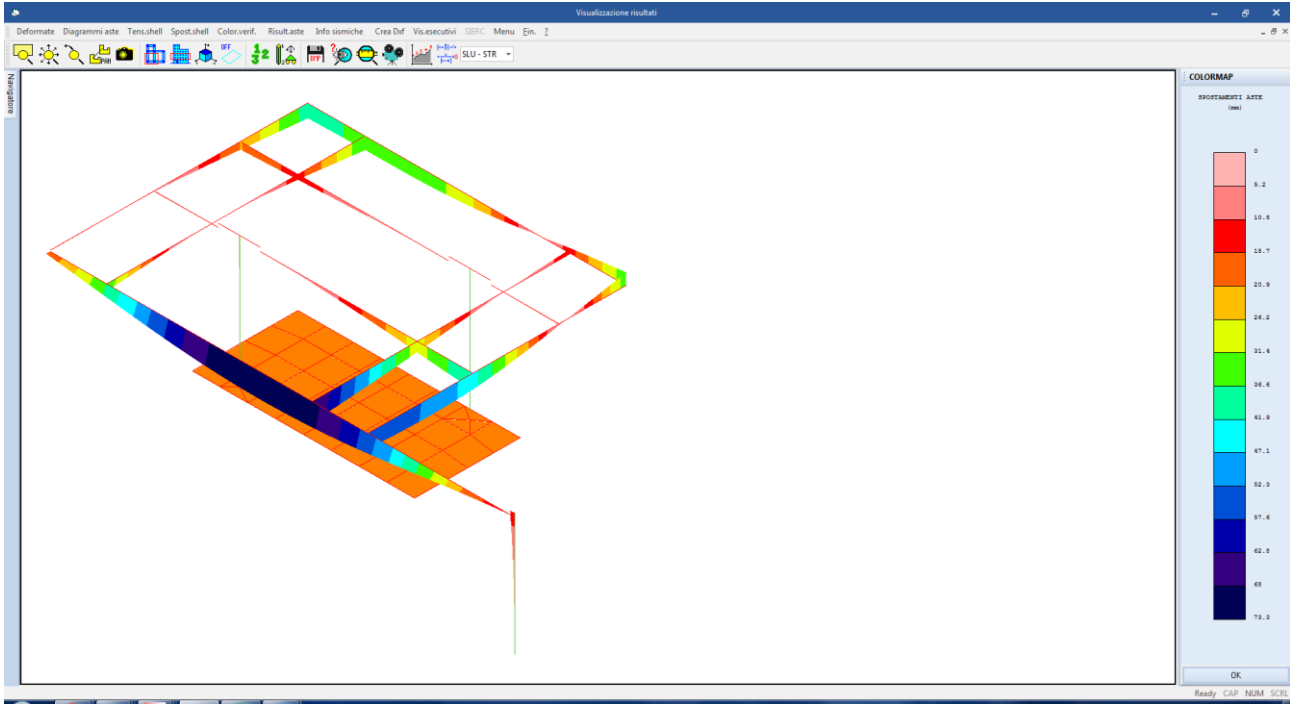


Figura 19: colormap deformata combinazione SLV n.1

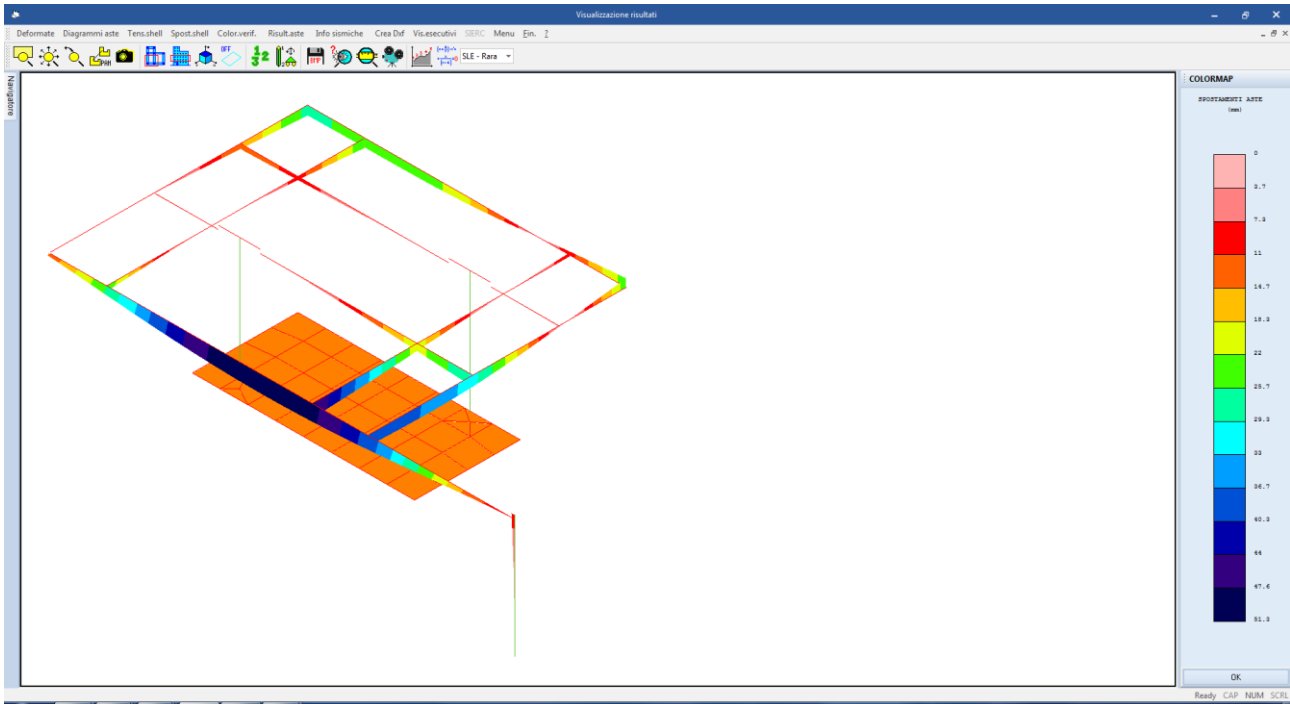


Figura 20: colormap deformata combinazione SLE rara n.1

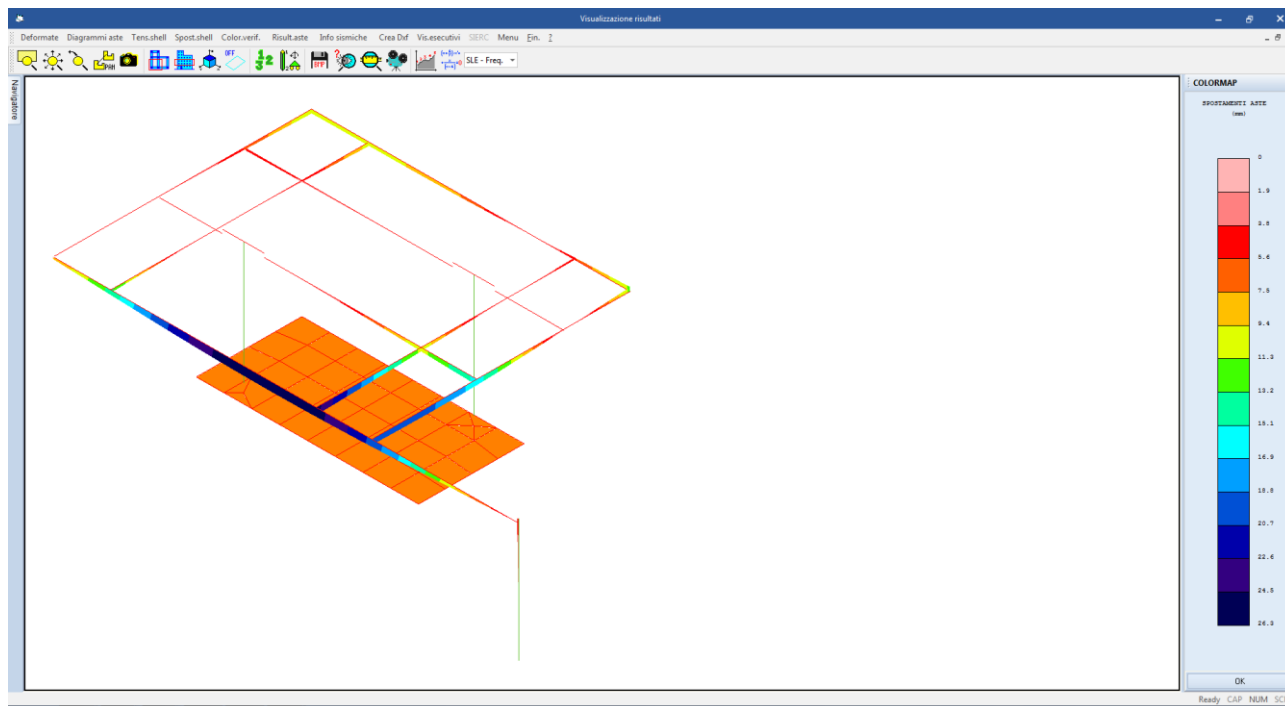
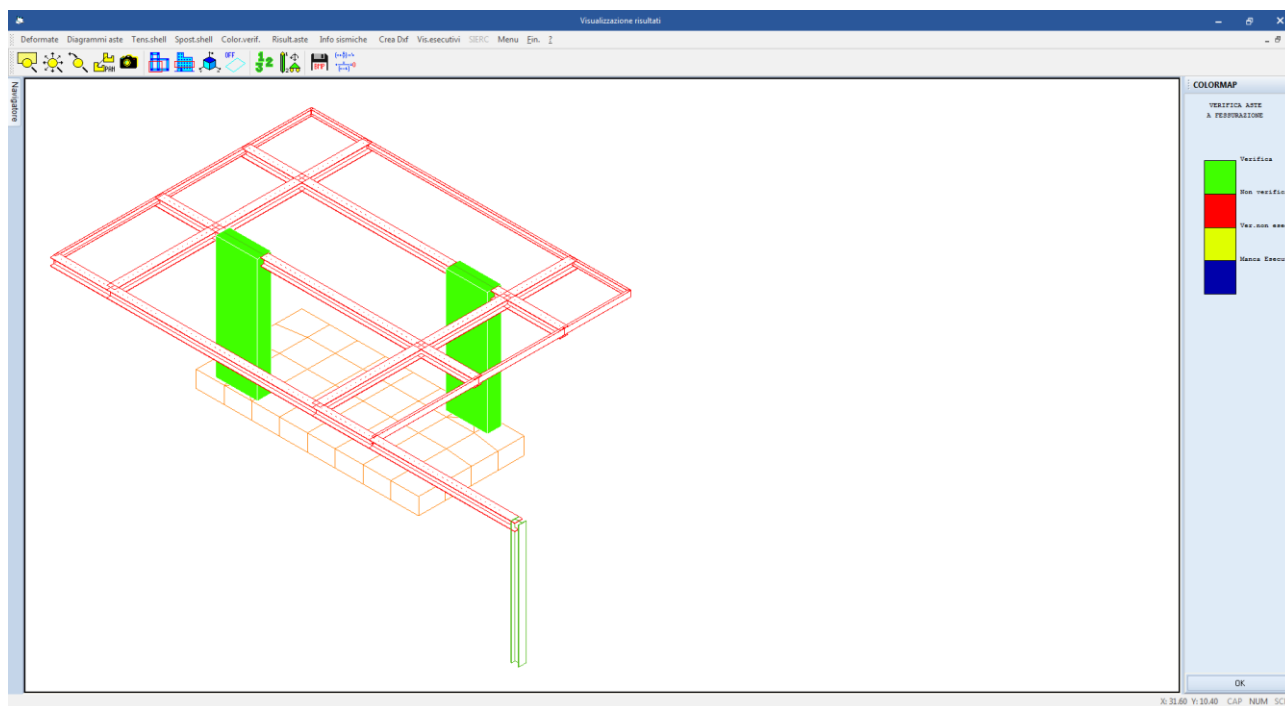


Figura 21: colormap deformata combinazione SLE frequente n.1



 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</p>				
<p>PROGETTO DEFINITIVO Relazione di calcolo Tettoia metallica</p>	<p>COMMESSA IV01</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D 26 CL</p>	<p>DOCUMENTO FV0300 005</p>	<p>REV. A FOGLIO 45 di 76</p>

Figura 22: colormap verifica stato limite di fessurazione

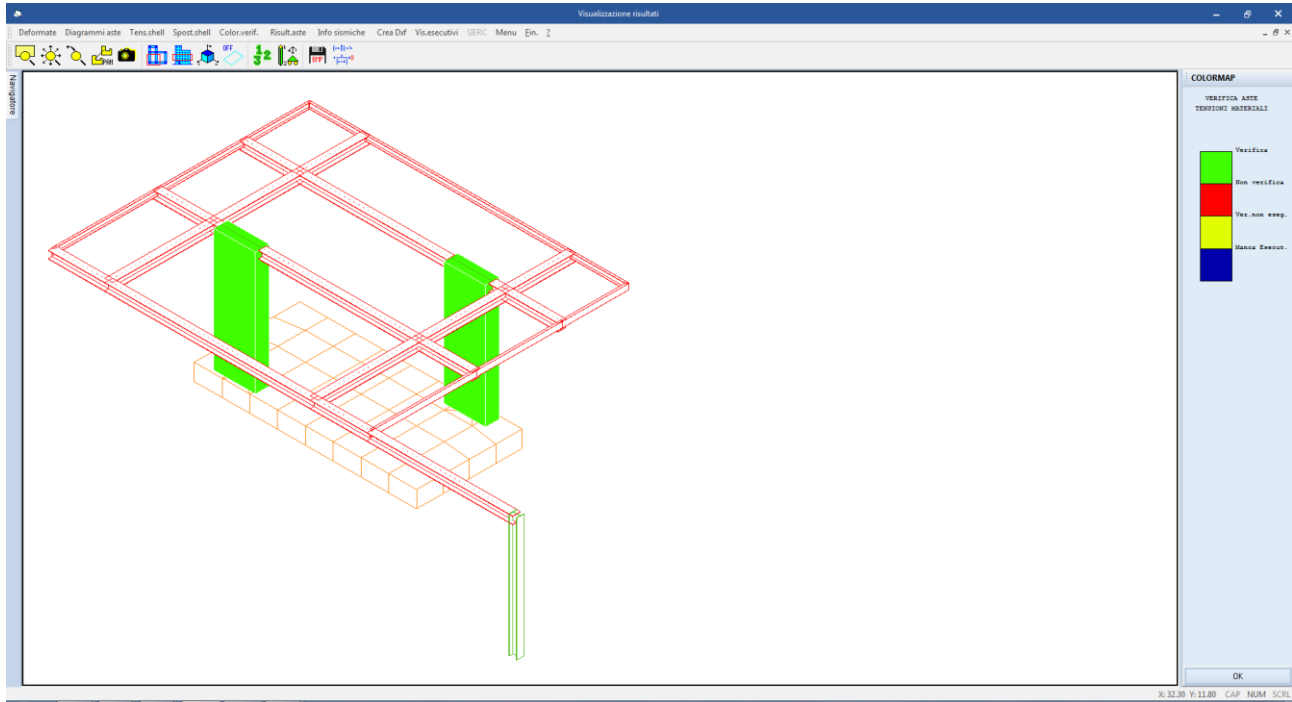


Figura 23: colormap verifica stato limite di tensione c.a.

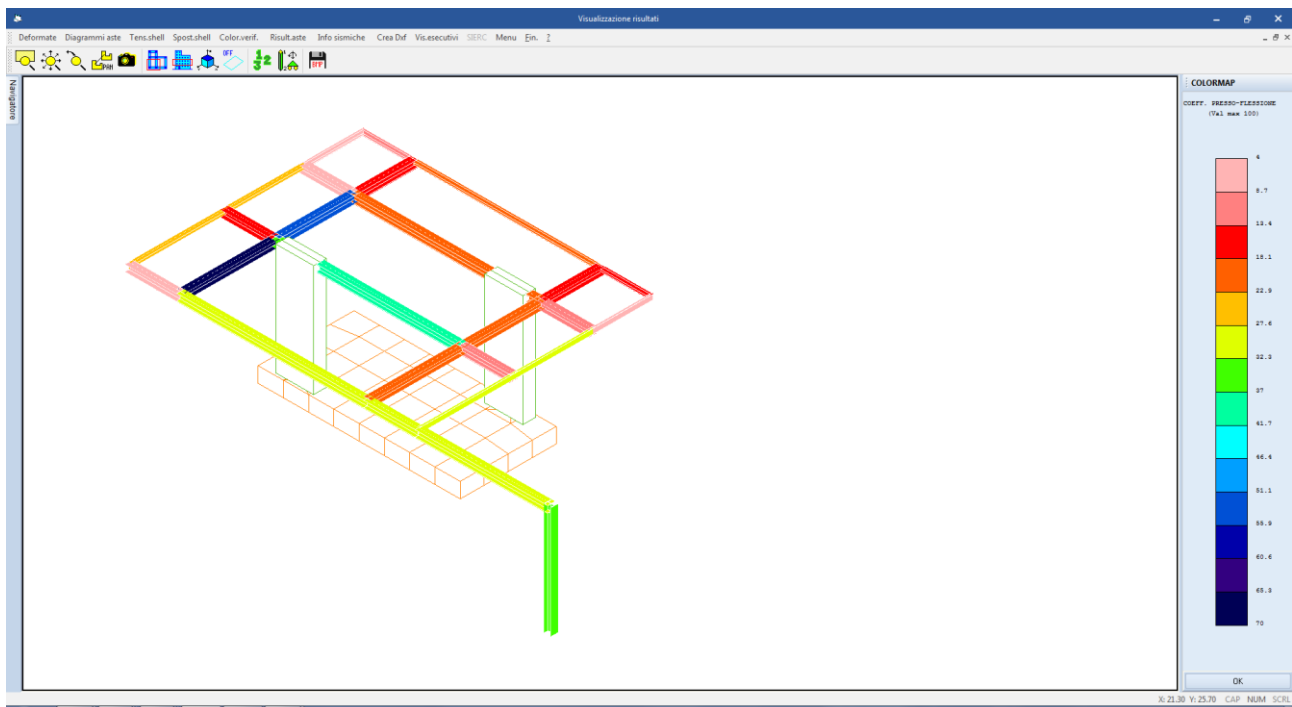


Figura 24: colormap coefficiente di impegno a pressoflessione profili in carpenteria metallica

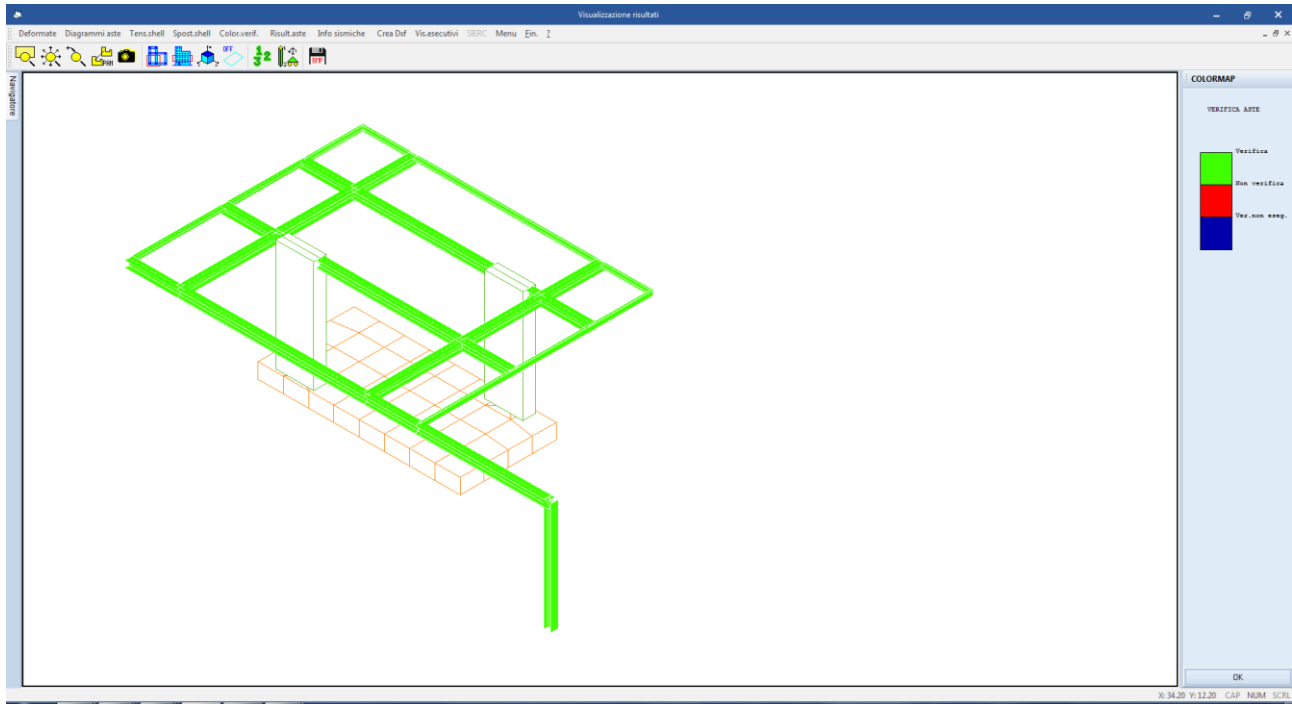


Figura 25: colormap status verifiche elementi in carpenteria metallica

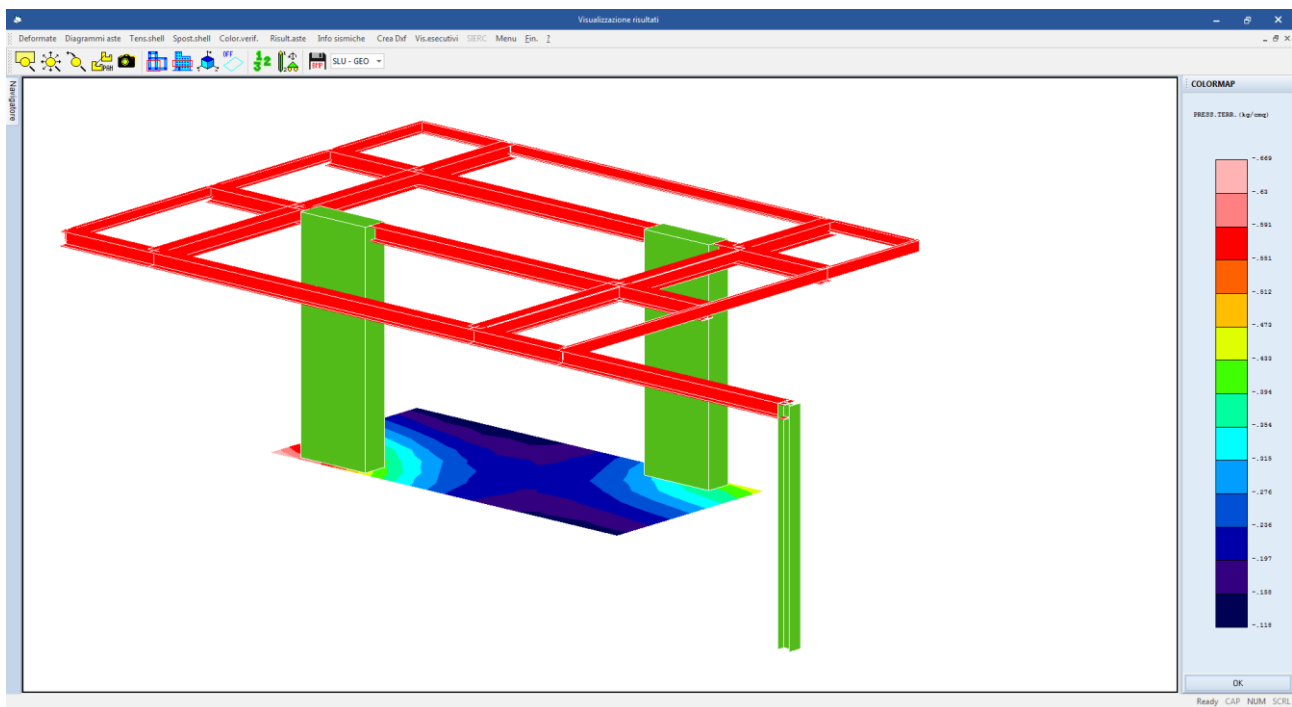


Figura 26: colormap pressione al suolo combinazione GEO n.1

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</p>					
<p>PROGETTO DEFINITIVO Relazione di calcolo Tettoia metallica</p>	<p>COMMESSA IV01</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D 26 CL</p>	<p>DOCUMENTO FV0300 005</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 47 di 76</p>

10 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI OPERATIVITA'

Per quanto riguarda il requisito di limitazione dell'operatività, la struttura deve essere progettata e costruita per sopportare un'azione sismica che abbia una probabilità di occorrenza più elevata di quella dell'azione sismica di progetto senza che si verifichi un danneggiamento con conseguenti limitazioni nell'utilizzo i cui costi sarebbero eccessivamente alti se rapportati con il costo della struttura in sé.

L'azione sismica da tenere in conto per il "requisito di mantenimento delle funzionalità operative" ha una probabilità di superamento del 81% nel tempo di ritorno T_r di 120 (grandezza funzione della vita utile della struttura e della classe di utilizzo).

Il "requisito relativo al mantenimento delle funzionalità operative" può considerarsi soddisfatto se gli spostamenti relativi tra i piani sono limitati secondo quanto stabilito al p.to 7.3.7.2 della [3].

10.1 Analisi e calcolo degli spostamenti

Gli spostamenti sono valutati utilizzando l'analisi dinamica modale con spettro di progetto applicata al modello tridimensionale dell'edificio.

I calcoli sono stati effettuati con lo stesso procedimento seguito per lo stato limite ultimo per quanto riguarda le combinazioni dei modi, l'eccentricità accidentale, le combinazioni delle azioni orizzontali e la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni.

Nel caso in esame, benchè non vi siano elementi secondari come le tamponature per cui eseguire questo tipo di verifica, si assumono le deformate di edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura e che interferiscono con la deformabilità della stessa con comportamento fragile, ovvero si deve verificare che:

Verifica allo SLO $qd_r < 0,0033h$

dove:

d_r è lo spostamento relativo di interpiano calcolato sulla base delle indicazioni dei par. 7.3.3 e 7.3.4 della [3].

h è l'altezza di interpiano per i vari livelli.

In base alla geometria dell'edificio si possono calcolare gli spostamenti di interpiano massimi stabiliti dalla normativa.

In figura seguente sono riportate le verifiche di spostamento secondo le due direzioni principali in pianta. Risulta verificato che gli spostamenti di interpiano sono inferiori ai limiti previsti dalla normativa.

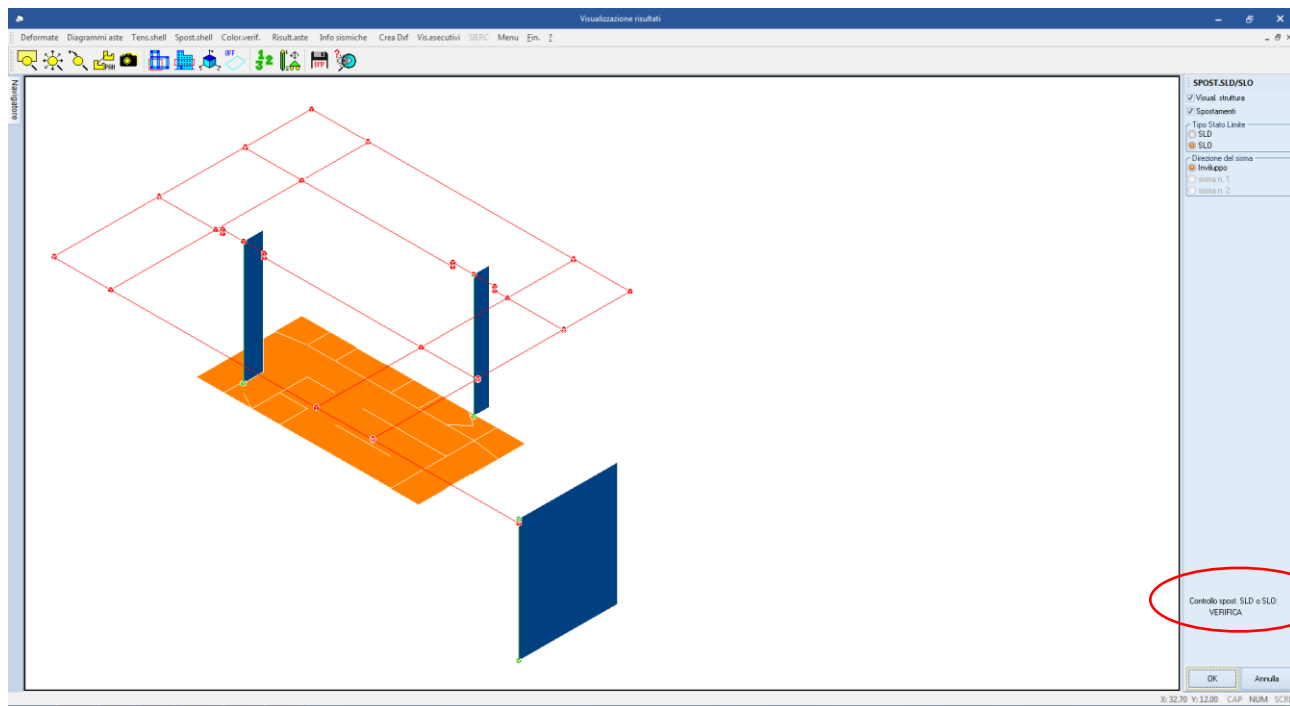


Figura 27: grafico spostamento SLD

SPOSTAMENTI SISMICI RELATIVI														
IDENTIFICATIVO					INVILUPPO S.L.D.				INVILUPPO S.L.O.				Stringa di Controllo Verifica	
Filo N.ro	Quota inf. (m)	Quota sup. (m)	Nodo inf. N.ro	Nodo sup. N.ro	Sis ma Nro	Com bin Nro	Spostam. Calcolo (mm)	Spostam. Limite (mm)	Sis ma Nro	Com bin Nro	Spostam. Calcolo (mm)	Spostam. Limite (mm)		
25	0.00	4.40	1	2	1	9	1.404	22.000	1	9	1.120	14.667	VERIFICATO	
26	0.00	4.40	3	4	1	11	1.751	22.000	1	11	1.421	14.667	VERIFICATO	
29	0.00	4.40	5	6	1	11	8.383	22.000	1	12	7.118	14.667	VERIFICATO	

11 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO ELEMENTI IN C.A.

11.1 Verifica Pilastri

11.1.1 Verifica a presso-flessione

La verifica a presso-flessione deviata si effettua costruendo il dominio resistente, che è funzione dell'armatura disposta e cambia al variare dell'azione assiale, e verificando che le sollecitazioni siano interne al dominio.

Trattandosi di una struttura in calce d'uso III la verifica di resistenza è condotta sia allo SLU che allo SLD.

Si riporta appresso la spiegazione delle sigle usate nelle tabelle di verifica aste in calcestruzzo per gli stati limite ultimi.

- Filo **Iniz./Fin.** : Sulla prima riga numero del filo del nodo iniziale, sulla seconda quello del nodo finale
- Cotg Θ** : Cotangente Angolo del puntone compresso
- Quota** : Sulla prima riga quota del nodo iniziale, sulla seconda quota del nodo finale
- SgmT** : Solo per le travi di fondazione:
Pressione di contatto sul terreno in Kg/cm² calcolata con i valori caratteristici delle azioni assumendo i coefficienti gamma pari ad uno.
- AmpC** : Solo per le travi di elevazione:

- Coefficiente di amplificazione dei carichi statici per tenere in conto della verifica locale dell'asta a sisma verticale.*
- N/Nc** : Solo per i pilastri:
Percentuale della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.
- Tratto** : Se una trave è suddivisa in più tratti sulla prima riga è riportato il numero del tratto, sulla terza il numero di suddivisioni della trave
- Sez B/H** : Sulla prima riga numero della sezione nell'archivio, sulla seconda base della sezione, sulla terza altezza. Per sezioni a T è riportato l'ingombro massimo della sezione
- Concio** : Numero del concio
- Co Nr** : Numero della combinazione e in sequenza sollecitazioni ultime di calcolo che forniscono la massima deformazione nell'acciaio e nel calcestruzzo per la verifica a flessione
- GamRd** : Solo per le travi di fondazione: Coefficiente di sovrarresistenza.
- M Exd** : Momento ultimo di calcolo asse vettore X (per le travi incrementato dalla traslazione del diagramma del momento flettente)
- M Eyd** : Momento ultimo di calcolo asse vettore Y
- N Ed** : Sforzo normale ultimo di calcolo
- x / d** : Rapporto fra la posizione dell'asse neutro e l'altezza utile della sezione moltiplicato per 100
- ef% ec% (*100)** : deformazioni massime nell'acciaio e nel calcestruzzo moltiplicate per 10.000. Valore limite per l'acciaio 100 (1%), valore limite nel calcestruzzo 35 (0,35%)
- Area** : Area del ferro in centimetri quadri; per le travi rispettivamente superiore ed inferiore, per i pilastri armature lungo la base e l'altezza della sezione
- Co Nr** : Numero della combinazione e in sequenza sollecitazioni ultime di calcolo che forniscono la minore sicurezza per le azioni taglianti e torcenti
- V Exd** : Taglio ultimo di calcolo in direzione X
- V Eyd** : Taglio ultimo di calcolo in direzione Y
- T sdu** : Momento torcente ultimo di calcolo
- V Rxd** : Taglio resistente ultimo delle staffe in direzione X
- V Ryd** : Taglio resistente ultimo delle staffe in direzione Y
- T Rd** : Momento torcente resistente ultimo delle staffe
- T Rld** : Momento torcente resistente ultimo dell'armatura longitudinale
- Coe Cls** : Coefficiente per il controllo di sicurezza del calcestruzzo alle azioni taglianti e torcenti moltiplicato per 100; la sezione è verificata se detto valore è minore o uguale a 100
- Coe Staf** : Coefficiente per il controllo di sicurezza delle staffe alle azioni taglianti e torcenti moltiplicato per 100; la sezione è verificata se detto valore è minore o uguale a 100
- Alon** : Armatura longitudinale a torsione (nelle travi rettangolari per le quali è stata effettuata la verifica a momento My in questo dato viene stampata anche l'armatura flessionale dei lati verticali)
- Staffe** : Passo staffe e lunghezza del tratto da armare
- Moltip Ultimo** : Solo per le stampe di riverifica:
Moltiplicatore dei carichi che porta a collasso la sezione. Il percorso dei carichi seguito e' a sforzo normale costante. Le deformazioni riportate sono determinate dalle sollecitazioni di calcolo amplificate del moltiplicatore in parola.

STAMPA PROGETTO S.L.U. - AZIONI S.L.V. - PILASTRI E TRAVI IN DEVIATA																										
VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE												VERIFICA A TAGLIO E TORSIONE														
Filo Iniz. Fin. Ctg0	Quota Iniz. Final N/Nc	Tra Bas Alt	Sez Bas Alt	Conc	Co mb	M Exd (t*m)	M Eyd (t*m)	N Ed (t)	Molt Ult.	ef% 100	ec	Area cmq b h	Co mb	V Exd (t)	V Eyd (t)	T Sdu (t*m)	V Rxd (t)	V Ryd (t)	TRd (t*m)	TRld (t*m)	Coe Cls	Coe Sta	Alon cmq	staffe Pas Lun Fi		
25	0.00	27	1	12	0.7	-15.0	-10.6	2.19	19	6	9.4	18.8	12	3.4	0.5	0.0	47.5	52.5	20.2	0.0	2	7	0.0	24	150	8
25	4.40	50	3	12	-0.2	-9.0	-7.3	3.59	19	6	9.4	18.8	12	3.4	0.5	0.0	47.5	52.5	20.2	0.0	2	7	0.0	24	140	8
2.5	0.01	150	5	16	-1.6	-0.1	-2.4	49.46	19	6	9.4	18.8	12	3.4	0.5	0.0	47.5	52.5	20.2	0.0	2	7	0.0	24	150	8
26	0.00	27	1	9	6.5	17.4	-13.0	1.82	19	7	9.4	18.8	9	-4.0	1.4	0.0	47.5	52.5	20.2	0.0	3	8	0.0	24	150	8
26	4.40	50	3	9	4.1	10.4	-9.7	2.98	19	7	9.4	18.8	9	-4.0	1.4	0.0	47.5	52.5	20.2	0.0	3	8	0.0	24	140	8
2.5	0.01	150	5	6	1.8	-0.3	-14.4	64.20	100	32	9.4	18.8	9	-4.0	1.4	0.0	47.5	52.5	20.2	0.0	3	8	0.0	24	150	8

STAMPA PROGETTO S.L.U. - AZIONI S.L.D. - PILASTRI E TRAVI IN DEVIATA

Filo Iniz. Fin. Ctgò	Quota Iniz. Final t	Tr	Sez Bas Alt	Conc	VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE										VERIFICA A TAGLIO E TORSIONE											
					Co mb	M Exd (t*m)	M Eyd (t*m)	N Ed (t)	Molt Ult.	σf% 100	σc	Area cmq b h	Co mb	V Exd (t)	V Eyd (t)	T Sdu (t*m)	V Rxd (t)	V Ryd (t)	TRd (t*m)	TRld (t*m)	Coe Cls	Coe Sta	ALon cmq	staffe Pas Lun Fi		
25	0.00	27	1	12	-0.7	-5.0	-10.6	6.47	19	7	9.4	18.8	12	1.1	0.2	0.0	47.5	52.5	20.2	0.0	1	2	0.0	24	150	8
25	4.40	50	3	12	-1.0	-3.0	-7.3	10.24	19	7	9.4	18.8	12	1.1	0.2	0.0	47.5	52.5	20.2	0.0	1	2	0.0	24	140	8
2.5		150	5	16	-1.5	-0.1	-2.4	62.48	21	7	9.4	18.8	12	1.1	0.2	0.0	47.5	52.5	20.2	0.0	1	2	0.0	24	150	8
26	0.00	27	1	9	3.4	5.7	-13.0	5.38	19	8	9.4	18.8	9	-1.3	0.7	0.0	47.5	52.5	20.2	0.0	1	3	0.0	24	150	8
26	4.40	50	3	9	2.2	3.4	-9.7	8.74	19	8	9.4	18.8	9	-1.3	0.7	0.0	47.5	52.5	20.2	0.0	1	3	0.0	24	140	8
2.5		150	5	15	0.3	-0.1	-4.8	212.43	21	10	9.4	18.8	9	-1.3	0.7	0.0	47.5	52.5	20.2	0.0	1	3	0.0	24	150	8

11.1.2 Verifica S.L.E. Pilastro

Una volta determinate le armature dei pilastri il programma di calcolo esegue le verifiche alle tensioni ed allo stato limite di fessurazione secondo i limiti del precedente par. 4.3.2.

Si riporta appresso la spiegazione delle sigle usate nelle tabelle di verifica aste in cls per gli stati limiti di esercizio.

- Filo** : Sulla prima riga numero del filo del nodo iniziale, sulla seconda quello del nodo finale
- Quota** : Sulla prima riga quota del nodo iniziale, sulla seconda quota del nodo finale
- Tratto** : Se una trave è suddivisa in più tratti sulla prima riga è riportato il numero del tratto, sulla terza il numero di suddivisioni della trave
- Com Cari** : Indicatore della matrice di combinazione; la prima riga individua la matrice delle combinazioni rare, la seconda la matrice delle combinazioni frequenti, la terza quella permanenti. Questo indicatore vale sia per la verifica a fessurazione che per il calcolo delle frecce
- Fessu** : Fessura limite e fessura di calcolo espressa in mm; se la trave non risulta fessurata l'ampiezza di calcolo sarà nulla
- Dist mm** : Distanza fra le fessure
- Concio** : Numero del concio in cui si è avuta la massima fessura
- Combin** : Numero della combinazione ed in sequenza sollecitazioni per cui si è avuta la massima fessura
- Mf X** : Momento flettente asse vettore X
- Mf Y** : Momento flettente asse vettore Y
- N** : Sforzo normale
- Frecce** : Freccia limite e freccia massima di calcolo
- Combin** : Numero della combinazione che ha prodotto la freccia massima
- Com Cari** : Indicatore della matrice di combinazione; la prima riga individua la matrice delle combinazioni rare per la verifica della tensione sul calcestruzzo, la seconda la matrice delle combinazioni rare per la verifica della tensione sull'acciaio, la terza la matrice delle combinazioni permanenti per la verifica della tensione sul calcestruzzo
- σlim** : Valore della tensione limite in Kg/cmq
- σcal** : Valore della tensione di calcolo in Kg/cmq
- Concio** : Numero del concio in cui si è avuta la massima tensione
- Combin** : Numero della combinazione ed in sequenza sollecitazioni per cui si è avuta la massima tensione
- Mf X** : Momento flettente asse vettore X
- Mf Y** : Momento flettente asse vettore Y

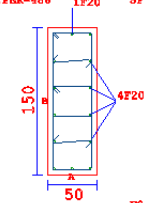
PROGETTO DEFINITIVO
Relazione di calcolo Tettoia metallica

COMMESSA IV01 LOTTO 00 CODIFICA D 26 CL DOCUMENTO FV0300 005 REV. A FOGLIO 51 di 76

N : Sforzo normale

PILASTRI																				
FESSURAZIONE											FRECCHE		TENSIONI							
Filo In fi	Quota In Fi	Tra tto	Combi Caric	Fessu. mm lim cal	dist mm	Con cio	Com bin	Mf X (t*m)	Mf Y (t*m)	N (t)	Frecche mm limite calc	Com bin	Combinaz Carico	σ lim. Kg/cm ²	σ cal. Kg/cm ²	Co nc	Comb	Mf X (t*m)	Mf Y (t*m)	N (t)
25	4.40	Rara	0.2	0.000	0	5	5	-4.4	-0.2	-12.1			Rara cls	176.0	5.2	5	8	0.8	-1.7	-12.0
25	0.00	Freq											Rara fer	3375	30	5	3	-3.9	-0.7	-13.6
		Perm											Perm cls	128.0	3.2	5	1	-1.3	-0.7	-10.6
26	4.40	Rara	0.2	0.000	0	5	5	7.4	0.3	-15.5			Rara cls	176.0	8.1	5	3	7.2	0.8	-18.3
26	0.00	Freq											Rara fer	3375	48	5	3	7.2	0.8	-18.3
		Perm											Perm cls	128.0	3.9	5	1	2.0	0.7	-13.0

11.1.3 Armature pilastri

TABELLA PILASTRI QUOTA m: 0.00	
PIL.	PIL.
25 26	<p>L=440 L.FER=486 1F20 SPIGOLI 4F20</p>  <p>STAFFE: 40*85 L707-263*2 PS/24 L= 150 PS/24 L= 140 PS/24 L= 150</p>
ACCIAIO B450C CALCESTR. C32/40	

11.2 Verifica platea di fondazione

Il programma di calcolo determina in automatico i quantitativi necessari al soddisfacimento delle verifiche a pressoflessione per la platea.

Dai risultati che si graficizzano qui di seguito si può osservare come il quantitativo di armatura richiesto sia sostanzialmente quello minimo di normativa pari a 6 cmq/m. Si decide di disporre una armatura a rete $\varnothing 16/20 \times 20$ superiore e $\varnothing 16/20 \times 20$ inferiore pari a $A_s = 10.05 \text{ cmq/m} > 6 \text{ cmq/m}$.

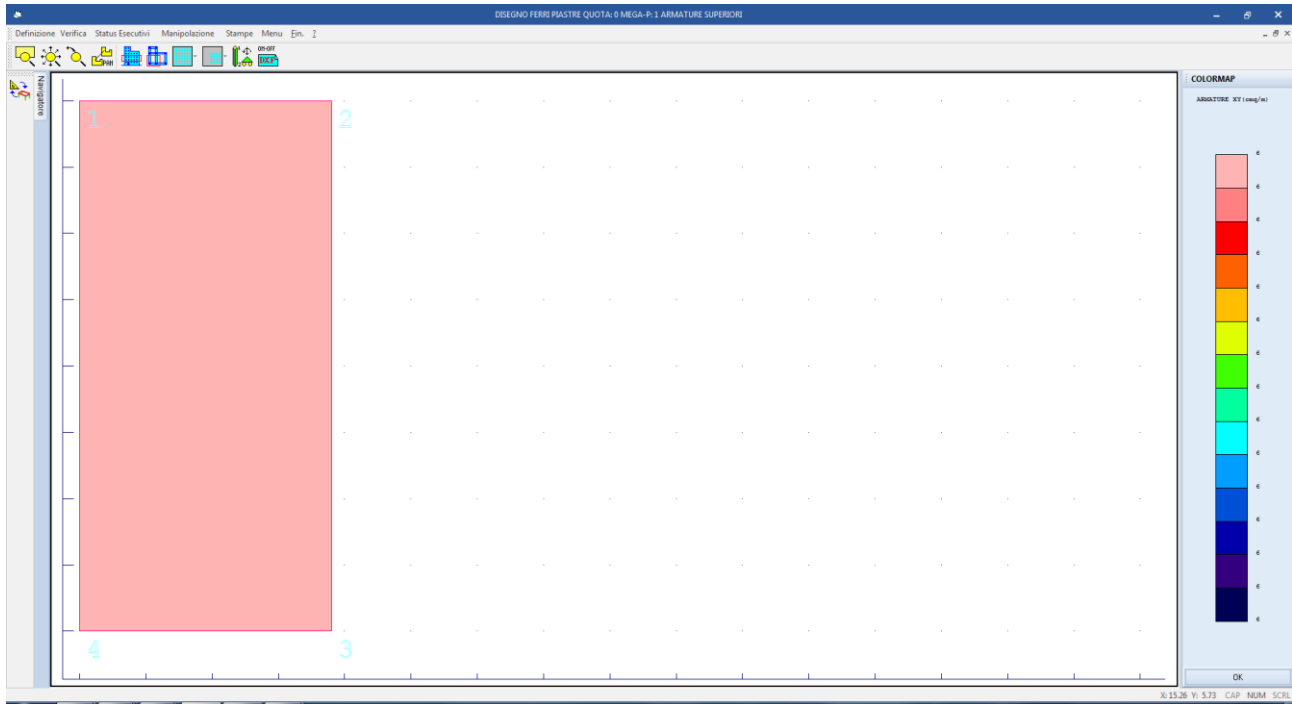
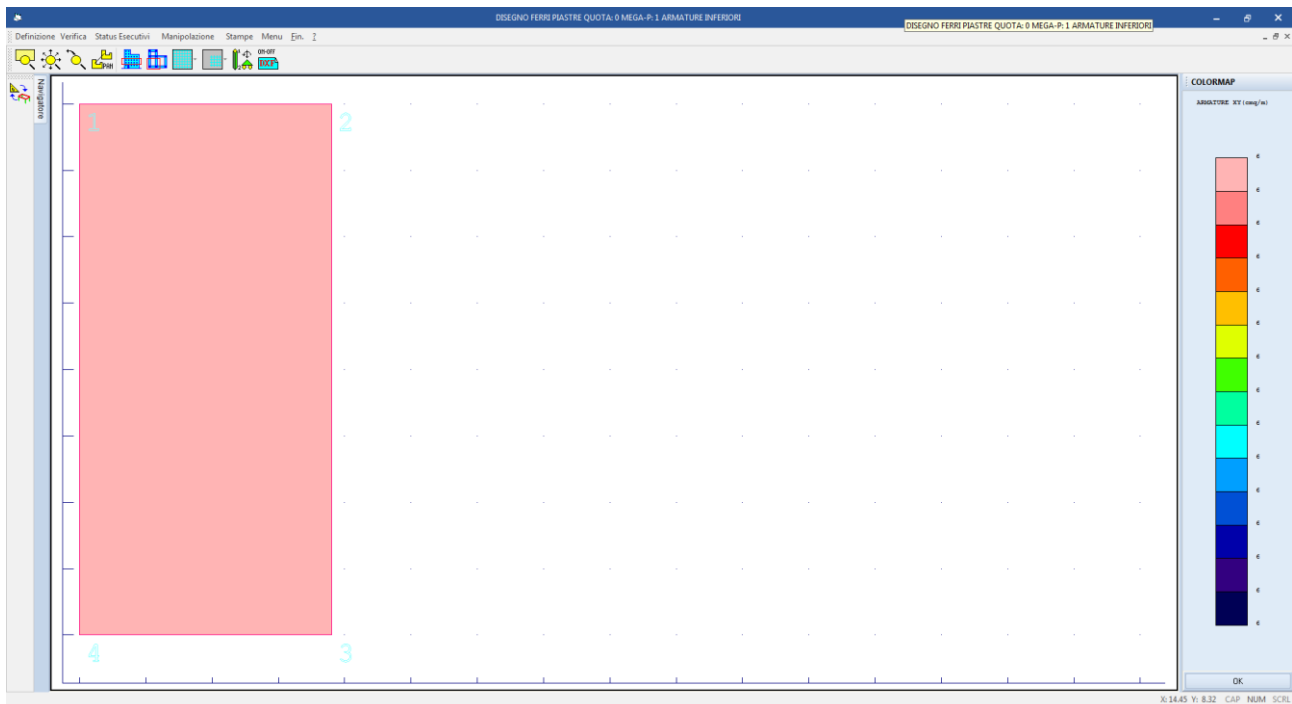


Figura 28: quantitativo di armatura superiore necessario platea di fondazione



 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</p>					
<p>PROGETTO DEFINITIVO Relazione di calcolo Tettoia metallica</p>	<p>COMMESSA IV01</p>	<p>LOTTO 00</p>	<p>CODIFICA D 26 CL</p>	<p>DOCUMENTO FV0300 005</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 53 di 76</p>

Figura 29: quantitativo di armatura inferiore necessario platea di fondazione

Nella tabella che segue sono riportate le verifiche SLV a pressoflessione e le verifiche tensionali e a fessurazione con il seguente significato dei simboli.

Quota N.ro:	:	Quota a cui si trova l'elemento
Perim. N.ro	:	Numero identificativo del macroelemento il cui perimetro è stato definito prima di eseguire la verifica
Nodo 3d N.ro	:	Numero del nodo relativo alla suddivisione del macroelemento in microelementi
N_x	:	Sforzo sul piano dell'elemento bidimensionale diretto come l'asse x del sistema locale (il sistema di riferimento locale è quello delle armature)
N_y	:	Sforzo sul piano dell'elemento bidimensionale diretto come l'asse y del sistema locale
T_{xy}	:	Sforzo tagliante sul piano dell'elemento con direzione y e agente sulla faccia di normale x del sistema locale (ovvero anche, per la simmetria delle tensioni tangenziali, sforzo tagliante sul piano dell'elemento con direzione x e agente sulla faccia di normale y del sistema locale)
M_x	:	Momento flettente agente sulla sezione di normale x del sistema locale. Per le verifiche è accoppiato allo sforzo normale N _x . Questo momento è incrementato per tenere in conto il valore del momento torcente M _{xy}
M_y	:	Momento flettente agente sulla sezione di normale y del sistema locale. Per le verifiche è accoppiato allo sforzo normale N _y . Questo momento è incrementato per tenere in conto il valore del momento torcente M _{xy}
M_{xy}	:	Momento torcente con asse vettore x e agente sulla sezione di normale x (ovvero anche, per la simmetria delle tensioni tangenziali momento torcente con asse vettore y e agente sulla sezione di normale y)
Molt.	:	Moltiplicatore delle sollecitazioni che porta a rottura la sezione, rispettivamente nelle direzioni X e Y
x/d	:	Posizione adimensionalizzata dell'asse neutro rispettivamente nelle direzioni X e Y
A_x superiore	:	Area totale armatura superiore diretta lungo x. Area totale è l'area della pressoflessione più l'area per il taglio riportata dopo)
A_y superiore	:	Area totale armatura superiore diretta lungo y
A_x inferiore	:	Area totale armatura inferiore diretta lungo x
A_y inferiore	:	Area totale armatura inferiore diretta lungo y
A_{tag}	:	Area per il taglio su ciascuna faccia per le due direzioni
σ_t	:	Tensione massima di contatto con il terreno
E_{ta}	:	Abbassamento verticale del nodo in esame
F_{punz}	:	Forza di punzonamento determinata amplificando il massimo valore della forza punzonante (ottenuta dall'inviluppo fra le varie combinazioni di carico agenti) per un coefficiente beta raccomandato nell'eurocodice 2 (figura 6.21). Per le piastre di fondazione la forza di punzonamento è stata ridotta dell'effetto favorevole della pressione del suolo

- FpunzLi** : Resistenza al punzonamento ottenuta dall'applicazione della formula (6.47) dell'eurocodice 2, utilizzando il perimetro di base definito nelle figure 6.13 e 6.15
- Apunz** : Armatura di punzonamento calcolata dalla formula (6.52) dell'eurocodice 2
- VEd** : Azione di taglio-punzonamento secondo la formula (6.53) dell'eurocodice 2
- VRd,max** : Resistenza di taglio-punzonamento secondo la formula (6.53) dell'eurocodice 2

S.L.U. - AZIONI S.L.V. - VERIFICA PIASTRE - QUOTA: 0 ELEMENTO: 1																						
Quo N.r	P. Nr	Nod3d N.ro	Nx Kg/m	Ny Kg/m	Txy Kg/m	Mx kgm/m	My kgm/m	Mxy kgm/m	Molt Direzione X	x/d	Molt Direzione Y	x/d	Ax s	Ay s	Ax i	Ay i	Atag	σt kg/cmq	eta mm	Fpunz. kg	FpnzLi kg	Apunz cmq
0	1	27	0	0	0	-2078	2235	931	10.6	0.1	9.8	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.7	-0.7			
0	1	60	0	0	0	-3467	-4018	2496	6.3	0.1	5.5	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.6	-0.6			
0	1	61	0	0	0	-3721	1338	652	5.9	0.1	16.4	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.5	-0.5			
0	1	62	0	0	0	-3509	810	733	6.3	0.1	27.1	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.4	-0.4			
0	1	63	0	0	0	-3225	2303	2148	6.8	0.1	9.5	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.4	-0.4			
0	1	64	0	0	0	-2549	5163	-1483	8.6	0.1	4.3	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.5	-0.5			
0	1	65	0	0	0	-2129	-4083	1900	10.3	0.1	5.4	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.3	-0.3			
0	1	66	0	0	0	-1913	-3667	1742	11.5	0.1	6.0	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.3	-0.3			
0	1	67	0	0	0	-2139	-809	675	10.3	0.1	27.2	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.3	-0.3			
0	1	68	0	0	0	-1722	-2858	1429	12.8	0.1	7.7	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.2	-0.2			
0	1	69	0	0	0	-1350	-1756	913	16.3	0.1	12.5	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.3	-0.3			
0	1	70	0	0	0	3074	7173	1249	7.2	0.1	3.1	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.7	-0.7			
0	1	71	0	0	0	2015	4965	1224	10.9	0.1	4.4	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.6	-0.6			


S.L.U. - AZIONI S.L.D. - VERIFICA PUNZONAMENTO PIASTRE - QUOTA: 0 ELEMENTO: 1																						
Quo N.r	P. Nr	Nod3d N.ro	Nx Kg/m	Ny Kg/m	Txy Kg/m	Mx kgm/m	My kgm/m	Mxy kgm/m	Molt Direzione X	x/d	Molt Direzione Y	x/d	Ax s	Ay s	Ax i	Ay i	Atag	σt kg/cmq	eta mm	Fpunz. kg	FpnzLi kg	Apunz cmq
0	1	27	0	0	0	1652	2221	540	13.3	0.1	9.9	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.7	-0.7			
0	1	60	0	0	0	-1850	4433	1490	11.9	0.1	5.0	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.5	-0.5			
0	1	61	0	0	0	-1326	1336	76	16.6	0.1	16.5	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.5	-0.5			
0	1	62	0	0	0	-2711	670	749	8.1	0.1	32.8	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.4	-0.4			
0	1	63	0	0	0	-2149	-3832	2121	10.2	0.1	5.7	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.3	-0.3			
0	1	64	0	0	0	2046	3644	981	10.7	0.1	6.0	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.4	-0.4			
0	1	65	0	0	0	-2056	-4083	1943	10.7	0.1	5.4	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.2	-0.2			
0	1	66	0	0	0	-1913	-3667	1742	11.5	0.1	6.0	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.2	-0.2			
0	1	67	0	0	0	-2139	-809	675	10.3	0.1	27.2	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.3	-0.3			
0	1	68	0	0	0	-1722	-2858	1429	12.8	0.1	7.7	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.2	-0.2			
0	1	69	0	0	0	-1350	-1756	913	16.3	0.1	12.5	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.2	-0.2			
0	1	70	0	0	0	3074	7173	1249	7.2	0.1	3.1	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.6	-0.6			
0	1	71	0	0	0	1970	4965	906	11.2	0.1	4.4	0.09	10.1	10.1	10.1	10.1	0.0	0.5	-0.5			

Per le verifiche agli stati limite di esercizio degli elementi bidimensionali le tabelle che seguono hanno nelle colonne le seguenti informazioni

- Quota** : Quota a cui si trova l'elemento
- Perim.** : Numero identificativo del macro-elemento il cui perimetro è stato definito prima di eseguire la verifica
- Nodo** : Numero del nodo relativo alla suddivisione del macro-elemento in microelementi
- Comb Cari** : Indicatore della matrice di combinazione; la prima riga individua la matrice delle combinazioni rare, la seconda la matrice delle combinazioni frequenti, la terza quella permanenti
- Fes lim** : Fessura limite espressa in mm
- Fess.** : Fessura di calcolo espressa in mm; se sull'elemento non si aprono fessure tutta la riga sarà nulla
- Dist mm** : Distanza fra le fessure
- Combin** : Numero della combinazione ed in sequenza sollecitazioni per cui si è avuta la massima fessura
- Mf X** : Momento flettente agente sulla sezione di normale x del sistema locale. (Il sistema di

- riferimento locale è quello delle armature)*
- N X** : Sforzo sul piano dell'elemento bidimensionale diretto come l'asse x del sistema locale
- Mf Y** : Momento flettente agente sulla sezione di normale y del sistema locale. (Il sistema di riferimento locale è quello delle armature)
- N Y** : Sforzo sul piano dell'elemento bidimensionale diretto come l'asse y del sistema locale
- Cos teta** : Coseno dell'angolo teta tra l'armatura in direzione X e la direzione della tensione principale di trazione
- Sin teta** : Seno dell'angolo teta
- Combina Carico** : Indicatore della matrice di combinazione; la prima riga individua la matrice delle combinazioni rare per la verifica della tensione sul cls, la seconda la matrice delle combinazioni rare per la verifica della tensione sull'acciaio, la terza la matrice delle combinazioni permanenti per la verifica della tensione sul cls
- s lim** : Valore della tensione limite in Kg/cm²
- s cal** : Valore della tensione di calcolo in Kg/cm² sulla faccia di normale x
- Conbin** : Numero della combinazione ed in sequenza sollecitazioni per cui si è avuta la massima tensione
- Mf X** : Momento flettente agente sulla sezione di normale x del sistema locale. (Il sistema di riferimento locale è quello delle armature)
- N X** : Sforzo sul piano dell'elemento bidimensionale diretto come l'asse x del sistema locale
- s cal** : Valore della tensione di calcolo in Kg/cm² sulla faccia di normale y
- Conbin** : Numero della combinazione ed in sequenza sollecitazioni per cui si è avuta la massima tensione
- Mf Y** : Momento flettente agente sulla sezione di normale y del sistema locale
- N Y** : Sforzo sul piano dell'elemento bidimensionale diretto come l'asse y del sistema locale

S.L.E. - VERIFICA FESSURAZIONE - QUOTA: 0 ELEMENTO: 1																							
FESSURAZIONI													TENSIONI			DIREZIONE X				DIREZIONE Y			
Quo	Per	Nodo	Comb.	Fes	Fess	dis	Co	MfX	NX	MfY	NY	cos	sin	Combina	σ lim.	σ cal.	Co	Mf	N	σ cal.	Co	Mf	N
N.r	N.r	N.ro	Cari	lim	mm	mm	mb	(t*m)	(t)	(t*m)	(t)	teta	teta	Carico	Kg/cm ²	Kg/cm ²	mb	(t*m)	(t)	Kg/cm ²	mb	(t*m)	(t)
0	1	27	Rara	0.2	0.00	0	3	1.2	0.0	1.6	0.0	0.000	0.000	RaraCls	137.5	4.0	3	1.2	0.0	5.3	3	1.6	0.0
			Freq											RaraFer	3375	209	3	1.2	0.0	281	3	1.6	0.0
			Perm											PermCls	100.0	2.0	1	0.6	0.0	2.6	1	0.8	0.0
0	1	60	Rara	0.2	0.00	0	8	1.7	0.0	3.2	0.0	0.000	0.000	RaraCls	137.5	6.8	3	2.0	0.0	10.9	8	3.2	0.0
			Freq											RaraFer	3375	363	3	2.0	0.0	581	8	3.2	0.0
			Perm											PermCls	100.0	5.1	1	1.5	0.0	7.3	1	2.2	0.0
0	1	61	Rara	0.2	0.00	0	3	0.0	0.0	0.9	0.0	0.000	0.000	RaraCls	137.5	2.9	5	-0.8	0.0	3.2	3	0.9	0.0
			Freq											RaraFer	3375	152	5	-0.8	0.0	168	3	0.9	0.0
			Perm											PermCls	100.0	1.1	1	-0.3	0.0	1.5	1	0.4	0.0
0	1	62	Rara	0.2	0.00	0	3	-1.9	0.0	-0.2	0.0	0.000	0.000	RaraCls	137.5	6.5	3	-1.9	0.0	1.6	3	0.5	0.0
			Freq											RaraFer	3375	346	3	-1.9	0.0	85	3	0.5	0.0
			Perm											PermCls	100.0	3.6	1	-1.1	0.0	0.9	1	0.3	0.0
0	1	63	Rara	0.2	0.00	0	3	-1.6	0.0	-2.8	0.0	0.000	0.000	RaraCls	137.5	5.3	3	-1.6	0.0	9.4	3	-2.8	0.0
			Freq											RaraFer	3375	283	3	-1.6	0.0	498	3	-2.8	0.0
			Perm											PermCls	100.0	4.0	1	1.2	0.0	6.2	1	-1.8	0.0
0	1	64	Rara	0.2	0.00	0	6	1.4	0.0	2.7	0.0	0.000	0.000	RaraCls	137.5	5.1	3	1.5	0.0	9.1	8	2.7	0.0
			Freq											RaraFer	3375	271	3	1.5	0.0	483	8	2.7	0.0
			Perm											PermCls	100.0	3.9	1	1.2	0.0	6.9	1	2.0	0.0
0	1	65	Rara	0.2	0.00	0	3	-1.5	0.0	-3.0	0.0	0.000	0.000	RaraCls	137.5	5.1	3	-1.5	0.0	10.0	3	-3.0	0.0
			Freq											RaraFer	3375	271	3	-1.5	0.0	534	3	-3.0	0.0
			Perm											PermCls	100.0	3.8	1	-1.1	0.0	7.1	1	-2.1	0.0
0	1	66	Rara	0.2	0.00	0	3	-1.4	0.0	-2.7	0.0	0.000	0.000	RaraCls	137.5	4.7	3	-1.4	0.0	9.0	3	-2.7	0.0
			Freq											RaraFer	3375	251	3	-1.4	0.0	478	3	-2.7	0.0
			Perm											PermCls	100.0	3.4	1	-1.0	0.0	6.1	1	-1.8	0.0
0	1	67	Rara	0.2	0.00	0	3	-1.5	0.0	-0.6	0.0	0.000	0.000	RaraCls	137.5	5.2	3	-1.5	0.0	1.9	3	-0.6	0.0
			Freq											RaraFer	3375	275	3	-1.5	0.0	102	3	-0.6	0.0
			Perm											PermCls	100.0	3.0	1	-0.9	0.0	0.9	1	-0.3	0.0
0	1	68	Rara	0.2	0.00	0	3	-1.2	0.0	-2.1	0.0	0.000	0.000	RaraCls	137.5	4.2	3	-1.2	0.0	7.0	3	-2.1	0.0
			Freq											RaraFer	3375	224	3	-1.2	0.0	370	3	-2.1	0.0
			Perm											PermCls	100.0	2.9	1	-0.9	0.0	4.4	1	-1.3	0.0
0	1	69	Rara	0.2	0.00	0	3	-1.0	0.0	-1.3	0.0	0.000	0.000	RaraCls	137.5	3.3	3	-1.0	0.0	4.3	3	-1.3	0.0
			Freq											RaraFer	3375	175	3	-1.0	0.0	225	3	-1.3	0.0
			Perm											PermCls	100.0	2.1	1	-0.6	0.0	2.5	1	-0.7	0.0
0	1	70	Rara	0.2	0.00	0	3	2.2	0.0	5.1	0.0	0.000	0.000	RaraCls	137.5	7.4	3	2.2	0.0	17.2	3	5.1	0.0
			Freq											RaraFer	3375	394	3	2.2	0.0	923	3	5.1	0.0
			Perm											PermCls	100.0	4.3	1	1.3	0.0	10.4	1	3.1	0.0
0	1	71	Rara	0.2	0.00	0	3	1.4	0.0	3.6	0.0	0.000	0.000	RaraCls	137.5	4.8	3	1.4	0.0	12.2	3	3.6	0.0
			Freq											RaraFer	3375	256	3	1.4	0.0	647	3	3.6	0.0
			Perm											PermCls	100.0	3.2	1	0.9	0.0	8.2	1	2.4	0.0

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA</p>						
<p>PROGETTO DEFINITIVO Relazione di calcolo Tettoia metallica</p>	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA IV01</td> <td>LOTTO 00</td> <td>CODIFICA D 26 CL</td> <td>DOCUMENTO FV0300 005</td> <td>REV. A</td> <td>FOGLIO 56 di 76</td> </tr> </table>	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FV0300 005	REV. A	FOGLIO 56 di 76
COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FV0300 005	REV. A	FOGLIO 56 di 76		

12 VERIFICA STATI LIMITE E DI ESERCIZIO ELEMENTI IN CARPENTERIA METALLICA

Nelle figure seguenti vengono riportate alcune colormap che forniscono una visione complessiva del livello di sicurezza della struttura.

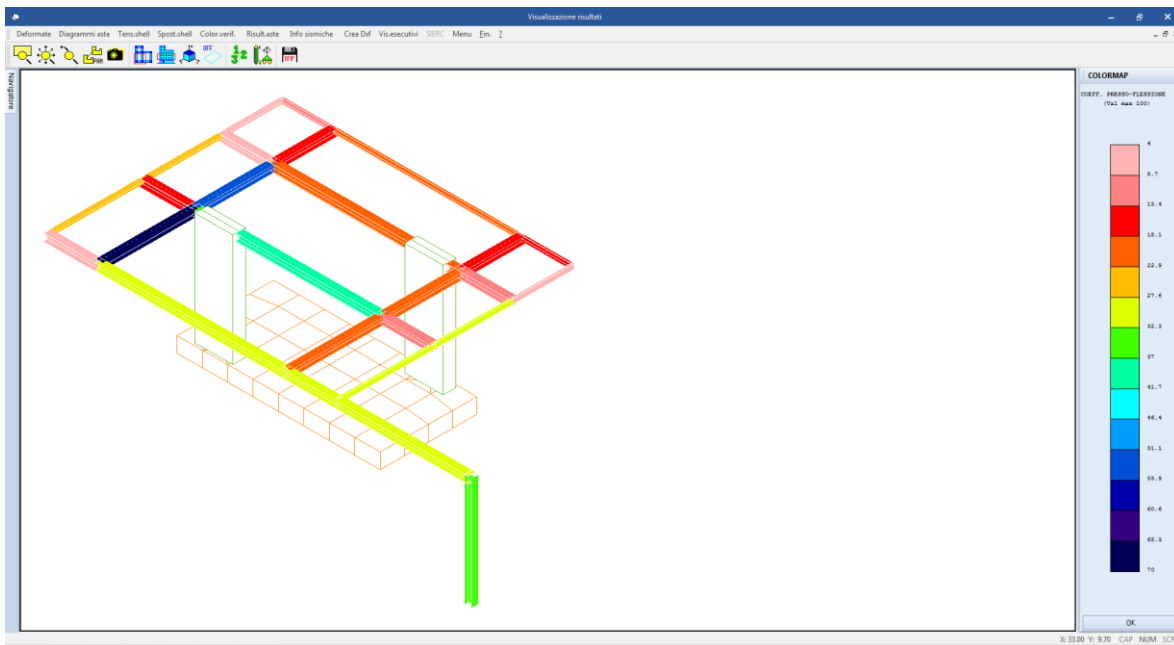


Figura 30: colormap livello di impegno a pressoflessione (<100 = verificato)

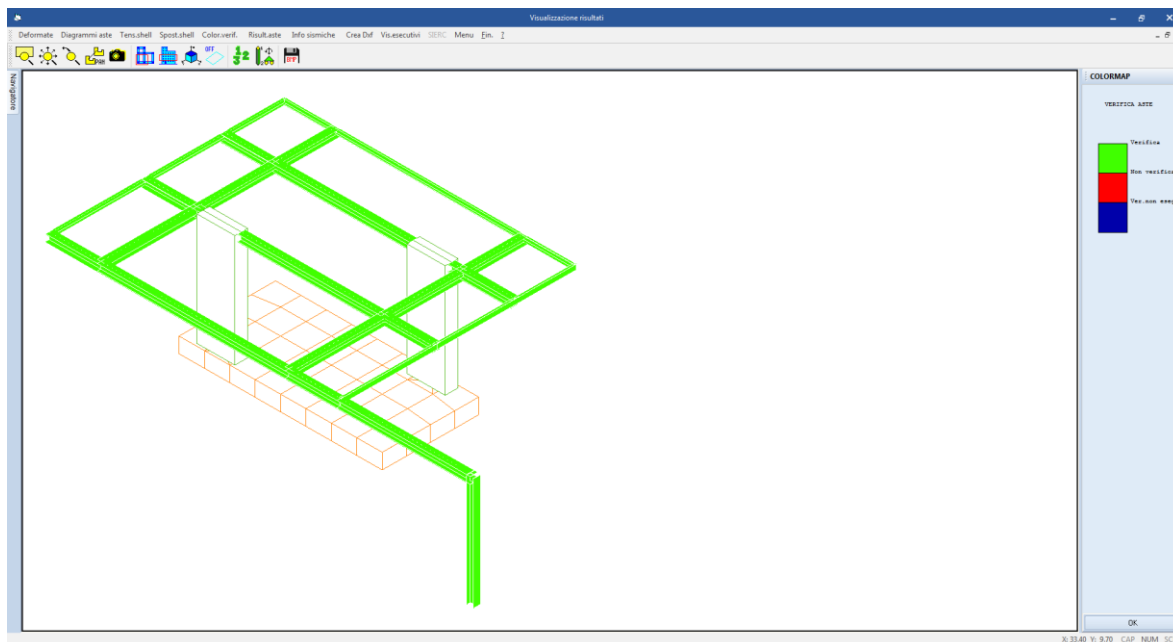


Figura 31: colormap statis verifiche

Le verifiche di resistenza e deformabilità vengono eseguite in automatico dal programma su tutte le aste metalliche del modello ottenendo i risultati riportati nella tabella seguente.

Si riporta appresso la spiegazione delle sigle usate nelle tabelle di verifica aste in acciaio e di verifica aste in legno.

Fili N.ro	: Sulla prima riga numero del filo del nodo iniziale, sulla terza quello del nodo finale
Quota	: Sulla prima riga quota del nodo iniziale, sulla terza quota del nodo finale
Tratto	: Se una trave è suddivisa in più tratti sulla prima riga è riportato il numero del tratto, sulla terza il numero di suddivisioni della trave
Cmb N.r	: Numero della combinazione per la quale si è avuta la condizione più gravosa (rapporto di verifica massimo). La combinazione 0, se presente, si riferisce alle verifiche delle aste in legno, costruita con la sola presenza dei carichi permanenti ($1.3 \cdot G1 + 1.5 \cdot G2$). Seguono le caratteristiche associate alla combinazione:
N Sd	: Sforzo normale di calcolo
MxSd	: Momento flettente di calcolo asse vettore X locale
MySd	: Momento flettente di calcolo asse vettore Y locale
VxSd	: Taglio di calcolo in direzione dell'asse X locale
VySd	: Taglio di calcolo in direzione dell'asse Y locale
T Sd	: Torsione di calcolo
N Rd	: Sforzo normale resistente ridotto per presenza dell'azione tagliante
MxV.Rd	: Momento flettente resistente con asse vettore X locale ridotto per presenza di azione tagliante. Per le sezioni di classe 3 è sempre il momento limite elastico, per quelle di classe 1 e 2 è il momento plastico. Se inoltre la tipologia della sezione è doppio T, tubo tondo, tubo rettangolare e piatto, il momento è ridotto dall'eventuale presenza dello sforzo normale
MyV.Rd	: Momento flettente resistente con asse vettore Y locale ridotto per presenza di azione

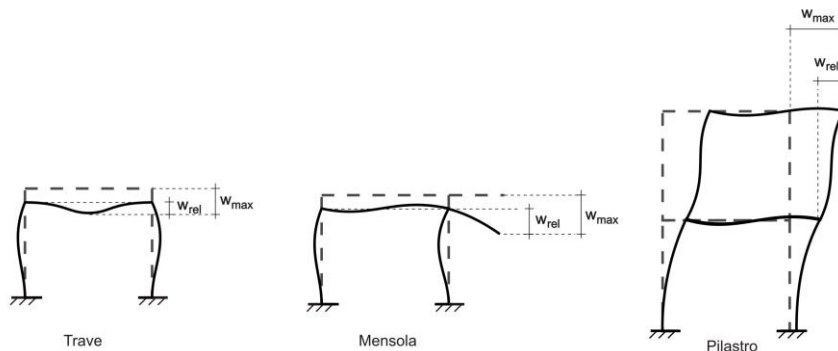
	<i>tagliante. Vale quanto riportato per il dato precedente</i>
V_{xplRd}	: Taglio resistente plastico in direzione dell'asse X locale
V_{yplRd}	: Taglio resistente plastico in direzione dell'asse X locale
T_{Rd}	: Torsione resistente
f_{y rid}	: Resistenza di calcolo del materiale ridotta per presenza dell'azione tagliante
Rap %	: Rapporto di verifica moltiplicato per 100. Sezione verificata per valori minori o uguali a 100. La formula utilizzata in verifica è la n.ro 6.41 di EC3. Tale formula nel caso di sezione a doppio T coincide con le formule del DM 2008 n.ro 4.2.39 e del DM 2018 n.ro 4.2.39.
Sez.N	: Numero di archivio della sezione
Ac	: Coefficiente di amplificazione dei carichi statici. Sostituisce il dato 'Sez.N.' se l'incremento dei carichi statici è maggiore di 1
Q_n	: Carico distribuito normale all'asse della trave in kg/m, incluso il peso proprio
Asta	: Numerazione dell'asta

L'ultima riga delle quattro relative a ciascuna asta, si riferisce ai valori utili ad effettuare le verifiche di instabilità:

l	: Lunghezza della trave
β*1	: Lunghezza libera di inflessione
clas.	: Classe di verifica della trave
ε	: $(235/f_y)^{1/2}$. Se il valore è maggiore di 1 significa che il programma ha classificato la sezione, originariamente di classe 4, come sezione di classe 3 secondo il comma (9) del punto 5.5.2 dell'EC3 in base alla tensione di compressione massima. Per tali aste non sono state effettuate le verifiche di instabilità come previsto nel comma (10) dell'EC3 (vedi anche pto C4.2.3.1).
L_{md}	: Snellezza lambda
R%_{pf}	: Rapporto di verifica per l'instabilità alla presso-flessione moltiplicato per 100 determinato dalla formula [C4.2.32]. Sezione verificata per valori minori o uguali a 100
R%_{ft}	: Rapporto di verifica per l'instabilità flesso-torsionale moltiplicato per 100 determinato dalla formula [C4.2.36]
W_{max}	: Spostamento massimo
W_{rel}	: Spostamento relativo, depurato dalla traslazione rigida dei nodi
W_{lim}	: Spostamento limite

Gli spostamenti W_{max} e W_{rel}, essendo legati alle verifiche di esercizio, sono calcolati combinando i canali di carico con i coefficienti delle matrici SLE.

Per una più agevole comprensione del significato dei dati W_{max} e W_{rel}, si può fare riferimento alla figura seguente:



Quindi ai fini della verifica è sufficiente che risulti $W_{rel} \leq W_{lim}$, essendo del tutto normale che l'asta possa risultare verificata anche con $W_{max} > W_{lim}$.

STAMPA PROGETTO S.L.U. - AZIONI S.L.V. - ACCIAIO + VERIFICA S.L.E.																		
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																		
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd kg	MxV.Rd kg*m	MyV.Rd kg*m	VxpRd Kg	VypRd Kg	T Rd kg*m	fy rid Kg/cmq	Rap %
Sez.N. 117	29	4.40		3	-2872	8756	0	43	-1325	-1	344049	40188	18794	159901	62140	1575	2619	22
HEB280	qn=	0		12	-1357	3339	1322	-601	-140	-6	344023	36047	12336	100056	39878	994	2619	20
Asta: 3	29	0.00		11	-1546	2254	3183	-723	305	-7	344011	36046	12335	100056	39878	994	2619	33
Instab.:l=	440.0	$\beta^1=$	440.0		-1584	3433	1586	cl= 1	$\epsilon=$ 0.92	lmd= 62	Rpf= 23	Rft= 24	Wmax/rel/lim=	9.9	9.9	17.6	mm	
Sez.N. 79	35	4.40		15	-107	0	0	-116	284	1	254723	26525	8909	72278	29743	525	2619	0
HEA280	qn=	-740		12	15	161	625	-503	-3	-1	254729	26526	8909	72278	29743	525	2619	8
Asta: 4	47	4.40		12	15	91	1024	-503	-173	1	254729	26526	8909	72278	29743	525	2619	12
Instab.:l=	203.6	$\beta^1=$	142.5	15	161	1024	cl= 2	$\epsilon=$ 0.92	lmd= 20	Rpf= 7	Rft= 12	Wmax/rel/lim=	31.1	0.2	8.1	mm		
Sez.N. 79	47	4.40		11	-178	130	-652	-216	-263	-2	254721	26525	8909	72278	29743	525	2619	8
HEA280	qn=	-441		6	-215	-2935	-139	-273	-1731	-7	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	11
Asta: 5	31	4.40		6	-215	-9964	637	-273	-3211	-7	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	39
Instab.:l=	564.0	$\beta^1=$	394.8	239	7270	798	cl= 2	$\epsilon=$ 0.92	lmd= 56	Rpf= 28	Rft= 34	Wmax/rel/lim=	21.1	3.4	22.6	mm		
Sez.N. 79	51	4.40		6	123	-3606	-1748	263	-10450	31	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	25
HEA280	qn=	-441		6	123	-4917	-1781	263	-10515	31	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	30
Asta: 8	32	4.40		6	123	-6236	-1814	263	-10580	31	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	35
Instab.:l=	25.0	$\beta^1=$	17.5	0	0	0	cl= 2	$\epsilon=$ 0.92	lmd= 0	Rpf= 0	Rft= 0	Wmax/rel/lim=	1.6	0.0	1.0	mm		
Sez.N. 79	51	4.40		3	35	-3624	-446	-219	2663	-8	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	16
HEA280	qn=	-740		3	35	-1410	-228	-219	1805	-8	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	7
Asta: 9	40	4.40		15	105	0	0	-16	289	-2	254714	26524	8909	72278	29743	525	2619	0
Instab.:l=	203.2	$\beta^1=$	142.2	35	3624	446	cl= 2	$\epsilon=$ 0.92	lmd= 20	Rpf= 9	Rft= 16	Wmax/rel/lim=	3.2	0.2	8.1	mm		
Sez.N. 79	33	4.40		6	277	-4843	-421	-180	1725	-6	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	20
HEA280	qn=	-306		6	277	-759	441	-180	-17	-6	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	6
Asta: 11	50	4.40		15	648	-421	506	-172	-143	-2	254730	26526	8909	72278	29743	525	2619	8
Instab.:l=	542.7	$\beta^1=$	379.9	277	4843	558	cl= 2	$\epsilon=$ 0.92	lmd= 54	Rpf= 13	Rft= 23	Wmax/rel/lim=	9.9	1.6	21.7	mm		
Sez.N. 79	36	4.40		14	63	0	0	283	-231	-4	254706	26523	8909	72278	29743	525	2619	0
HEA280	qn=	-605		10	35	-327	-352	355	-421	-5	254673	26520	8907	72278	29743	525	2618	5
Asta: 13	46	4.40		10	35	-868	-722	355	-615	-5	254630	26515	8906	72278	29743	525	2618	11
Instab.:l=	203.6	$\beta^1=$	142.5	35	868	722	cl= 2	$\epsilon=$ 0.92	lmd= 20	Rpf= 7	Rft= 11	Wmax/rel/lim=	3.0	0.1	8.1	mm		
Sez.N. 79	46	4.40		6	-196	-2450	-549	334	-5438	-61	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	12
HEA280	qn=	-306		6	-196	-3719	-627	334	-5523	-61	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	17
Asta: 14	34	4.40		6	-196	-5009	-704	334	-5607	-61	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	22
Instab.:l=	46.3	$\beta^1=$	32.4	0	0	0	cl= 2	$\epsilon=$ 0.92	lmd= 0	Rpf= 0	Rft= 0	Wmax/rel/lim=	1.6	0.0	1.9	mm		
Sez.N. 79	50	4.40		9	-4	-362	518	255	367	1	254716	26524	8909	72278	29743	525	2619	7
HEA280	qn=	-605		9	-4	-90	266	255	183	1	254733	26526	8909	72278	29743	525	2619	3
Asta: 15	39	4.40		14	-68	0	0	-41	-30	0	254739	26527	8910	72278	29743	525	2619	0
Instab.:l=	203.2	$\beta^1=$	142.2	47	408	411	cl= 2	$\epsilon=$ 0.92	lmd= 20	Rpf= 5	Rft= 6	Wmax/rel/lim=	15.0	0.1	8.1	mm		
Sez.N. 79	29	4.40		3	-1325	-8756	-1	-43	2872	0	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	30
HEA280	qn=	-76		10	-898	-742	-327	129	1004	0	254594	26512	8905	72278	29743	525	2618	7

STAMPA PROGETTO S.L.U. - AZIONI S.L.V. - ACCIAIO + VERIFICA S.L.E.

VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D

DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd kg	MxV.Rd kg*m	MyV.Rd kg*m	VxpRd Kg	VypRd Kg	T Rd kg/m	fy rid Kg/cmq	Rap %
Asta: 16	60	4.40		6	-810	5221	113	-21	2317	0	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	19
Instab.: 524.3		$\beta^1=$	367.0		-1325	6567	134	cl= 2	$\epsilon=$ 0.92	lmd= 52	Rpf= 24	Rft= 24	Wmax/rel/lim=	38.8	1.8	21.0	mm	
Sez.N. 43	38	4.40	14	41	0	21	-5	1	0	84276	5004	706	7605	21551	121	2619	3	
UPN200	qn=	-255	14	41	0	21	-5	-3	0	84276	5004	706	7605	21551	121	2619	3	
Asta: 17	49	4.40	6	1	-629	-9	-9	4	-613	0	84276	5968	1382	29044	26051	247	2619	11
Instab.: 203.2		$\beta^1=$	142.2	1	629	9	cl= 1	$\epsilon=$ 0.92	lmd= 66	Rpf= 4	Rft= 15	Wmax/rel/lim=	27.5	0.2	8.1	mm		
Sez.N. 43	49	4.40	6	25	-634	-9	-2	1067	0	84276	5968	1382	29044	26051	247	2619	11	
UPN200	qn=	-255	6	25	1276	0	-2	-16	0	84276	5968	1382	29044	26051	247	2619	21	
Asta: 18	45	4.40	6	25	-887	9	-2	-1135	0	84276	5968	1382	29044	26051	247	2619	16	
Instab.: 739.1		$\beta^1=$	517.4	25	1276	9	cl= 1	$\epsilon=$ 0.92	lmd= 241	Rpf= 16	Rft= 82	Wmax/rel/lim=	25.2	10.9	29.6	mm		
Sez.N. 43	45	4.40	6	0	-867	9	4	729	0	84276	5968	1382	29044	26051	247	2619	15	
UPN200	qn=	-255	6	0	-289	5	4	433	0	84276	5968	1382	29044	26051	247	2619	5	
Asta: 19	37	4.40	16	-58	0	0	-1	35	0	84276	5004	706	7605	21551	121	2619	0	
Instab.: 203.6		$\beta^1=$	142.5	0	867	9	cl= 1	$\epsilon=$ 0.92	lmd= 66	Rpf= 11	Rft= 21	Wmax/rel/lim=	24.3	0.3	8.1	mm		
Sez.N. 79	48	4.40	6	-425	7822	-305	-80	800	0	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	29	
HEA280	qn=	-441	6	-425	8438	-182	-80	-1	0	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	30	
Asta: 20	52	4.40	6	-425	-471	286	-80	-3045	0	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	4	
Instab.: 739.1		$\beta^1=$	517.4	-425	7856	122	cl= 2	$\epsilon=$ 0.92	lmd= 73	Rpf= 28	Rft= 34	Wmax/rel/lim=	51.8	11.1	29.6	mm		
Sez.N. 79	52	4.40	6	-7	-460	286	141	754	0	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	4	
HEA280	qn=	-441	13	-92	-19	125	120	97	0	254739	26527	8910	72278	29743	525	2619	2	
Asta: 21	28	4.40	13	-92	0	0	120	-61	0	254739	26527	8910	72278	29743	525	2619	0	
Instab.: 203.2		$\beta^1=$	142.2	-7	345	171	cl= 2	$\epsilon=$ 0.92	lmd= 20	Rpf= 2	Rft= 2	Wmax/rel/lim=	24.2	0.1	8.1	mm		
Sez.N. 79	60	4.40	6	-803	5221	113	205	1813	0	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	19	
HEA280	qn=	-441	6	-803	6766	-91	205	1296	0	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	24	
Asta: 22	48	4.40	6	-803	7834	-305	205	754	0	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	29	
Instab.: 203.6		$\beta^1=$	142.5	-803	7834	138	cl= 2	$\epsilon=$ 0.92	lmd= 20	Rpf= 28	Rft= 29	Wmax/rel/lim=	49.1	0.9	8.1	mm		
Sez.N. 79	48	4.40	11	587	0	0	298	24	-4	254721	26525	8909	72278	29743	525	2619	0	
HEA280	qn=	-76	3	229	-245	-1165	609	-223	-12	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	9	
Asta: 23	47	4.40	3	229	-833	-2299	609	-408	-12	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	20	
Instab.: 377.5		$\beta^1=$	264.2	229	833	2299	cl= 2	$\epsilon=$ 0.92	lmd= 37	Rpf= 8	Rft= 20	Wmax/rel/lim=	49.8	1.5	15.1	mm		
Sez.N. 79	46	4.40	3	-3	-4722	78	33	2104	20	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	17	
HEA280	qn=	-76	3	-3	-2291	39	33	1986	20	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	8	
Asta: 24	45	4.40	12	-168	0	0	-248	456	6	254650	26518	8907	72278	29743	525	2618	0	
Instab.: 237.8		$\beta^1=$	166.4	97	1290	843	cl= 2	$\epsilon=$ 0.92	lmd= 23	Rpf= 13	Rft= 14	Wmax/rel/lim=	9.7	0.4	9.5	mm		
Sez.N. 79	47	4.40	5	-61	-584	-1040	-536	-706	5	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	10	
HEA280	qn=	-76	3	34	-2674	-242	-390	-1271	8	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	11	
Asta: 25	46	4.40	6	249	-4756	-449	179	-1406	8	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	20	
Instab.: 310.1		$\beta^1=$	217.0	34	4763	847	cl= 2	$\epsilon=$ 0.92	lmd= 31	Rpf= 11	Rft= 23	Wmax/rel/lim=	21.2	0.8	12.4	mm		
Sez.N. 79	50	4.40	3	5	-4285	-100	-42	1920	-5	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	15	
HEA280	qn=	-76	3	5	-2072	-50	-42	1802	-5	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	7	
Asta: 26	49	4.40	10	209	0	0	21	404	-1	254710	26524	8909	72278	29743	525	2619	0	
Instab.: 237.8		$\beta^1=$	166.4	5	4285	100	cl= 2	$\epsilon=$ 0.92	lmd= 23	Rpf= 7	Rft= 15	Wmax/rel/lim=	25.3	0.4	9.5	mm		
Sez.N. 79	51	4.40	3	167	-14904	-494	-212	3581	4	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	55	
HEA280	qn=	-76	3	167	-9471	-165	-212	3427	4	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	34	
Asta: 27	50	4.40	6	171	-4268	-533	311	3310	4	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	19	
Instab.: 310.1		$\beta^1=$	217.0	171	15009	533	cl= 2	$\epsilon=$ 0.92	lmd= 31	Rpf= 18	Rft= 56	Wmax/rel/lim=	9.9	2.8	12.4	mm		
Sez.N. 79	52	4.40	9	-524	0	0	3	-1153	4	254475	26499	8900	72278	29743	525	2616	0	
HEA280	qn=	-76	3	-107	-7393	-1317	689	-3960	11	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	35	
Asta: 28	51	4.40	3	-107	-14941	-2599	689	-4145	11	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	70	
Instab.: 377.5		$\beta^1=$	264.2	-107	11206	1560	cl= 2	$\epsilon=$ 0.92	lmd= 37	Rpf= 50	Rft= 50	Wmax/rel/lim=	25.3	3.6	15.1	mm		
Sez.N. 43	28	4.40	8	142	0	0	1	-196	1	84276	5968	1382	29044	26051	247	2619	0	
UPN200	qn=	-25	3	67	-640	-27	14	-366	1	84276	5968	1382	29044	26051	247	2619	13	
Asta: 29	40	4.40	3	67	-1379	-53	14	-427	1	84276	5968	1382	29044	26051	247	2619	27	
Instab.: 377.5		$\beta^1=$	264.2	67	1379	53	cl= 1	$\epsilon=$ 0.92	lmd= 123	Rpf= 9	Rft= 42	Wmax/rel/lim=	13.8	2.3	15.1	mm		
Sez.N. 43	40	4.40	3	-152	-1387	-53	-21	477	1	84276	5968	1382	29044	26051	247	2619	27	
UPN200	qn=	-25	3	-152	-687	-21	-21	426	1	84276	5968	1382	29044	26051	247	2619	13	
Asta: 30	39	4.40	15	70	-110	-17	4	57	0	84274	5004	706	7605	21551	121	2619	5	
Instab.: 310.1		$\beta^1=$	217.0	12	1384	25	cl= 1	$\epsilon=$ 0.92	lmd= 101	Rpf= 20	Rft= 37	Wmax/rel/lim=	15.1	1.6	12.4	mm		
Sez.N. 43	39	4.40	15	7	-109	-17	-15	76	0	84274	5004	706	7605	21551	121	2619	5	
UPN200	qn=	-25	14	-11	-19	21	16	31	0	84275	5004	706	7605	21551	121	2619	3	
Asta: 31	38	4.40	14	-11	0	21	16	1	0	84275	5004	706	7605	21551	121	2619	3	
Instab.: 237.8		$\beta^1=$	166.4	7	109	20	cl= 1	$\epsilon=$ 0.92	lmd= 77	Rpf= 4	Rft= 6	Wmax/rel/lim=	27.6	0.1	9.5	mm		
Sez.N. 43	37	4.40	10	50	0	0	6	35	0	84276	5004	706	7605	21551	121	2619	0	



**RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA
TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA**

PROGETTO DEFINITIVO
Relazione di calcolo Tettoia metallica

COMMESSA IV01 LOTTO 00 CODIFICA D 26 CL DOCUMENTO FV0300 005 REV. A FOGLIO 61 di 76

STAMPA PROGETTO S.L.U. - AZIONI S.L.V. - ACCIAIO + VERIFICA S.L.E.																		
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																		
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd kg	MxV.Rd kg*m	MyV.Rd kg*m	Vxp1Rd Kg	VyplRd Kg	T Rd kg*m	fy rid Kg/cmq	Rap %
UPN200	qn=	-25		3	2	127	-7	6	87	0	84276	5968	1382	29044	26051	247	2619	3
Asta: 32	36	4.40		3	2	207	-15	6	48	0	84276	5968	1382	29044	26051	247	2619	5
Instab.:l=	237.8	β*l=	166.4	2	207	15	cl= 1	ε= 0.92	lmd= 77	Rpf= 2	Rft= 6	Wmax/rel/lim=	24.3	0.2	9.5	mm		
Sez.N.	43	36	4.40	3	155	191	-15	-21	519	0	84276	5968	1382	29044	26051	247	2619	4
UPN200	qn=	-25		3	155	956	19	-21	468	0	84276	5968	1382	29044	26051	247	2619	18
Asta: 33	35	4.40		3	155	1642	52	-21	417	0	84276	5968	1382	29044	26051	247	2619	31
Instab.:l=	310.1	β*l=	217.0	155	1642	52	cl= 1	ε= 0.92	lmd= 101	Rpf= 12	Rft= 46	Wmax/rel/lim=	31.1	2.1	12.4	mm		
Sez.N.	43	35	4.40	3	-232	1646	52	14	-374	0	84276	5968	1382	29044	26051	247	2619	32
UPN200	qn=	-25		3	-232	870	26	14	-437	0	84276	5968	1382	29044	26051	247	2619	17
Asta: 34	60	4.40		11	-615	0	0	5	-209	0	84272	5003	706	7605	21551	121	2619	1
Instab.:l=	377.5	β*l=	264.2	-232	1234	31	cl= 1	ε= 0.92	lmd= 123	Rpf= 24	Rft= 37	Wmax/rel/lim=	39.8	3.0	15.1	mm		

Viene esplicitata la verifica della trave principale HEA280 maggiormente sollecitata con l'ausilio di un foglio di excel preprogrammato facente parte della suite SAITU della STADATA:

STAMPA PROGETTO S.L.U. - AZIONI S.L.V. - ACCIAIO + VERIFICA S.L.E.																		
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																		
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd kg	MxV.Rd kg*m	MyV.Rd kg*m	Vxp1Rd Kg	VyplRd Kg	T Rd kg*m	fy rid Kg/cmq	Rap %
Sez.N.	79	52	4.40	9	-524	0	0	3	-1153	4	254475	26499	8900	72278	29743	525	2616	0
HEA280	qn=	-76		3	-107	-7393	-1317	689	-3960	11	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	35
Asta: 28	51	4.40		3	-107	-14941	-2599	689	-4145	11	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	70
Instab.:l=	377.5	β*l=	264.2	-107	11206	1860	cl=2	ε=0.92	lmd= 37	Rpf= 50	Rft= 50	Wmax/rel/lim=	25.3	3.6	15.1	mm		
STAMPA PROGETTO S.L.U. - AZIONI S.L.D. - ACCIAIO																		
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																		
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd kg	MxV.Rd kg*m	MyV.Rd kg*m	Vxp1Rd Kg	VyplRd Kg	T Rd kg*m	fy rid Kg/cmq	Rap %
Sez.N.	79	52	4.40	9	-206	0	0	140	-1177	4	254463	26498	8900	72278	29743	525	2616	0
HEA280	qn=	-76		16	4	-2435	-508	266	-1346	4	254393	26491	8898	72278	29743	525	2615	15
Asta: 28	51	4.40		16	4	-5074	-1002	266	-1488	4	254326	26484	8895	72278	29743	525	2615	30
Instab.:l=	377.5	β*l=	264.2	4	5074	1002	cl=2	ε=0.92	lmd= 37	Rpf= 20	Rft= 30							

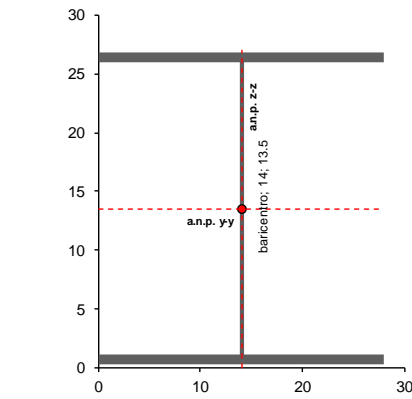
ASTA SOGGETTA A FLESSIONE BIASSIALE, COMPRESSIONE E TAGLIO
(sezione uniforme a doppia simmetria)

METODO DI CALCOLO IN ACCORDO CON EN 1993-1-1 e NTC 2008

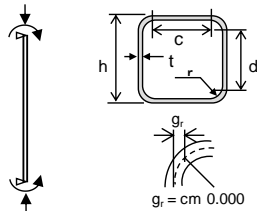
MATERIALE	S 275 N(H)	$f_y = 27.50$ kN/cm ²	$\epsilon = 0.92$	coeff. di sicur. $\gamma_{M0} = 1.05$
TIPO SEZIONE	LAMINATA	ELEMENTO TRAVE	PROFILO HEA	280 $d_w = \text{cm}$ 0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO :			resistenza	stabilità
combinazione non sismica	Momento principale	$M_{y,Ed} =$ kNcm	14491	14491
	Taglio principale	$V_{z,Ed} =$ kN	41.45	41.45
	Momento laterale	$M_{z,Ed} =$ kNcm	2599	2599
	Taglio laterale	$V_{y,Ed} =$ kN	6.89	
	Compressione	$N_{Ed} =$ kN	0	0

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE :



$d_{Gy} = \text{dist. baric. orizz.} = \text{cm}$ 0.00
 $d_{Gz} = \text{dist. baric. vert.} = \text{cm}$ 0.00



Altezza totale sezione	(h)	cm	27
Larghezza piattab. sup.	(b ₁)	cm	28
Larghezza piattab. inf.	(b ₂)	cm	28
Spessore anima	(t _w)	cm	0.8
Spessore piattab. sup.	(t ₁)	cm	1.3
Spessore piattab. inf.	(t ₂)	cm	1.3
Raccordo anima-piattab.	(r)	cm	2.4
Altezza netta anima	(d)	cm	19.6
Sporgenza ala superiore	(c ₁)	cm	11.20
Sporgenza ala inferiore	(c ₂)	cm	11.20
Area tot. della sezione	(A)	cm ²	97.26
Posiz. asse baricentrico	(z _G)	cm	13.50
Pos. asse neutro plastico	(z _p)	cm	13.50
Pos. a.n.p. per flessione	(d ₂)	cm	13.50
Pos. asse neutro plastico	(y _p)	cm	14.00
Momento di inerzia max.	(J _y)	cm ⁴	13670
Momento di inerzia min.	(J _z)	cm ⁴	4763
Momento di inerzia tors.	(J _t)	cm ⁴	62
W _{ys}	esterno piattab. sup.	cm ³	1013
W _{yl}	esterno piattab. inf.	cm ³	1013
W _{ysa}	estremità racc. anima	cm ³	1395
W _{yel,min}	= MIN (W _{ys} , W _{yl})	cm ³	1013
W _{zs}	esterno piattabande	cm ³	340
W _{zsc}	sez. racc. ala-anima	cm ³	1701
W _{ply}		cm ³	1112
W _{pl,z}		cm ³	518

moduli elastici			
W _{ys}	esterno piattab. sup.	cm ³	1013
W _{yl}	esterno piattab. inf.	cm ³	1013
W _{ysa}	estremità racc. anima	cm ³	1395
W _{yel,min}	= MIN (W _{ys} , W _{yl})	cm ³	1013
W _{zs}	esterno piattabande	cm ³	340
W _{zsc}	sez. racc. ala-anima	cm ³	1701
W _{ply}		cm ³	1112
W _{pl,z}		cm ³	518

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Rapporto larghezza / spessore :	anima	$d/t_w = 24.50$	
	ali sporgenti	$c/t_f = 8.62$	
	elementi interni	$c/t = 0.00$	per sezione scatolare
Rapp. limite larghezza/spessore anima :	presso-fless.		anima
asse neutro elastico = cm 13.500	classe 1	66.56	$\alpha_d = 0.500 = a_c / d$
coefficiente di adattamento 1.000	classe 2	76.73	$\psi_d = -1.000 = \sigma_T / \sigma_c$
	classe 3	114.63	$\psi_y = -1$
			classe dell'anima 1
Rapp. limite larghezza/spessore piattab.	ali sporgenti		ali sporgenti
asse neutro elastico = cm -1.191	classe 1	8.32	$\alpha_c = 1.000$
coefficiente di adattamento 0.000	classe 2	9.24	$\psi_c = 0.616$
	classe 3	13.27	$\psi_z = 0.040785$
		$k_s = 0.4671631$	classe piattabanda 2
	CLASSE SEZIONE	2	

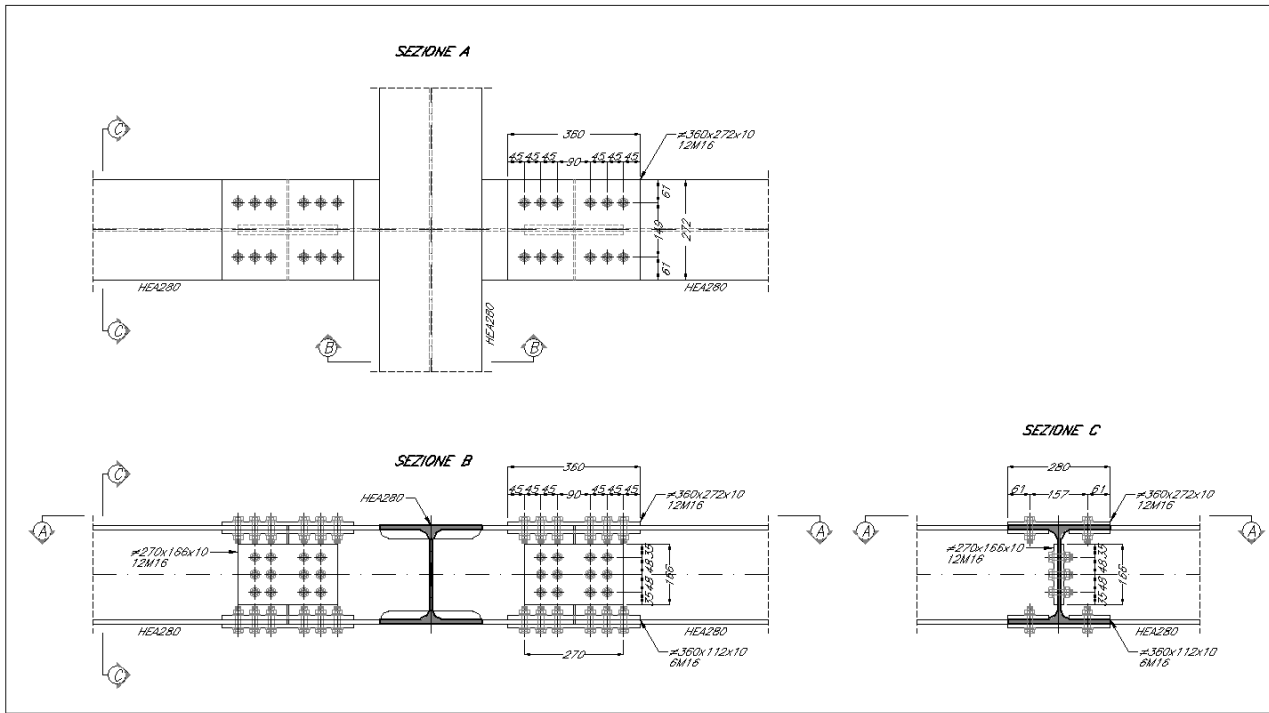
VERIFICA DI RESISTENZA			
Area di taglio nel piano principale :	$A_{vz} = \eta' \cdot h_w \cdot t_w \text{ o } \eta'' \cdot A$	$A_{vz} =$	31.74 cm ²
Area di taglio nel piano laterale :	$A_{vy} = \eta' \cdot b_f \cdot t_f \text{ o } \eta'' \cdot A$	$A_{vy} =$	77.74 cm ²
Resist. plastica di progetto a taglio :	$V_{z,pl,Rd} = A_{vz} \cdot (f_y / 3^{1/2}) / \gamma_{M0}$	$V_{z,pl,Rd} =$	480 kN
	$V_{y,pl,Rd} = A_{vy} \cdot (f_y / 3^{1/2}) / \gamma_{M0}$	$V_{y,pl,Rd} =$	1176 kN
$V_{z,Ed} < 50\% V_{z,pl,Rd}$	$\rho_z = (2 \cdot V_{z,Ed} / V_{z,pl,Rd} - 1)^2$	$\rho_z =$	0.000
$V_{y,Ed} < 50\% V_{y,pl,Rd}$	$\rho_y = (2 \cdot V_{y,Ed} / V_{y,pl,Rd} - 1)^2$	$\rho_y =$	0.000
Verifica di resistenza per sezione di classe 2		$A_{wz} =$	19.52 cm ²
		$f_d = f_y / \gamma_{M0} =$	26.19 kN/cm ²
		$W_{pl,y,fl} =$	935 cm ³
$r_y = 1.000$	$n = 0.000$	$a_w = 0.251$	$M_{N,y,Rd} = W_y \cdot f_{d,rid} =$ 29124 kNcm
$r_z = 1.000$	$n = 0.000$	$a_f = 0.500$	$M_{N,z,Rd} = W_z \cdot f_{d,rid} =$ 13567 kNcm
$N_{1,y,Rd} = 0.25 \cdot N_{pl,Rd} = 637$	$N_{2,y,Rd} = h_w \cdot t_w \cdot f_d / 2 = 256$		$N_{Ed} \leq N_{V,Rd} \text{ (cl } \leq 2) =$ 0 kN
$N_{Ed} < \min(N_{1,y,Rd}; N_{2,y,Rd})$	NO forza assiale		$N_{V,Rd} = A_{wz} \cdot (1-\rho) \cdot f_y =$ 537 kN
NO taglio : cl. ≤ 2	$[M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd}]^{\alpha} + [M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd}]^{\beta}$	$\alpha =$ 1.000	$\beta =$ 1.000
NO taglio : cl. ≤ 4	$[N_{Ed}/A + M_{y,Ed}/W_y + M_{z,Ed}/W_z] / f_d$		$R_{M,N} =$ 0.689 < 1
con taglio : cl. ≤ 2	$[W_{pl,y} - 1 / (4 \cdot n_w \cdot t_w) \cdot (\rho \cdot A_{wz}^2 + N_{Ed}^2 / (1-\rho) / f_y^2)] \cdot f_d < M_{N,y,Rd}$		
con taglio : cl. ≥ 3	$[N_{Ed} / A_{rid,V} + M_{y,Ed} / W_{y,rid,V} + M_{z,Ed} / W_{z,rid,V}] / f_d$	$M_{NV,y,Rd} =$	----- kNcm
$N_{z,Rd} = n_w \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_d = 511$	$N_{Ed} < N_{z,Rd}$	$M_{NV,z,Rd} =$	----- kNcm
$V_{z,Ed} > 50\% V_{pl,Rd}$	resistenza area di taglio ridotta del fattore (1- ρ)	$R_{M,N,V} =$	< 1

Il coefficiente di impegno della sezione risulta essere del tutto prossimo a quello determinato in automatico dal programma di calcolo agli e.f.

12.1.1 Verifica delle connessioni

12.1.1.1 Giunto e coprigiunto HEA280

Tale giunto ha le seguenti caratteristiche geometriche desunte dagli elaborati grafici di progetto.



● DETTAGLIO NODO 2 scala 1:10

Figura 32: connessione giunto-coprigiunto HEA280

Per la verifica si determinano dal modello le massime caratteristiche di sollecitazione nel nodo di connessione tra le travi HEA280 - HEA280

STAMPA PROGETTO S.L.U. - AZIONI S.L.V. - ACCIAIO + VERIFICA S.L.E.

VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D

DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd (kg)	MxV.Rd (kg*m)	MyV.Rd (kg*m)	VxplRd (Kg)	VyplRd (Kg)	T Rd (kg*m)	fy rid (Kg/cmq)	Rep %
Sez.N. 79	52	4.40	9	-524	0	0	3	-1153	4	254475	26499	8900	72278	29743	525	2616	0	
HEA280	qn=	-76	3	-107	-7393	-1317	689	-3960	11	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	35	
Asta: 28	51	4.40	3	-107	-14941	-2599	689	-4148	11	254739	29130	13570	117561	48002	834	2619	70	
Instab.:1=	377.5	B*1=264.2		-107	11206	1560	cl=2	s=0.92	lmd= 37	Rpf= 50	Rft= 50	Wmax/rel/lim=25.3	3.6	15.1	mm			


STAMPA PROGETTO S.L.U. - AZIONI S.L.D. - ACCIAIO

VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D

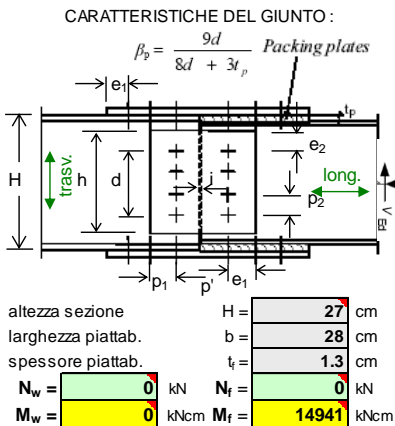
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd (kg)	MxV.Rd (kg*m)	MyV.Rd (kg*m)	VxplRd (Kg)	VyplRd (Kg)	T Rd (kg*m)	fy rid (Kg/cmq)	Rep %
Sez.N. 79	52	4.40	9	-206	0	0	140	-1177	4	254463	26498	8900	72278	29743	525	2616	0	
HEA280	qn=	-76	16	4	-2435	-508	266	-1346	4	254393	26491	8898	72278	29743	525	2615	15	
Asta: 28	51	4.40	16	4	-5074	-1002	266	-1488	4	254326	26484	8895	72278	29743	525	2615	30	
Instab.:1=	377.5	B*1=264.2		4	5074	1002	cl=2	s=0.92	lmd= 37	Rpf= 20	Rft= 30							

VERIFICA UNIONE BULLONATA DI CONTINUITA' - STATI LIMITE

ELEMENTI DEL GIUNTO : in accordo con EN 1993-1-8 ; NTC 2018 ; NCCI - SN023

PROFILO : tipo : (1,2,3,4,5)	2	S 275 EN 10025	$f_y = 27.50$ kN/cm ²	$f_u = 43.00$ kN/cm ²
giunto tipo 1	senza imbottiture semplice o doppio coprigiunto piattab.	con imbottiture di sp. anima : cm piattab. cm		senza coprigiunto piattab. momento e taglio su coprigiunto anima
PIATTI : (1,2,3,4,5)	2	S 275 EN 10025	$f_y = 27.50$ kN/cm ²	$f_u = 43.00$ kN/cm ²
BULLONI : (A,B,C)	A	RESISTENZA A TAGLIO	DIAM. BULL. - FORI (mm)	16 18
in fila semplice	allineati su più file	sfalsati	CLASSE BULLONI	CL. 8.8
anima	anima	anima	AREA SEZIONE (cm ²)	gambo 2.01 filetto 1.57
n° bull.	n° bull. : 6	n° bull.	RESIST. A ROTTURA	f_{ub} (kN/cm ²) 80.00
			FORZA DI PRECARICO	$F_{p,Cd}$ (kN) 87.82

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	$V_{Ed,ut.} = 41$ kN	$V_{Ed.serv.} = 15$ kN
sezione scatolare ? (S,N)	N	$M_{Ed,ut.} = 14941$ kNcm
n° piatt. di giunto anima	2	$M_{Ed.serv.} = 5074$ kNcm
		$N_{Ed,ut.} = 0$ kN
		$N_{Ed.serv.} = 0$ kN



N° file trasversali bulloni	N° file = 2	anima	piattabanda
N° bulloni su l fila trasv.	n (>= 2) = 3		
Bulloni allineati ?	(S,N) S		
Largh. piatto di giunto	h = cm 16.6		28
Dist. l fila bull.- asse	$a_2 = cm$ 4.5		4.5
Passo trasv. bulloni	$p_2 = cm$ 4.8		15.7
Passo longit. bulloni	$p_1 = cm$ 4.5		4.5
Dist. long. da bordo est.	$e_1 = cm$ 4.5		4.5
Dist. tras. da bordo est.	$e_2 = cm$ 3.50		6.10
Interspazio elementi	i = cm 0.50		0.50
Dist. trasv. bull. estremi	d = cm 9.60		15.80
Area della sezione minore	A = cm ² 97.3		
Spessore piatt. di giunto anima	$t_w = cm$ 1		
Spessore piatt. di giunto piattab.	$t_f = cm$ 1		
Spessore anima elem. collegato	$t_w = cm$ 0.8		
parte di N e 100% M su flange			
Coeff. di distrib. lineare delle forze : f =			1.000

FORZA RISULTANTE TOTALE SUI BULLONI :	ANIMA : $F_{v,Ed,w} = kN$	singolo	gruppo
		6.9	41.5
PIATTABANDE CON DOPIO COPRIGIUNTO	PIATTABANDA : $F_{v,Ed,f} = kN$	96.9	581.4
EN 1993-1-8 - & 3.6.1 (12) - coeff. di riduz. per imbottiture	$\beta_p =$ web 1.00 flange 1.00		
3.6.1 RESISTENZA A TAGLIO DEI BULLONI : $\gamma_{M2} =$	1.25	ANIMA : $F_{v,Rd,w} = kN$	120.4 722.7
$F_{v,Ed,i} \leq F_{v,Rd,i}$ n° piatt. giunto flange =	2	PIATTAB. : $F_{v,Rd,f} = kN$	120.4 722.7
$k_{1,w} = 2.033$ $k_{1,f} = 2.500$ $\alpha_w = 0.787$ 0.583 $\alpha_f = 0.787$ 0.583			
3.6.1 RESISTENZA AL RIFOLLAMENTO : $V_{Rd,wgr.} = kN$	368.1	ANIMA : $F_{b,Rd,w} = kN$	ext 70.5 int 52.2
$F_{v,Ed,i} \leq F_{b,Rd,i}$ $V_{Rd,f,gr.} = kN$	699.0	PIATTAB. : $F_{b,Rd,f} = kN$	ext 140.8 int 104.3
$k_{1,wp} = 2.033$ $k_{1,fp} = 2.500$ $\alpha_{wp} = 0.833$ 0.583 $\alpha_{fp} = 0.833$ 0.583			
3.6.1 RIFOLLAMENTO PIATTI DI GIUNTO : $V_{Rd,wp,gr.} = kN$	722.7	ANIMA : $F_{b,Rd,w} = kN$	ext 186.5 int 130.6
$F_{v,Ed,i} \leq F_{b,Rd,i}$ $V_{Rd,fp,gr.} = kN$	722.7	PIATTAB. : $F_{b,Rd,f} = kN$	ext 229.3 int 160.5
EN 1993-1-1 6.3.1.2 - 6.2.3			
RESISTENZA A COMPRESIONE DEI PIATTI DI GIUNTO :	$p'_{1w}/t_w = 9.00$ $\chi_w = 0.99$	$p'_{1f}/t_f = 9.00$ $\chi_f = 0.99$	
$N_{b,Rd,fp} = \frac{\chi A_{fp} f_{y,p}}{\gamma_{M1}}$ $L_{cr} = 0.6 \cdot p'$ ANIMA : $N_{b,Ed,w} =$	1.05	0.0	kN $N_{b,Rd,w} = 346.8$
		PIATTAB. : $N_{b,Ed,f} =$	290.7 kN $N_{b,Rd,f} = 733.3$

13 GIUNTI SISMICI

La [3] al par. 7.2.1. recita “La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare) e tenendo conto, laddove significativo, dello spostamento relativo delle fondazioni delle due costruzioni contigue, secondo quanto indicato ai §§ 3.2.4.1, 3.2.4.2 e 7.3.5;

La distanza tra due punti di costruzioni che si fronteggiano non potrà in ogni caso essere inferiore a 1/100 della quota dei punti considerati, misurata dallo spiccatto della fondazione o dalla sommità della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, moltiplicata per $2a_g S/g \leq 1$.

Qualora non si possano eseguire calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base può essere stimato in 1/100 della sua altezza, misurata come sopra, moltiplicata per agS/g ; in questo caso, la distanza tra costruzioni contigue non potrà essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi di ciascuna di esse.

Nel caso di specie è previsto un giunto tecnico di 50mm tra i tre corpi di fabbrica del complesso fabbricato viaggiatori – tettoia – fabbricato tecnologico. Come rappresentato negli elaborati grafici di progetto il giunto è strutturalmente più ampio (circa 150 mm) ma lo spessore delle finiture architettoniche che rivestono le parti strutturali rendono l’ampiezza “libera del giunto” pari a 50 mm.

L’altezza dal piano delle fondazioni della tettoia metallica che è la struttura con cui si “fronteggiano” i tre “corpi di fabbrica” è pari a 5.00 m circa per cui si ha:

$$\Delta_1 = \Delta_2 = h/100 \cdot a_g S/g = 500/100 \times 0.148 \times 1.476 = 1.09 \text{ cm}$$

$$\Delta_1 + \Delta_2 = 21.8 \text{ mm} < 50\text{mm}$$

In base ai risultati del modello di calcolo alla quota della tettoia metallica l’edificio viaggiatori presenta i seguenti spostamenti (nodi 22 e 23):

SPOSTAMENTI S.L.V. PER GIUNTI SISMICI (NTC 7.3.3.3)											
Sisma Direzione X $\mu_d=2.24$ - Direzione Y $\mu_d=2.67$											
IDENTIFICATIVO			SPOSTAMENTI S.L.U.			IDENTIFICATIVO			SPOSTAMENTI S.L.U.		
Filo N.ro	Quota (m)	Nodo3D N.ro	SpMax X (mm)	SpMax Y (mm)	SpMax R (mm)	Filo N.ro	Quota (m)	Nodo3D N.ro	SpMax X (mm)	SpMax Y (mm)	SpMax R (mm)
1	4.55	10	26.92	14.22	27.83	2	4.55	11	26.94	14.48	27.63
3	4.55	12	19.72	14.49	20.97	4	4.55	13	16.14	13.19	16.75
5	4.55	14	16.17	14.40	17.13	6	4.55	15	18.63	14.16	19.91
7	5.58	16	18.13	15.82	18.72	8	5.58	17	18.13	15.74	19.14
27	4.55	18	24.70	14.20	25.68	53	4.55	19	24.70	15.83	27.07
57	4.55	20	27.86	15.83	29.98	56	4.55	21	27.86	14.22	28.73
59	4.55	22	27.83	14.48	28.48	58	4.55	23	30.08	14.48	30.63
55	4.55	24	30.08	14.22	30.90	54	4.55	25	30.08	15.83	32.05
1	5.58	26	29.62	15.82	30.60	2	5.58	27	29.62	15.74	30.36
3	5.58	28	22.81	15.74	24.05	4	5.58	29	19.74	15.82	20.45
5	5.58	30	19.74	15.74	20.67	6	5.58	31	22.81	15.82	24.08
27	5.58	32	27.63	15.82	28.68						

Analogamente dal modello di calcolo della tettoia metallica si desumono gli spostamenti massimi per i nodi “opposti” (nodi 25 e 26) a quelli del fabbricato viaggiatori oggetto della presente relazione da cui:

PROGETTO DEFINITIVO
 Relazione di calcolo Tettoia metallica

COMMESSA IV01 LOTTO 00 CODIFICA D 26 CL DOCUMENTO FV0300 005 REV. A FOGLIO 67 di 76

SPOSTAMENTI S.L.V. PER GIUNTI SISMICI (NTC 7.3.3.3)											
Sisma Direzione X $\mu_d=1.94$ - Direzione Y $\mu_d=2.65$											
IDENTIFICATIVO			SPOSTAMENTI S.L.U.			IDENTIFICATIVO			SPOSTAMENTI S.L.U.		
Filo N.ro	Quota (m)	Nodo3D N.ro	SpMax X (mm)	SpMax Y (mm)	SpMax R (mm)	Filo N.ro	Quota (m)	Nodo3D N.ro	SpMax X (mm)	SpMax Y (mm)	SpMax R (mm)
25	4.40	2	5.05	0.80	5.06	26	4.40	4	5.91	0.94	5.93
29	4.40	6	28.46	6.10	28.61	35	4.40	7	7.15	0.96	7.16
47	4.40	8	5.46	0.96	5.46	31	4.40	9	5.66	0.94	5.68
32	4.40	10	6.16	0.94	6.17	51	4.40	11	6.26	0.94	6.28
40	4.40	12	8.51	0.94	8.51	33	4.40	13	4.85	0.80	4.86
50	4.40	14	6.28	0.82	6.33	34	4.40	15	5.26	0.80	5.27
36	4.40	16	7.15	0.80	7.18	46	4.40	17	5.43	0.80	5.44
39	4.40	18	8.51	0.82	8.52	60	4.40	19	7.16	6.13	8.41
38	4.40	20	8.52	4.35	9.56	49	4.40	21	6.29	4.35	7.16
45	4.40	22	5.44	4.34	6.96	37	4.40	23	7.15	4.34	7.58
48	4.40	24	5.48	6.14	8.03	52	4.40	25	6.28	6.15	8.18
28	4.40	26	8.52	6.15	10.35						

Lo spostamento complessivo massimo in controfase tra i due "corpi" è quindi pari a:

$$30.08 + 8.52 = 38.6 \text{ mm} < d_{\min} = 50 \text{ mm}$$

Nel caso invece tra tettoia e fabbricato tecnologico i nodi di riferimento sono:

Fabbricato tecnologico (nodo 58):

SPOSTAMENTI S.L.V. PER GIUNTI SISMICI (NTC 7.3.3.3)											
Sisma Direzione X $\mu_d=3.51$ - Direzione Y $\mu_d=2.67$											
IDENTIFICATIVO			SPOSTAMENTI S.L.U.			IDENTIFICATIVO			SPOSTAMENTI S.L.U.		
Filo N.ro	Quota (m)	Nodo3D N.ro	SpMax X (mm)	SpMax Y (mm)	SpMax R (mm)	Filo N.ro	Quota (m)	Nodo3D N.ro	SpMax X (mm)	SpMax Y (mm)	SpMax R (mm)
1	5.40	28	10.79	16.15	16.34	2	5.40	29	10.79	16.18	16.38
3	5.40	30	10.22	16.18	16.42	4	5.40	31	10.22	16.15	16.39
5	5.40	32	10.22	16.13	16.37	6	4.55	33	9.48	13.74	14.11
7	5.40	34	10.79	16.13	16.33	8	4.55	35	9.49	13.19	13.58
9	4.55	36	9.49	13.18	13.57	10	4.55	37	9.45	13.26	13.64
11	5.40	38	10.46	16.51	17.21	12	5.40	39	10.46	18.39	18.88
13	5.40	40	10.46	20.59	20.70	14	5.40	41	10.46	22.81	22.83
15	5.40	42	10.46	25.05	25.06	16	5.40	43	10.22	25.05	25.31
17	5.40	44	10.79	25.05	25.49	18	5.40	45	10.79	22.81	23.29
19	5.40	46	10.22	22.81	23.10	20	5.40	47	10.22	20.59	20.91
21	5.40	48	10.79	20.59	21.12	22	5.40	49	10.79	18.39	18.99
23	5.40	50	10.22	18.39	18.75	24	5.40	51	10.79	16.51	16.99
25	5.40	52	10.22	16.51	16.73	26	5.40	53	10.79	16.28	16.47
27	5.40	54	10.22	16.28	16.52	28	4.55	55	9.47	13.22	13.61
33	4.55	56	9.75	13.22	13.66	30	4.55	57	9.75	13.19	13.63
29	4.55	58	9.75	13.74	14.16	6	5.40	59	10.46	16.13	16.52
8	5.40	60	10.46	16.15	16.54	9	5.40	61	10.46	16.18	16.57
10	5.40	62	10.46	16.28	16.67						

Tettoia metallica (nodo 23):

SPOSTAMENTI S.L.V. PER GIUNTI SISMICI (NTC 7.3.3.3)											
Sisma Direzione X $\mu_d=1.94$ - Direzione Y $\mu_d=2.65$											
IDENTIFICATIVO			SPOSTAMENTI S.L.U.			IDENTIFICATIVO			SPOSTAMENTI S.L.U.		
Filo N.ro	Quota (m)	Nodo3D N.ro	SpMax X (mm)	SpMax Y (mm)	SpMax R (mm)	Filo N.ro	Quota (m)	Nodo3D N.ro	SpMax X (mm)	SpMax Y (mm)	SpMax R (mm)
25	4.40	2	5.05	0.80	5.06	26	4.40	4	5.91	0.94	5.93
29	4.40	6	28.46	6.10	28.61	35	4.40	7	7.15	0.96	7.16
47	4.40	8	5.46	0.96	5.46	31	4.40	9	5.66	0.94	5.68
32	4.40	10	6.16	0.94	6.17	51	4.40	11	6.26	0.94	6.28
40	4.40	12	8.51	0.94	8.51	33	4.40	13	4.85	0.80	4.86
50	4.40	14	6.28	0.82	6.33	34	4.40	15	5.26	0.80	5.27
36	4.40	16	7.15	0.80	7.18	46	4.40	17	5.43	0.80	5.44
39	4.40	18	8.51	0.82	8.52	60	4.40	19	7.16	6.13	8.41
38	4.40	20	8.52	4.35	9.56	49	4.40	21	6.29	4.35	7.16
45	4.40	22	5.44	4.34	6.96	37	4.40	23	7.15	4.34	7.58
48	4.40	24	5.48	6.14	8.03	52	4.40	25	6.28	6.15	8.18
28	4.40	26	8.52	6.15	10.35						

Lo spostamento complessivo massimo in controfase tra i due "corpi" è quindi pari a:

$$9.75 + 7.15 = 16.9 \text{ mm} < d_{\min} = 50 \text{ mm}$$

Pertanto il giunto tecnico previsto di 5 cm risulta adeguato ad evitare il martellamento strutturale.

14 VERIFICHE DELLE FONDAZIONI

14.1 Generalità

Per ogni stato limite ultimo è stata rispettata la condizione generale:

$$E_d \leq R_d$$

 dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

 Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d .

Nelle verifiche di sicurezza eseguite, sono stati presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Poiché la fondazione in progetto è costituita da una platea in c.a., gli stati limite ultimi si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione.

Le verifiche sono state effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa

SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza ultima negli elementi strutturali

Le verifiche geotecniche devono essere eseguite seguendo uno dei 2 approcci elencati nel seguito, utilizzando i coefficienti parziali riportati nella tabella sotto:

Approccio 1:

- Combinazione 1 (A1+M1+R1)
- Combinazione 2 (A2+M2+R2)

Approccio 2:

- Combinazione 1 (A1+M1+R3)

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_v	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

14.2 Verifiche geotecniche

La pressione di contatto con il terreno rappresentata nelle figure seguenti per le principali combinazioni di calcolo SLV.

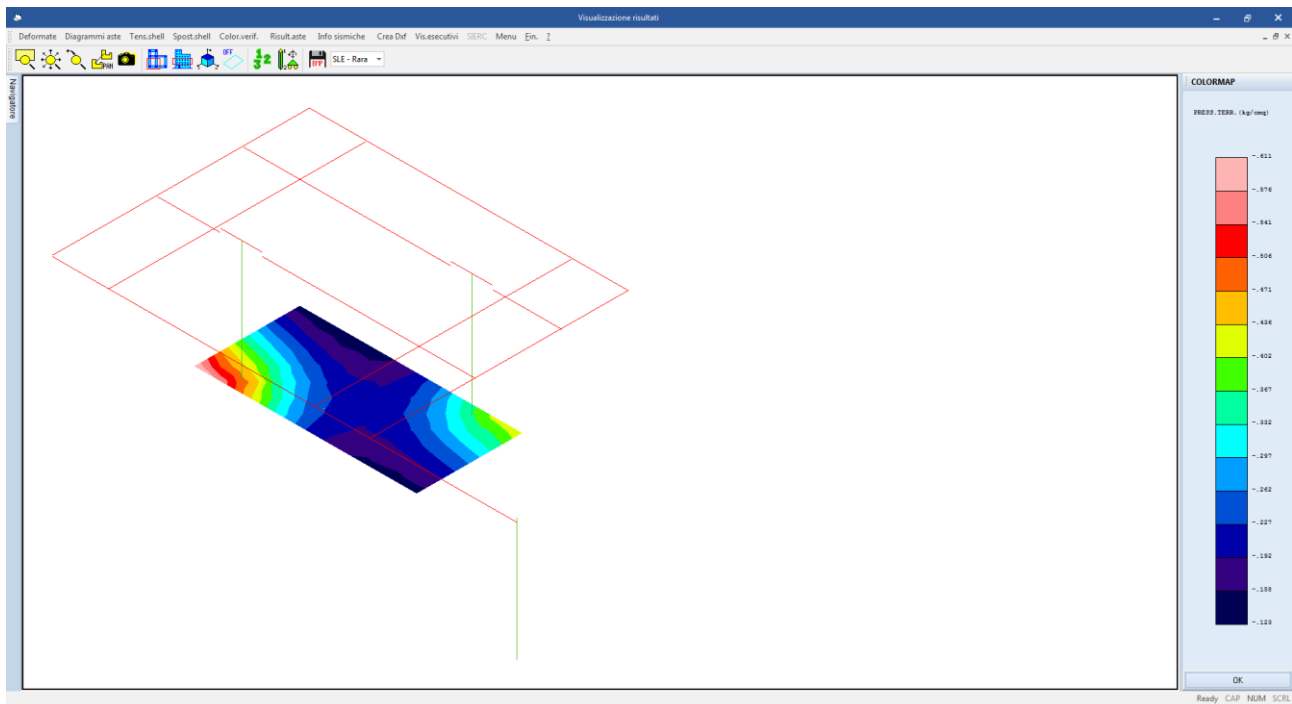


Figura 33: pressioni di contatto col terreno in combinazione SLV1 (max = 0.611 daN/cm²)

La capacità portante limite della platea di fondazione viene valutata secondo Brinch-Hansen con la relazione:

$$q_{\text{lim}} = q N_q \gamma_q i_q d_q b_q g_q s_q + c N_c \gamma_c i_c d_c b_c g_c s_c + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma \gamma_\gamma i_\gamma d_\gamma b_\gamma g_\gamma s_\gamma$$

dove

Caratteristiche geometriche della fondazione:

q = carico sul piano di fondazione

B = lato minore della fondazione
L = lato maggiore della fondazione
D = profondità della fondazione
 α = inclinazione base della fondazione
G = peso specifico del terreno
B' = larghezza di fondazione ridotta = B - 2 eB
L' = lunghezza di fondazione ridotta = L - 2 eL

Caratteristiche di carico sulla fondazione:

H = risultante delle forze orizzontali
N = risultante delle forze verticali
eB = eccentricità del carico verticale lungo B
eL = eccentricità del carico verticale lungo L
FhB = forza orizzontale lungo B
FhL = forza orizzontale lungo L

Caratteristiche del terreno di fondazione:

β = inclinazione terreno a valle
c = cu = coesione non drenata (condizioni U)
c = c' = coesione drenata (condizioni D)
 Γ = peso specifico apparente (condizioni U)
 $\Gamma = \Gamma'$ = peso specifico sommerso (condizioni D)
 $\phi = 0$ = angolo di attrito interno (condizioni U)
 $\phi = \phi'$ = angolo di attrito interno (condizioni D)

Fattori di capacità portante:

$$Nq = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \exp(\pi + \tan \phi) \quad (\text{Prandtl-Cauchot-Meyerhof})$$

$$Ng = 2(Nq + 1) \tan \phi \quad (\text{Vesic})$$

$$Nc = \frac{Nq - 1}{\tan \phi} \quad \text{in condizioni D (Reissner-Meyerhof)}$$

$$Nc = 5,14 \quad \text{in condizioni U}$$

Indici di rigidezza (condizioni D):

$$Ir = \frac{G}{c' + q' \tan \phi} = \text{indice di rigidezza}$$

$$q' = \text{pressione litostatica efficace alla profondità } D + \frac{B}{2}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} = \text{modulo elastico tangenziale}$$

E = modulo elastico normale

μ = coefficiente di Poisson

$$I_{cr} = \frac{1}{2} \exp \left[\frac{3,3 - 0,45 \frac{B}{L}}{\tan(45 - \frac{\phi'}{2})} \right] = \text{indice di rigidezza critico}$$

Coefficienti di punzonamento (Vesic):

$$Y_q = Y_g = \exp \left[\left(0,6 \frac{B}{L} - 4,4 \right) \tan \phi' + \frac{3,07 \sin \phi' \log(2Ir)}{1 + \sin \phi'} \right] \text{ in condizioni drenate, per } Ir \leq$$

I_{cr}

$$Y_c = Y_q - \frac{1 - Y_q}{Nq \times \tan \phi'}$$

Coefficienti di inclinazione del carico (Vesic):

$$i_g = \left(\frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot \text{ang} \phi'} \right)^{m+1}$$

$$i_q = \left(\frac{1 - H}{N + B \times L \times c' \times \cot \phi'} \right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{Nc \times \tan \phi'} \quad \text{in condizioni D}$$

$$i_c = 1 - \frac{m \times H}{B \times L \times cu \times Nc} \quad \text{in condizioni U}$$

essendo:

$$m = mB \cos^2 \Theta + mL \sin^2 \Theta$$

$$mB = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \quad mL = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} \quad \Theta = \tan^{-1} \frac{Fh \times B}{Fh \times L}$$

Coefficienti di affondamento del piano di posa (Brinch-Hansen):

$$dq = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \text{arctg} \frac{D}{B'} \quad \text{per } D > B'$$

$$dq = 1 + 2 \frac{D}{B'} \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \quad \text{per } D \leq B'$$

$$dc = dq - \frac{1 - dq}{Nc \times \tan \phi} \quad \text{in condizioni D}$$

$$dc = 1 + 0,4 \arctan \frac{D}{B'} \quad \text{per } D > B' \text{ in condizioni U}$$

$$dc = 1 + 0,4 \frac{D}{B'} \quad \text{per } D \leq B' \text{ in condizioni U}$$

Coefficienti di inclinazione del piano di posa:

$$bg = \exp(-2,7\alpha \tan \phi)$$

$$bc = bq = \exp(-2\alpha \tan \phi) \quad \text{in condizioni D}$$

$$bc = 1 - \frac{\alpha}{147} \quad \text{in condizioni U}$$

$$bq = 1 \quad \text{in condizioni U)}$$

Coefficienti di inclinazione del terreno di fondazione:

$$gc = gq = \sqrt{1 - 0,5 \tan \beta} \quad \text{in condizioni D}$$

$$gc = 1 - \frac{\beta}{147} \quad \text{in condizioni U}$$

$$gq = 1 \quad \text{in condizioni U}$$

Coefficienti di forma (De Beer):

$$sg = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'}$$

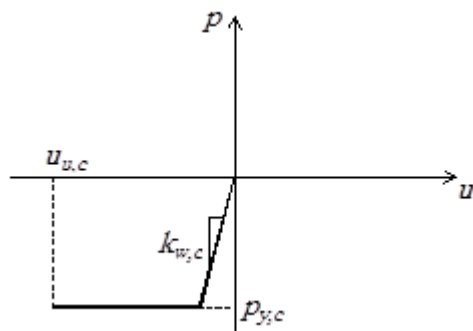
$$sq = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$$

$$sc = 1 + \frac{B' Nq}{L' Nc}$$

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Tali effetti sono stati portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati K_h e I_{gk} , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito il tutto secondo le formulazioni proposte da Paolucci e Peker.

Gli elementi strutturali che compongono la sottostruttura di fondazione superficiale sono schematizzati come poggianti su una serie discreta di molle a comportamento non lineare nei riguardi della componente verticale di spostamento ed elastico per le altre componenti di spostamento.

I legami costitutivi forza-spostamento (p-u) delle molle non lineari utilizzate per modellare il suolo sono del tipo elasto-plastico. In particolare nel caso di fondazioni superficiali quale quella in oggetto, il legame costitutivo è non resistente a trazione (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**)


Figura 34: Legami costitutivi molle non lineari per fondazioni superficiali

La rigidezza $k_{w,c}$ del tratto elastico del legame è valutata a partire dalla costante di Winkler del terreno tenendo conto della superficie di impronta di competenza della singola molla.

Il valore di limite elastico $p_{y,c}$ della forza è dedotto dal valore Q_{lim} del carico limite calcolato come detto sopra.

Infine lo spostamento ultimo $u_{u,c}$ è fissato sulla base di valori teorico-sperimentali riportati nella letteratura tecnica.

Per le verifiche di tipo geotecnico (GEO), si assume che sia stato raggiunto lo stato limite ultimo del terreno se lo spostamento sotto una delle molle non lineari attinge al valore ultimo $u_{u,c}$. Inoltre si ha lo stato limite ultimo nel terreno se tutte le molle che modellano il suolo hanno raggiunto la fase plastica del legame costitutivo. In questa condizione infatti non è più possibile equilibrare ulteriori incrementi di carico.

Il programma conduce quindi un'analisi non lineare a controllo di forza incrementando le azioni agenti fino ad ottenere il collasso della fondazione.

Al fine di verificare la compatibilità delle deformazioni del terreno, che in campo plastico possono diventare molto elevate, con la effettiva capacità di redistribuzione della fondazione, durante l'analisi viene limitata la rotazione tra i vari punti della stessa. Il raggiungimento di una prefissata rotazione ultima individua il criterio per la determinazione del moltiplicatore di collasso.

Tale modalità di analisi risulta descritta anche nel codice FEMA 356, codice di indubbio valore internazionale, a cui può farsi riferimento come previsto dal Cap. 12 delle NTC2018.

Nella fattispecie i valori minimi del moltiplicatore dei carichi è pari a 4.312 allo SLV. Le verifiche di portanza risultano soddisfatte.

PORTANZA GLOBALE - MOLTIPLICATORI DI COLLASSO - SLU										
Comb N.ro	DRENATE				NON DRENATE				RISULTATI	
	Result (t)	Resist (t)	Moltip. Collasso	%Pl. Moll	Result (t)	Resist (t)	Moltip. Collasso	%Pl. Moll	Moltip. Minimo	STATUS (m)
A1 / 1	103	443	4.313	2						OK
A1 / 2	101	437	4.313	2						OK
A1 / 3	103	443	4.312	2					4.312	OK
A1 / 4	101	437	4.312	2						OK
A1 / 5	96	730	7.568	55						OK
A1 / 6	103	444	4.313	2						OK
A1 / 7	101	437	4.313	2						OK
A1 / 8	96	730	7.565	49						OK
A1 / 9	69	524	7.567	17						OK

PORTANZA GLOBALE - MOLTIPLICATORI DI COLLASSO - SLU										
Comb N.ro	DRENATE				NON DRENATE				RISULTATI	
	Risult (t)	Resist (t)	Moltip. Collasso	%Pl. Moll	Risult (t)	Resist (t)	Moltip. Collasso	%Pl. Moll	Moltip. Minimo	STATUS (m)
A1 / 10	69	524	7.571	15						OK
A1 / 11	69	524	7.571	15						OK
A1 / 12	69	524	7.567	17						OK
A1 / 13	69	523	7.555	11						OK
A1 / 14	69	524	7.564	9						OK
A1 / 15	69	524	7.565	9						OK
A1 / 16	69	523	7.555	11						OK

15 GIUDIZIO MOTIVATO ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

A titolo di esempio viene determinata in modo "manuale" l'entità del tagliante sismico al piede dell'edificio.

Tenendo conto dei periodi propri della struttura riportati, è possibile determinare il prodotto tra l'accelerazione spettrale S_e e la massa modale eccitata W di ogni singolo periodo per ogni direzione di ingresso del sisma ottenendo un "tagliante" per le due direzioni principali X e Y.

Nella tabella che segue il calcolo è eseguito per lo **spettro elastico normalizzato** scalato per il fattore di struttura q utilizzato nel calcolo globale della struttura

FREQUENZE E MASSE ECCITATE								
Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Spettro di progetto X SLV	Spettro di progetto Y SLV	SISMA X		SISMA Y	
					Massa Mod Ecc. (t)	W x S_e	Massa Mod Ecc. (t)	W x S_e
1	32.56	0.19	0.41	0.41	0.12	0.05	2.34	0.96
2	35.50	0.18	0.41	0.41	6.31	2.59	0.29	0.12
3	37.98	0.17	0.41	0.41	9.99	4.11	0.19	0.08
4	40.41	0.16	0.41	0.41	0.21	0.09	0.26	0.11
5	50.61	0.12	0.37	0.37	0.00	0.00	2.76	1.03
6	74.49	0.08	0.32	0.32	0.01	0.00	10.09	3.27
7	90.63	0.07	0.31	0.31	0.13	0.04	0.02	0.01
8	91.68	0.07	0.30	0.30	0.01	0.00	0.81	0.25
9	101.68	0.06	0.30	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00
10	226.31	0.03	0.26	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00
11	268.91	0.02	0.25	0.25	0.00	0.00	0.00	0.00
12	585.71	0.01	0.23	0.23	0.00	0.00	0.00	0.00
TOTALE						6.881		5.814

Nelle celle "TOTALE" per ogni direzione di ingresso del sisma è riportato il risultato della combinazione SRSS delle componenti $W \times S_e$ determinate per ogni modo ovvero:

$$TOT = \sqrt{(\sum_i E^2)}$$

Il tagliante sismico determinato in automatico dal programma è pari a:

RISULTANTI FORZE MODALI		
	Risultante sisma dir. X	Risultante sisma dir. Y
Modo	FX (t)	FX (t)
1	0.048	0.963
2	2.594	0.120
3	4.109	0.079
4	0.085	0.107
5	0.000	1.025
6	0.002	3.267
7	0.040	0.007
8	0.003	0.246
9	0.000	0.000
10	0.001	0.000
11	0.000	0.000
12	0.000	0.000
Totale	6.882	5.814

Quindi dei rapporti tra tagliante calcolato “manualmente” e tagliante automatico da software pari a:

- Direzione X = $6.881/6.882 = 99.9\%$
- Direzione Y = $5.814/5.814 = 100\%$

Il confronto può definirsi quindi più che positivo.